



8 01163

Universidad Nacional Autónoma de México

**MÉTODOS DE MEJORAMIENTO
VIBRATORIOS PARA MITIGAR LOS
EFECTOS DE LICUACIÓN**

AXEL RAMÍREZ RAMÍREZ

TESIS

Presentada a la División de Estudios de Postgrado de la
Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma
de México, como requisito para obtener
el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

Director de Tesis:

Dr. Víctor Manuel Taboada Urtuzuástegui

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México D.F., Ciudad Universitaria

abril del 2002



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS

A mis padres, Norberta y Miguel:

Por su amor, apoyo, confianza y por haberme guiado por un buen camino. Gracias a ellos he conseguido algunas de mis metas. *Los amo.*

A mis hermanos, Lizeth y Miguel:

Por su ejemplo, ayuda y lo más importante "su amor". Gracias.

A mi sobrino, Diego:

Por obsequiarme esa sonrisa inocente.

A Cynthia:

Por tener objetivos en común y haberme alentado a cumplirlos, además de compartir tantos momentos importantes de su vida. Gracias.

A mis papás abuelos[†], Lola, Cuca y Lalo:

Por haberme dejado recuerdos tan gratos y por estar en mi mente en momentos difíciles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AGRADECIMIENTOS

A Keller Cimentaciones, TGC, Ingenieros Especializados en Cimentaciones y Proyectos Especializados de Ingeniería:

Por haberme permitido el acceso a sus archivos, con lo que obtuve datos valiosos para la realización de este trabajo

A CONACyT, Keller Cimentaciones y al Instituto de Ingeniería:

Por su apoyo económico, el cual hizo posible este trabajo.

A Roberto López Zaldaña:

Por compartir su conocimiento y experiencia sobre este tema.

A mi director de tesis, Víctor M. Taboada U.:

Por su apoyo y amistad durante el tiempo que colaboré en el Instituto de Ingeniería.

A mis sinodales, Víctor M. Taboada U., Roberto López Z., J. Abraham Díaz R., Raúl Flores B. y Xiangyue Li Liu:

Por mejorar este trabajo con sus comentarios y observaciones

A mis amigos de la maestría y del Instituto de Ingeniería:

Por los momentos de discusión y parranda pero, sobre todo por su valiosa amistad.

A la Universidad Nacional Autónoma de México:

Por la gran oportunidad de pertenecer a ella y por sus profesores magnos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

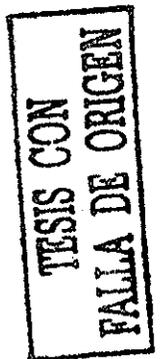
Resumen

Este trabajo presenta la importancia de la licuación debido a sus efectos devastadores que se han observado en varios países. Se indican los sitios en México, mostrando sus características geotécnicas y sísmicas, donde se han presentado efectos de licuación, varios de estos sitios están en pleno desarrollo industrial y/o turístico. A causa de esto, se realizó una revisión de los métodos basados en pruebas de campo para predecir la licuación, mostrando sus ventajas, desventajas y los cambios que han sufrido hasta hoy en día. Es fundamental conocer los métodos existentes para evitar los efectos de este fenómeno y así disminuir el costo del proyecto contemplado, por lo que, también se hizo una revisión exhaustiva de los métodos existentes para mitigar tales efectos, enfocándose en los que se han aplicado con mayor frecuencia en México, en estos, se explica las bases teóricas, empíricas y se puntualizan sus diferencias. Se reporta de una manera completa los sitios mejorados por vibrocompactación y vibrosustitución en nuestro país, presentando un análisis de potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento de algunos sitios, para estimar la eficiencia de estos métodos.

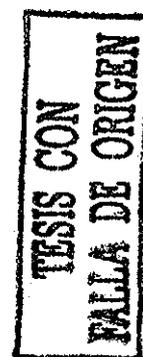
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ÍNDICE

	pág.
Introducción	i
Objetivos y alcances	iii
1. LICUACIÓN	3
1.1 Efectos de licuación	5
1.1.1 Fallas de flujo	6
1.1.2 Desplazamientos laterales	6
1.1.3 Asentamientos	7
1.1.4 Oscilaciones del suelo	8
1.1.5 Volcanes de arena	8
1.1.6 Pérdida de capacidad de carga	9
1.1.7 Incremento de las presiones laterales sobre muros de retención	9
1.2 Susceptibilidad de los suelos a licuación	10
1.2.1 Criterio Geológico	10
1.2.2 Criterio Histórico	10
1.2.3 Criterio Composicional	11
1.2.4 Criterio de Estado	12
2. CASOS HISTORIA DE LICUACIÓN EN MÉXICO	15
2.1 Jáltipan, Veracruz (1959)	15
2.1.1 Geología y sismicidad	15
2.1.2 Evidencias de licuación	15
2.1.3 Características del suelo licuado	16
2.2 Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)	16
2.2.1 Geología y sismicidad	16
2.2.2 Evidencias de licuación	16
2.2.3 Características del suelo licuado	16
2.3 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)	17
2.3.1 Geología y sismicidad	17
2.3.2 Evidencias de licuación	17
2.3.3 Características del suelo licuado	17
2.4 Valle de Mexicali, Baja California (1980)	17
2.4.1 Geología y sismicidad	17
2.4.2 Evidencias de licuación	18
2.5 Lázaro de Cárdenas, Michoacán (1985)	18
2.5.1 Características del sismo	18
2.5.2 Evidencias de licuación	18
2.6 Jaluco, Jalisco (1995)	18
2.6.1 Geología y sismicidad	18
2.6.2 Evidencias de licuación	19
2.6.3 Características del suelo licuado	19
2.7 Manzanillo, Colima (1995)	19
2.7.1 Geología y sismicidad	19
2.7.2 Evidencias de licuación	19
2.7.3 Características del suelo licuado	20
2.8 Tlaxcala (1999)	20



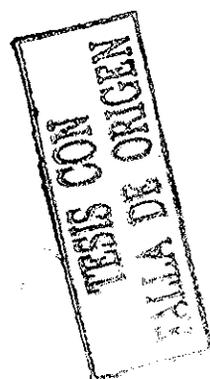
2.8.1	Características del sismo	20
2.8.2	Evidencias de licuación	20
2.9	Localización de los sitios donde se ha presentado licuación	20
3.	MÉTODOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN, BASADOS EN PRUEBAS DE CAMPO	25
3.1	Relación de Esfuerzo Cíclico y Relación de Resistencia Cíclica	26
3.2	Prueba de Penetración Estándar (SPT)	27
3.2.1	Curva base para arenas limpias	28
3.2.2	Correlaciones para contenido de finos y suelos plásticos	30
3.2.3	Otras correcciones	31
3.3	Prueba Penetración de Cono (CPT)	32
3.3.1	Normalización de la resistencia a la penetración del cono	34
3.3.2	Cálculo de la resistencia a la penetración de cono normalizada equivalente para una arena limpia	36
3.3.3	Corrección de la resistencia de penetración de cono por capas delgadas de suelo	39
3.4	Velocidad de Onda de Corte (Vs)	41
3.4.1	Criterios para evaluar el potencial de licuación	41
3.5	Prueba de penetración Becker (BPT)	45
3.6	Factores de escala para magnitud del sismo	48
4.	MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES	55
4.1	Técnicas de drenaje	59
4.1.1	Drenes de grava	59
4.1.1.1	Concepto	59
4.1.1.2	Aplicaciones de campo	60
4.1.1.3	Trabajo analítico	61
4.1.1.4	Observaciones basadas en trabajos experimentales	62
4.1.1.5	Conclusiones	62
4.1.2	Drenes prefabricados	63
4.2	Técnicas de densificación	64
4.2.1	Compactación dinámica	64
4.2.2	Compactación por medio de explosivos	65
4.2.3	Compactación por vibración	65
4.2.3	Vibrocompactación	69
4.2.4	Vibrosustitución	71
4.3	Verificación del mejoramiento	72
5.	TÉCNICAS DE VIBROFLOTACIÓN	73
5.1	Vibrador	73
5.2	Vibrocompactación	75
5.2.1	Rango de suelos	77
5.2.2	Diseño	79
5.2.3	Proceso de vibrocompactación	87
5.2.4	Verificación del mejoramiento	88
5.2.5	Limitaciones	89
5.3	Vibrosustitución	90



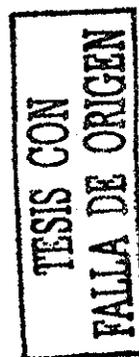
5.3.1 Antecedentes	90
5.3.2 Fundamento teórico	90
5.3.3 Modelos de cálculo	91
5.3.3.1 Método de Priebe	92
5.3.3.2 Método de Van Impe y De Beer	94
5.3.3.3 Método-resumen de Greenwood y Kirsch	96
5.3.4 Rango de suelos	97
5.3.5 Diseño	98
5.3.6 Predicción de la densificación	100
5.3.7 Descripción de la técnica	101
5.3.8 Material de relleno	103
5.3.5 Verificación del mejoramiento	103
5.3 Comparación de vibrocompactación y vibrosustitución.....	104
5.4.1 Densificación	104
5.4.2 Drenaje	104
5.4.3 Refuerzo	106

6 MÉTODOS DE VIBROCOMPACTACIÓN Y VIBROSUSTITUCIÓN APLICADOS EN MÉXICO Y SU EFICIENCIA.....

6.1 Puerto pesquero en Alvarado, Veracruz (1964).....	111
6.1.1 Estratigrafía de la zona	111
6.1.2 Trabajos desarrollados de vibrocompactación	112
6.1.3 Comparación de sondeos previos y posteriores del mejoramiento	113
6.2 Planta de tratamiento de aguas negras de Puerto Vallarta, Jalisco (1995)	114
6.2.1 Estratigrafía de la zona	114
6.2.2 Mejoramiento del suelo	115
6.2.3 Sondeos después del mejoramiento	115
6.3 Patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas Michoacán (1997)	117
6.3.1 Estratigrafía y propiedades de los diversos estratos	118
6.3.2 Mejoramiento del suelo	121
6.3.3 Sondeos posteriores del mejoramiento	123
6.4 Manzanillo, Colima.....	125
6.4.1 Antecedentes	125
6.4.2 Descripción general del subsuelo de Manzanillo	127
6.4.3 Rehabilitación y ampliación de patios en la Terminal Especializada de Contenedores (TEC)	127
6.4.3.1 Estratigrafía de la zona TEC	128
6.4.3.2 Mejoramiento del suelo en la rehabilitación y ampliación de la TEC	131
6.4.3.3 Trabajos de vibro aleta en la rehabilitación	132
6.4.3.3.1 Sondeos posteriores al mejoramiento	133
6.4.3.4 Trabajos de vibrosustitución desarrollados en la ampliación	138
6.4.3.4.1 Sondeos posteriores del mejoramiento	138
6.4.4 Ampliación de la bodega localizada en la Terminal de Usos Múltiples, TUM, (2001).....	141
6.4.4.1 Estratigrafía de la zona	141
6.4.4.2 Trabajos de vibrosustitución desarrollados	141
6.4.4.3 Sondeo posterior del mejoramiento	144
6.4.5 Domos de almacenamiento en Manzanillo, Col. (1999).....	145



6.4.5.1 Estratigrafía y resistencia a la penetración antes del mejoramiento	145
6.4.5.2 Trabajos de mejoramiento del suelo	146
6.4.5.3 Sondeos posteriores del mejoramiento	147
6.4.6 Hospital general del IMSS en Manzanillo, Col. (1999)	147
6.4.6.1 Estratigrafía de la zona	148
6.4.6.2 Trabajos desarrollados de vibrosustitución	151
6.4.6.3 Sondeo posterior del mejoramiento	151
6.5 Análisis del potencial de licuación	153
6.5.1 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento del puerto pesquero en Alvarado, Veracruz.	153
6.5.1.1 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento utilizando el método de Seed e Idriss (1982) modificado por Youd e Idriss, 1997.	154
6.5.1.2 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento utilizando el método de Robertson et al., (1992)	159
6.5.2 Patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán.....	163
6.5.2.1 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento en Petacalco (1979), utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997	164
6.5.2.2 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento en Petacalco (1985), utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997.	173
6.5.3 Rehabilitación de los patios de la TEC (1997)	176
6.5.3.1 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento en TEC, utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idiss, 1997	176
6.5.3.2 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento en TEC, utilizando el método de Robertson et al., (1992).....	176
6.5.4 Ampliación de los patios de la TEC (1997)	187
6.5.4.1 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento en la zona ganada ala mar de la TEC, utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997	187
6.5.4.2 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento en la zona de terreno firme de la TEC, utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idiss, 1997	187
6.5.5 Ampliación de la bodega de consolidación localizada en la TUM (2001)	192
6.5.5.1 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997	192
6.5.6 Hospital general del IMSS en Manzanillo	195
6.5.6.1 Potencial de licuación previo y posterior del mejoramiento utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997)	195
7 CONCLUSIONES.....	199
ANEXO A.....	205



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INTRODUCCIÓN

Los desastres naturales pueden causar grandes devastaciones a la humanidad, uno de los más temidos son los terremotos. El caso más reciente es el sismo de Hyogo Ken-Nanbu (1995) que dañó en una manera impresionante a la ciudad de Kobe, Japón, causando el fallecimiento de 5250 personas y daños económicos por 100 billones de dólares; superando a los daños de Loma Prieta (10 billones de dólares) y a los de Norridge, California (30 billones de dólares).

El sismo de Tangshuan, China (1976) provocó el desplome y daño severo del 85% de los edificios de la ciudad, como resultado de esto, miles de personas murieron (NRC 1982). Durante el sismo de Niigata, Japón (1964), se presentó licuación en un área bastante extensa, causando daños por más de 1 billón de dólares, principalmente por asentamientos diferenciales y fallas en cimentaciones. En Anchorage, Alaska (1964) se registró una gran destrucción de estructuras, principalmente por licuación. Debido a los efectos devastadores de licuación, en los sismos mencionados anteriormente, los ingenieros civiles han enfocado bastante a este fenómeno.

Los suelos granulares, sueltos y saturados, pueden presentar una drástica reducción en su resistencia y rigidez, ante cargas dinámicas; provocando asentamientos de edificios, flotación de estructuras soterradas, fallas de muros de retención, avalanchas (flalla de flujo), daños en pavimentos, fallas en presas de tierra, u otros peligros (ver reporte de licuación, NRC 1985).

Los suelos más susceptibles a licuarse pueden ser creados por la naturaleza (sedimentación) o por el hombre (relleno hidráulico). Los depósitos naturales son encontrados en las costas y en deltas de ríos; los depósitos creados por el hombre se pueden encontrar mar adentro (islas) o en las costas para reclamarle terreno al mar, estos depósitos también se pueden encontrar en estructuras de tierra (presas)

La licuación es uno de los efectos más devastadores de un sismo, por esto, ha sido estudiada intensamente en las últimas tres décadas. Aunque el mecanismo y las causas de licuación se han entendido a través de la investigación; se siguen teniendo algunas preguntas concernientes con la mitigación de licuación.

Actualmente se cuenta con gran cantidad de técnicas de mejora del suelo que permite la construcción de estructuras en medios que hace relativamente poco tiempo hubieran sido considerados no aptos para este fin.

Existen referencias muy antiguas del uso de métodos de mejora del suelo. En Babilonia y en el Imperio Chino se empleaban inclusiones de paja, madera o bambú para reforzar el suelo. Parece ser que en las técnicas actuales de tratamiento la práctica precede a la teoría. En los últimos años, el mejoramiento de suelos ha alcanzado un gran desarrollo y difusión tanto en el perfeccionamiento de los métodos más antiguos, como la compactación, la

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

precarga y la estabilización de suelos, como por la aparición de técnicas más modernas y sofisticadas, tales como la vibroflotación, las inyecciones o el jet-grouting.

En general, todas estas técnicas constituyen una alternativa cada día más considerada al evaluar las diferentes soluciones de diseño en la cimentación de una estructura (edificios, puentes, presas, túneles, terraplenes, tanques de almacenamiento, etc.) que deben de apoyarse en suelos con propiedades mecánicas pobres como son, suelos granulares sueltos y arcillas blandas de cierto espesor. Estos tratamientos han demostrado una verdadera eficacia en el mejoramiento de estos suelos y una repercusión económica favorable.

Sin embargo, el conocimiento acerca del mejoramiento de suelo, para contrarrestar el riesgo de licuación, son bastante someros, por lo que se debe de poner mayor atención a este tema. Bell J R. en 1978 dijo: En los próximos cincuenta años los avances en el área de mejora del suelo y sus aplicaciones serán muy rápidos. No obstante, estas innovaciones serán principalmente tecnológicas, más que conceptuales, siendo aún más importantes en los métodos de mayor utilidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Objetivos

El objetivo de este trabajo es el hacer conciencia en el ingeniero civil de que México tiene varios lugares donde el fenómeno de licuación está latente. Así como, darle a conocer los métodos más recientes para predecir el potencial de licuación basados en pruebas de campo, y las técnicas para mitigar sus efectos. Por último, presentar la eficiencia del método más utilizado en nuestro país para mejorar el comportamiento de materiales susceptibles a licuación.

Alcances

- Realizar una compilación de los casos historia de licuación en México;
- Presentar los métodos de campo para evaluar el potencial de licuación;
- Describir las principales técnicas de mejoramiento de suelo para evitar los efectos de licuación;
- Explicar las bases teóricas y empíricas de los métodos utilizados con mayor frecuencia en México, y mostrar sus diferencias;
- Recopilar todos los casos en México donde se realizó mejoramiento de suelos para mitigar la licuación, utilizando el método vibroflotación;
- Verificar la eficiencia de los métodos de mejoramiento utilizando la técnica de vibroflotación en México.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 1

LICUACIÓN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1950
 1951
 1952
 1953
 1954
 1955
 1956
 1957
 1958
 1959
 1960

1 LICUACIÓN

La licuación es un fenómeno que ha dado mucho que estudiar a la ingeniería sísmica y geotécnica en las últimas décadas. En 1964 se presentaron, en un periodo de tres meses, dos sismos que produjeron daños espectaculares inducidos por el fenómeno de licuación. El primero fue el de Good Friday, en Anchorage, Alaska ($M_w=9.2$), seguido por el de Niigata, Japón ($M_s=7.5$). A partir de entonces la licuación se ha vuelto uno de los temas más importantes, complejos y controversiales dentro de la Geotecnia.

La licuación se define como la reducción drástica de la resistencia y rigidez de un suelo granular saturado por efecto de cargas cíclicas o monotónicas.

Este fenómeno ocurre cuando las ondas sísmicas (principalmente las ondas S), al pasar por estratos granulares saturados, distorsionan el arreglo estructural constituido por partículas del suelo, provocando el colapso de arreglos sueltos (densificación). Esta serie de colapsos provoca un incremento en la presión de poro entre los granos si el drenaje no ocurre, como en el caso de un sismo. Si la presión de poro aumenta al grado de aproximarse al peso de la capa de suelo que se encuentra sobre ella, el estrato granular, temporalmente se comporta como un líquido viscoso más que como un sólido; esto se debe a que las partículas de suelo pierden contacto entre ellas, fig 1.1.

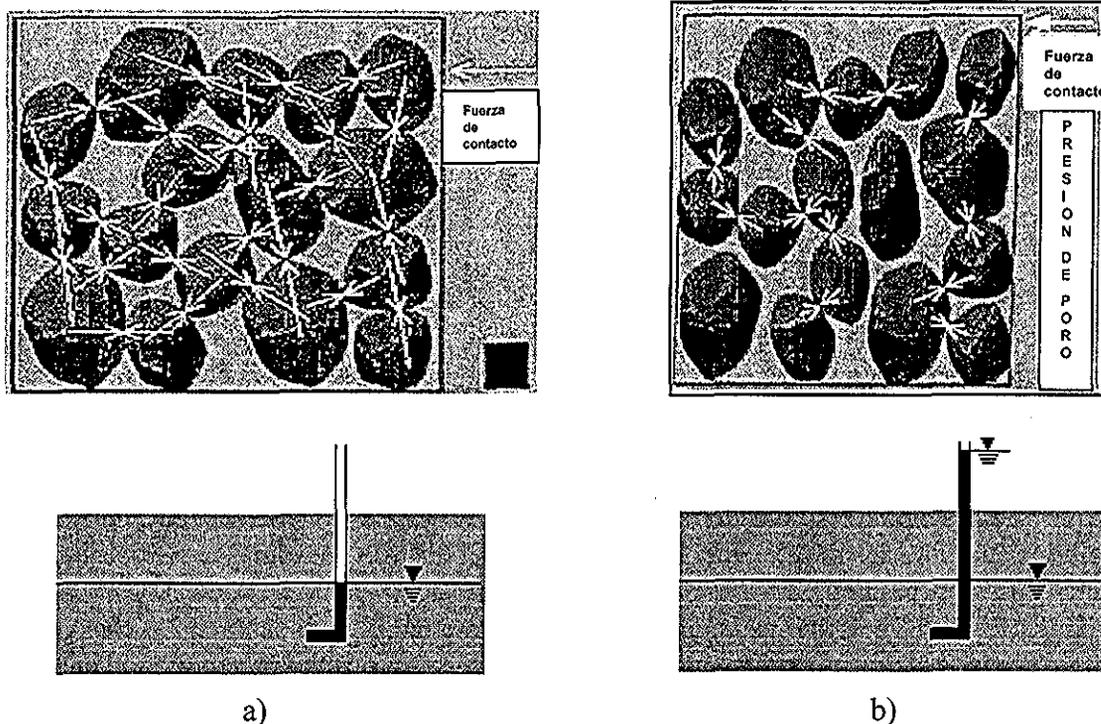


fig 1.1 Reducción del contacto entre partículas debido al incremento de la presión de poro; a) antes del sismo; b) durante el sismo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Un suelo licuado se deforma presentando poca resistencia al corte. El potencial de licuación de un suelo, depende principalmente de lo suelto que esté, de la cantidad de cementante o arcilla que tenga entre las partículas, y que tan restringido sea su drenaje.

Algunos factores que influyen en el nivel de deformación del suelo durante la licuación son: la densidad del material, la profundidad, espesor, extensión del área de la capa licuada y de la pendiente superficial del suelo.

Los tipos de sedimentos más susceptibles son, los depósitos de arena limpia, arena arcillosa y arena limosa, aunque, puede presentarse licuación en gravas.

La licuación no ocurre al azar, es restringida por condiciones geológicas e hidrológicas que rodean al depósito. Generalmente, los suelos más susceptibles a licuarse son, los sedimentos más jóvenes (menores de 10,000 años) y sueltos con niveles de agua superficiales; entre ellos podemos mencionar deltas de ríos, planicies, depósitos eólicos y rellenos pobremente compactados. Los suelos densos, incluyendo los rellenos bien compactados, son poco susceptibles a licuarse.

Tiene una gran importancia en nuestro país debido a que éste cuenta con un gran desarrollo industrial y turístico en las costas, además de la gran actividad sísmica que existe. A pesar de esto, la atención que ha recibido es insuficiente, debido a que las arcillas de la ciudad de México, uno de los suelos que representan más dificultades en el mundo, han acaparado la mayoría de la investigación en mecánica de suelos de nuestro país.

El fenómeno de licuación se divide en dos grupos: Licuación de Flujo y Movilidad Cíclica. La licuación de flujo produce efectos dramáticos en la inestabilidad del suelo, conocida como falla de flujo. Este fenómeno ocurre cuando el esfuerzo cortante estático (esfuerzo requerido para el equilibrio estático de la masa del suelo) es mayor que la resistencia residual del suelo. Movimientos sísmicos, explosiones e hincado de pilotes, pueden disminuir la resistencia del suelo lo suficiente para no soportar los esfuerzos estáticos que actuaban antes de que el suelo fuera perturbado. Este fenómeno produce los efectos más catastróficos debido a su naturaleza inesperada, rapidez, y a las grandes distancias que pueden recorrer los materiales licuables, un ejemplo de esto, es la falla que se presentó en la presa Shelffield, California, fig. 1.2.

La movilidad cíclica es principalmente desencadenada por las cargas cíclicas como las que se aplican en el laboratorio. Ésta se origina en suelos cuyo esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia residual del suelo. Es decir, la fuerza cortante provocada por la carga cíclica, aunque es menor que la que el suelo resistiría si ésta fuera estática, es suficiente para perturbar al suelo y obligarlo a deformarse debido a que la suma de la magnitud del esfuerzo cortante estático y el esfuerzo cortante cíclico superan la resistencia residual en algunos ciclos y conduce a una inestabilidad y a un desplazamiento.



fig. 1.2 Falla de flujo en la presa Shelffield, Santa Barbara California, 1925 (Steinbrugge, EERC).

En este fenómeno el aumento de las deformaciones es gradual cada vez que el suelo se somete a un ciclo de carga y descarga. Ésta puede presentarse en arenas suelta y densas, pero el hecho de que se presente la movilidad cíclica no significa la pérdida de la resistencia. Los desplazamientos laterales en pendientes suaves son efecto de este fenómeno, ejemplo, desplazamiento lateral a lo largo del Río Motagua, Guatemala, fig. 1.3.



fig. 1.3 Desplazamientos laterales, Guatemala 1976 (Plafker, USGS)

1.1 Efectos de licuación

La licuación puede afectar de diferentes maneras, según la forma que tomen sus efectos. Estos varían dependiendo de su naturaleza, es decir si fueron efectos de una licuación de flujo o de una movilidad cíclica.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La licuación en si no es peligrosa; lo es cuando viene acompañada de desplazamientos o fallas del suelo donde haya estructuras.

Los efectos que puede tomar el fenómeno de licuación serán vistos a continuación.

1.1.1 Fallas de flujo

Las fallas de flujo son producto de la licuación de flujo en donde, como se vio anteriormente, el esfuerzo cortante estático es mayor a la resistencia del suelo licuado, lo cual trae una gran pérdida de la resistencia. Este tipo de fallas suele ser muy peligrosa debido a que los materiales que se licuan llegan a deslizarse grandes distancias. En ocasiones los deslizamientos han sido de varios kilómetros siguiendo pendientes descendentes a grandes velocidades. El flujo de material puede, incluso, llevar material no licuado debido al arrastre que se produce.

Las fallas de flujo suelen ocurrir en pendientes pronunciadas como se indica en la figura 1.4.

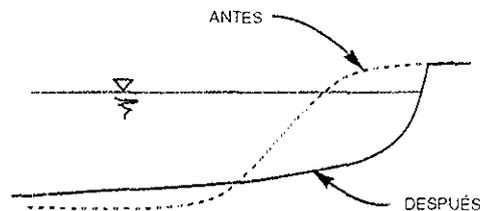


fig. 1.4 Sección antes y después de la falla de flujo.

1.1.2 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales son comúnmente efecto de la movilidad cíclica y consisten en lo siguiente:

Supongamos el canal de un río donde el nivel freático en las zonas adyacentes a éste se encuentra a poca distancia de la superficie del suelo, como se indica en la figura 1.5.

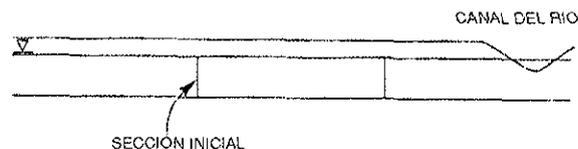


fig. 1.5 Sección inicial antes de ocurrir desplazamientos laterales hacia el río.

Iniciada la licuación, ésta se da sólo en el estrato saturado; el movimiento lateral del suelo licuado provoca que la capa superior se divida en bloques. Estos se mueven siguiendo la pendiente del suelo y gobernados por fuerzas gravitatorias y de inercia resultantes del sismo, fig 1.6.

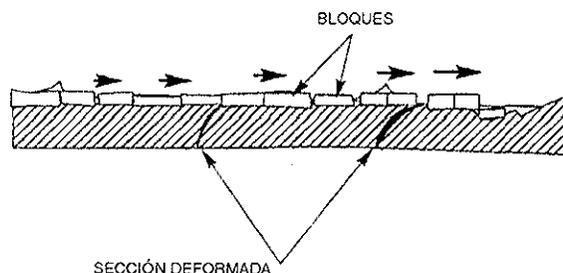


fig. 1.6 Sección deformada después de ocurrir desplazamientos laterales.

El movimiento de estos bloques es irregular tanto en sentido horizontal como vertical. Los desplazamientos laterales suelen ocurrir en pendientes poco pronunciadas y llegan a ser de pocos centímetros hasta decenas de metros, dependiendo entre otras cosas, de la magnitud y duración del sismo, así como de la pendiente y profundidad del estrato licuado. Estos movimientos normalmente causan daños a instalaciones urbanas como agua potable, drenajes y líneas de comunicación, puentes y otras estructuras.

1.1.3 Asentamientos

Los asentamientos en las arenas son provocados por la densificación que sufren éstas después de un sismo. Este efecto está asociado a la disipación de poro generada durante un sismo, provocando la consolidación del suelo y en consecuencia ligeros asentamientos, fig. 1.7, que no causan daños tan severos como los producidos por fallas de flujo o desplazamientos laterales.

El tiempo requerido para el asentamiento depende tanto de la permeabilidad como de la compresibilidad del suelo, así como de la distancia que debe recorrer el agua para drenarse y puede durar desde pocos minutos hasta aproximadamente un día.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig. 1.7 Asentamientos producidos por la consolidación del suelo (Steinbrugge, EERC).

1.1.4 Oscilaciones del suelo

Las oscilaciones del terreno son efectos muy parecidos a los desplazamientos laterales. Se producen en depósitos horizontales en donde se genera desplazamientos.

Al licuarse un estrato inferior de suelo, provoca que la capa superficial se divida en bloques; éstos comienzan a oscilar provocando una contracción y dilatación de las grietas formadas por los bloques, produciendo así volcanes de arena, fig. 1.8. Éstos se verán detalladamente más adelante.

Los daños típicos de las oscilaciones se dan en instalaciones y estructuras subterráneas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

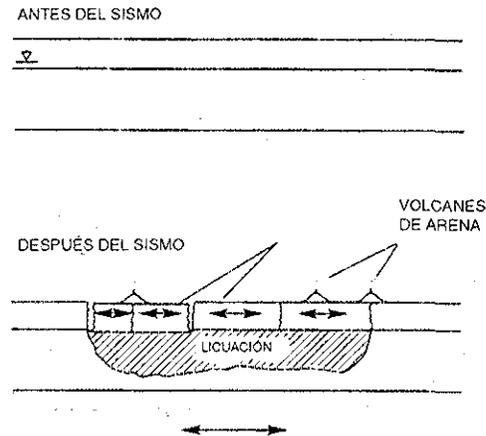


fig 1 8 Sección antes y después de la oscilación del terreno.

1.1.5 Volcanes de arena

Los volcanes de arena se forman debido a la gran presión de poro que se genera en el suelo. Durante o después del sismo esta presión se libera provocando que el agua fluya rápidamente a la superficie con arrastre de partículas de suelo, formando montículos en la superficie, a los cuales se les conoce como volcanes de arena, fig. 1 9.

Por otro lado, su presencia también nos previene de posibles asentamientos del suelo.



fig 1 9 Volcán de arena, efecto de la licuación.

1.1.6 Pérdida de capacidad de carga

Cuando un suelo está soportando una estructura existe un equilibrio que mantiene la estabilidad gracias a la capacidad de carga del suelo. Cuando el suelo sufre licuación, hay una drástica disminución en la capacidad de carga debido a sus nuevas características de fluido. Dicha disminución puede llegar al punto en el cual el suelo ya no pueda soportar a la estructura y entonces ocurran asentamientos o inclinaciones de éstas, también puede ocurrir un efecto inverso, estructuras como tanques y pilas son capaces de flotar. Durante el sismo de Niigata (1964) tanques enterrados emergieron y estructuras como edificios de departamentos se inclinaron hasta 60° , fig.1.10.



fig. 1.10 Edificios colapsados debido a la drástica reducción de la capacidad de carga

1.1.7 Incremento en la presión lateral sobre muros de retención

Al licuarse un suelo que forma parte del material de relleno de un muro de contención, la presión lateral sobre el muro aumenta, puesto que las fuerzas de fricción y cohesión ya no existen; como resultado de esto el muro puede llegar a desplazarse, inclinarse o fallar estructuralmente, lo anterior se observó en muros de retención del muelle de la isla Rokko, fig. 1.11.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

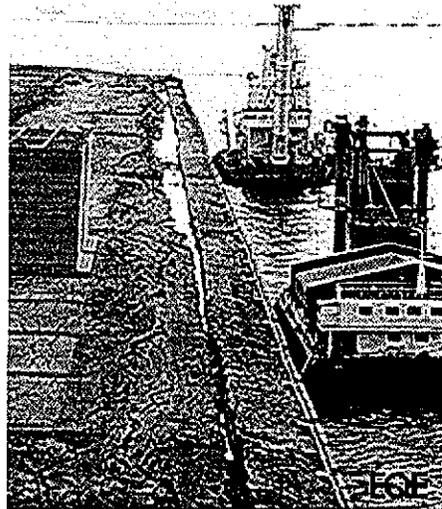


fig. 1.11 Daños en los muros de retención del muelle de la isla Rokko, Kobe 1995.

1.2 Susceptibilidad de los suelos a licuación

La evaluación de la susceptibilidad de licuación es el primer paso que se debe tomar para determinar los riesgos de licuación de un suelo. Si tenemos un suelo no susceptible, entonces podemos decir que la evaluación de los riesgos de licuación terminó. Sin embargo, si el suelo es susceptible, debemos atender los posibles efectos de un inicio de licuación. Algunos criterios para juzgar la susceptibilidad de licuación son los siguientes:

1.2.1 Criterio Geológico

El origen de un suelo es un parámetro de mucha utilidad para conocer la susceptibilidad de licuarse. Procesos geológicos que forman a suelos en estado suelto y con granulometría uniforme nos hablan de una alta susceptibilidad, ya que son potencialmente compresibles. Principalmente encontramos los suelos aluviales, formados mediante un proceso de sedimentación en ríos y lagos, los coluviales, formados por la erosión, y los eólicos, formados por la acción del viento. También están los suelos artificiales como los rellenos que no fueron suficientemente compactados.

Además de esto, los suelos aumentan su susceptibilidad a la licuación cuando el nivel freático se encuentra cerca de la superficie del suelo.

1.2.2 Criterio Histórico

El estudio de eventos anteriores donde ocurrieron casos de licuación son de suma importancia para la prevención de futuros casos. Si un suelo con determinadas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

características se licuó, entonces es muy posible que uno con características semejantes también lo haga (Youd, 1984). Esto nos conduce a la necesidad de contar con mapas de riesgo en donde se muestren los sitios que reúnen dichas características, además de catálogos de sismos donde se han presentado fallas por licuación.

Este criterio es de suma utilidad para la evaluación del potencial de licuación y muchas veces hasta más confiable que las incertidumbres asociadas al muestreo y pruebas de laboratorio en arenas (Seed, 1984).

Las investigaciones de campo han mostrado que los efectos de licuación están en función de la distancia a la fuente sísmica fig. 1.12.

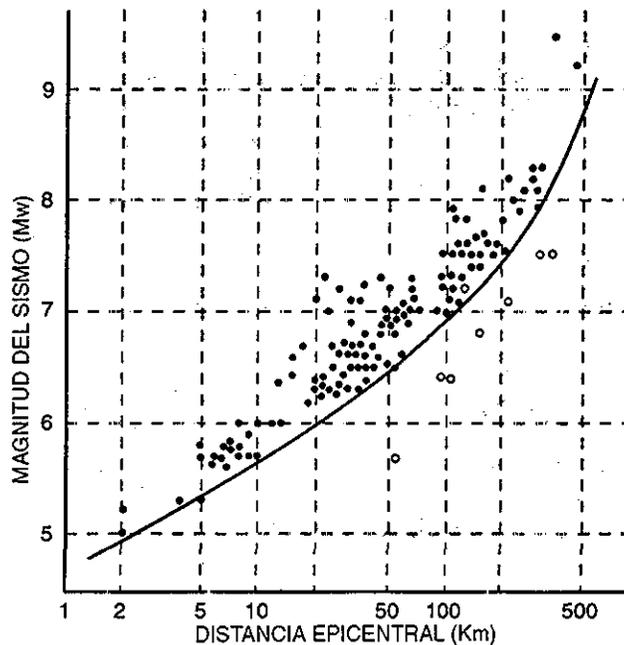


fig. 1.12 Relación entre la distancia epicentral limite de sitios donde fueron observados efectos de licuación y la magnitud de los sismos en escala Mw (Ambraseys, 1988).

La figura 1.12 nos muestra una serie de datos que reunió Ambraseys (1988) para estimar una distancia limite del epicentro a partir de la cual la licuación no es observada en sismos de diferentes magnitudes.

La distancia a partir de la fuente para la cual se espera suceda la licuación se incrementa dramáticamente aumentando su magnitud.

La relación mostrada en la figura 1.12 no ofrece garantía de que la licuación no ocurra a grandes distancias; sin embargo, nos puede servir para estimar los escenarios de riesgo de licuación en una región (Kramer, 1996).

1.2.3 Criterio Composicional

Las características de composición de un suelo asociadas a grandes cambios de volumen, como tamaño, forma y granulometría de las partículas representan a su vez una alta

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

susceptibilidad a la licuación. Cuando hablamos de un suelo con una granulometría uniforme, entonces es altamente susceptible a la licuación. Contrariamente, si el suelo tiene diferentes tamaños de partícula, entonces la susceptibilidad es baja debido a que las de menor tamaño ocupan los espacios entre las de mayor tamaño, evitando que haya un gran densificación, y que la tendencia del agua genere altas presiones y así provocar licuación.

La forma de la partícula también influye. Si por ejemplo, tenemos un suelo con partículas redondeadas, éste presentara mayor susceptibilidad a la licuación que uno con partículas angulosas ya que en éste último hay mayor fricción entre éstas.

Por otro lado, los suelos con un contenido menor que 5% son más susceptibles a la licuación debido a que las partículas pequeñas evitan el contacto entre las más grandes e impiden la disipación de presión de poro debido a su permeabilidad tan baja. Se ha observado que con este contenido de finos, los suelos son más susceptible a licuarse (Lade y Yamamuro, 1997), sin embargo, existe un límite en el cual más finos nos llevaría a un suelo arcilloso.

Anteriormente se pensaba que la licuación sólo se podía presentar en arenas. Las gravas, se creía, eran demasiado permeables para sostener una presión de poro suficiente para el desarrollo de la licuación y los finos incapaces de generar la alta presión de poro comúnmente asociada con la licuación. Sin embargo, se han observado efectos de licuación en gravas cubiertas por estratos de arcillas o limos, los cuales no permiten la disipación de la presión del agua, o en limos no plásticos. En Alaska 1964 hubo licuación de gravas arenosas, este caso está bien documentado (Seed, 1968).

1.2.4 Criterio de Estado

Otro factor que influye en la licuación es el estado inicial del suelo que está constituido por la densidad y los esfuerzos efectivos presentes al momento de la perturbación. Aun cuando un suelo cumpla con todos los criterios mencionados anteriormente, éste puede no ser susceptible a licuación si el estado inicial no cumple con las características necesarias.

Debido a que la tendencia de un suelo a generar excesos de presión de poro está estrechamente ligada con la densidad y los esfuerzos efectivos, la susceptibilidad a la licuación depende fuertemente del estado inicial.

En el anexo A se hace ver la importancia de la compacidad relativa ante el fenómeno de licuación.

Algunas referencias sobre este tema son: Castro, (1969); Poulos, (1971 y 1981); Zhang y Garga, (1997); Been y Jefferies, (1985); Alarcón et al., (1988), Ishihara, (1993 y 1994).

Capítulo 2

CASOS HISTORIA DE LICUACIÓN EN MÉXICO



2 CASOS HISTORIA DE LICUACIÓN EN MÉXICO

Los sismos que se registran en México provienen de tres fuentes principalmente, la primera es la subducción de las placas de Rivera y de Cocos con la de Norteamérica, la cual produce sismos que afectan a los estados costeros del Pacífico; la segunda es el sistema de fallas asociadas a la de San Andrés, que producen sismos que afectan regiones cercanas a la frontera, así como poblaciones y puertos cercanos a la desembocadura del Río Colorado, y por último en el golfo de México se tiene la subducción de la placa de Cocos que produce sismos profundos que afectan al sur y a las costas del estado de Veracruz y parte de Campeche.

Por lo antes expuesto y aunado a las condiciones geotécnicas no satisfactorias de una gran porción de las costas mexicanas, se encuentra latente el fenómeno de licuación. La licuación de suelos ha sido una de las principales causas de destrucción de estructuras e instalaciones, especialmente en áreas costeras y en áreas ganadas al mar. En México este fenómeno se ha presentado varias veces, los casos documentados se presenta a continuación

2.1 Jáltipan, Veracruz (1959)

2.1.1 Geología y sismicidad

La vertiente del Golfo de México tiene formaciones de suelo y rocas superficial que varían ampliamente, desde rocas sedimentarias marinas muy duras hasta fangos orgánicos pasando por depósitos aluviales de formación acelerada, suelos residuales firmes y depósitos susceptibles de licuarse.

En varias partes de la faja costera del Golfo existen arenas finas sueltas y limos no plásticos con granulometrías muy uniformes bajo el nivel freático (Vieitez, 1978), sumado a esto, la región es de alta sismicidad.

El 26 de agosto de 1959, se registró un sismo en la región de Jáltipan y Coatzacoalcos en el estado de Veracruz de magnitud 6.5 en escala de Richter, con epicentro en el Golfo de México, a 35Km de Coatzacoalcos con latitud 18° 27'N y longitud 94° 16'W, el foco se localizó a una profundidad de 20Km, produciendo una aceleración máxima en la superficie del suelo de 0.07 a 0.2g.

2.1.2 Evidencias de licuación

Este sismo causó daños a la cimentación de tres edificios de la marina y en las secciones cercanas al muelle del río Coatzacoalcos, muchas instalaciones sufrieron hundimientos bajo la cimentación (Marsal, 1961), algunos de los tramos de los muelles, cimentados en pilotes metálicos de 10m de longitud, sufrieron desplazamientos horizontales hacia el río de hasta 0.5m. Los daños se debieron a la licuación de arena (Reséndiz, 1960).

2.1.3 Características del suelo licuado

Entre las profundidades 2.5 y 6.7m, se encontró una capa de arena fina en estado suelto y uniforme, con una relación de vacíos constante e igual a la unidad y con un contenido de agua del 30 al 40%, el peso específico fue del orden de 2.7; de granos aproximadamente equidimensionales y subangulosos cuyo tamaño máximo fue del orden de 0.25mm, el coeficiente de uniformidad fue aproximadamente 1.5 (Marsal, 1961).

2.2 Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)

2.2.1 Geología y sismicidad

El área epicentral de Chiapa de Corzo, se encuentra en el extremo norte de un anticlinal en caliza, conocido como el Cerro Brujo, que se localiza cerca del río Grijalva; abajo del Cerro Brujo se encuentran lutitas y calizas predominantes entre los ríos Grijalva y Santo Domingo. Los suelos de la región son residuales, producto de la intemperización de la roca y alcanzan algunos metros de espesor. En áreas adyacentes al cauce del Río de Santo Domingo, y donde la topografía de las terrazas antiguas lo permite, se han depositado muchos aluviones recientes constituidos casi en su totalidad por arenas medias.

Los aluviones arenosos recientes fueron depositados directamente en las terrazas antiguas con la excepción de aquellos lugares donde estas últimas fueron erosionadas, en cuyo caso los aluviones se depositaron directamente encima de la caliza y lutitas.

Los días 6 de octubre y 5 de noviembre de 1975 se registraron sismos en esta zona, con magnitudes entre 4.8 y 5.6 en la escala de Richter, sus profundidades focales variaron entre 2.5 y 5km, con una distancia al epicentro menor a los 10km, causando aceleraciones máximas en el terreno del orden de 0.3g.

2.2.2 Evidencias de licuación

Estos sismos causaron licuación en arenas aluviales depositadas directamente en la caliza y lutita; la manifestación de licuación consistió en la expulsión de arena y agua a través de grietas y volcanes, así como desplazamientos laterales (Dawson y Flores, 1977).

2.2.3 Características del suelo licuado

El NAF se encontraba a una profundidad de 1 a 2m aproximadamente, y las características del suelo licuado son: arena media y fina uniformes con una compacidad aproximada de 40-60% a una profundidad no mayor de 10m. Granulometría: $0.6\text{mm} < D_{50} < 1.5\text{mm}$ y $C_u < 4$ (Dawson, 1980).

2.3 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)

2.3.1 Geología y sismicidad

La isla de Enmedio, Lázaro Cárdenas, se localiza en el delta del río Balsas, las diferentes unidades geológicas que forman el delta son de una alta complejidad: los médanos, aluviones y manglares cercanos a la playa, los depósitos de planicie costera, el delta antiguo y el delta moderno. Estos dos últimos son los más importantes por su extensión y localización dentro de la zona. Los depósitos del delta antiguo están formados por conglomerados, aluviones, arenas y suelos finos en estado muy compacto. Los depósitos del delta moderno son aluviones, gravas, arenas y arenas limosas en estado suelto a medianamente compacto, con algunos depósitos de limos y arcillas suaves (Mooser, 1987). La desembocadura del río Balsas se encuentra en una zona que tiene una alta sismicidad. El 14 de marzo de 1979 se registró un sismo de una magnitud de 6.5 en la escala de Richter, cerca de las costas de Guerrero, entre Acapulco y la desembocadura del Balsas, a una distancia de 50km de Lázaro Cárdenas, la profundidad del foco se localizó a 30km, causando una aceleración máxima en la superficie del terreno de 0.3g.

2.3.2 Evidencias de licuación

Como evidencias del fenómeno de licuación, se observaron grietas y volcanes de arena, debido a las grietas, dos columnas del Complejo Industrial de Fosforados (CIF) que se encontraban apoyadas sobre zapatas aisladas, se inclinaron; después del sismo se encontró un tirante de agua sobre los volcanes (Jaime et al., 1979).

2.3.3 Características del suelo licuado

La licuación se presentó en un estrato de arena fina gris con un contenido de finos menor al 15%, presentó una resistencia a la penetración estándar que va desde 5 hasta 28 golpes en 17 sondeos que se realizaron.
Granulometría: $0.074\text{mm} < D_{50} < 2\text{mm}$, $C_u < 10$ y el porcentaje de finos varía entre 5 y 15% (Jaime et al., 1979).

2.4 Valle de Mexicali, Baja California (1980)

2.4.1 Geología y sismicidad

El Valle de Mexicali se encuentra comprendido dentro de la región fisiográfica denominada Delta del Río Colorado, en la cual se distinguen cuatro unidades fisiográficas: las planicies, las mesetas, las terrazas y el macizo montañoso de la sierra de los Cucapás. La planicie está formada por limos, arenas y arcillas que forman los sedimentos cuaternarios del Delta del Río Colorado. Las mesetas y terrazas presentan forma plana y escalonada; la mayor es la Mesa arenosa de San Luis, siguiendo en importancia la de

Andrade y por último las terrazas aluviales de la Sierra de los Cucapás. El macizo montañoso de la sierra de los Cucapás está formado por granito, esquistos y calizas.

Los suelos en el Valle de Mexicali están principalmente constituidos por arcillas, limos y arenas, (Laris et al., 1974). Esta información se obtuvo con sondeos hechos a cada 5km y con profundidades entre 1 y 7m. Por otra parte, los sondeos revelan que la potencia de los depósitos fluvio lacustres de la zona, compuestos de limos arcillosos y arcillas parcialmente cementadas, se extienden más allá de los 100m de profundidad sin alcanzar la roca basal.

La historia sísmica de la región norte de la Península de Baja California indica que es una zona de alta sismicidad.

El 8 de junio de 1980, se produjo un sismo de magnitud de 6.7 en la escala de Richter, con una distancia al epicentro menor de 10km y con una profundidad focal de 16km, produciendo una aceleración máxima en la superficie del terreno de 0.5g.

2.4.2. Evidencias de licuación

Este sismo causó el fenómeno de licuación, generando grietas en el terreno, en algunos drenes no revestidos y en algunos tramos carreteros, así como volcanes de arena en los hombros del terraplén, también se observaron deformaciones verticales y horizontales en algunos tramos de la vía del ferrocarril (Jaime, 1980b).

2.5 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)

2.5.1 Características del sismo

El sismo del 19 de septiembre de 1985 tuvo una magnitud de 8.1 en la escala de Richter, y se registró a una latitud de 18.08'N y a una longitud de 102.94'W, a una profundidad de 15km.

2.5.2 Evidencias de licuación

Se generó licuación en la zona del puerto industrial donde se localizan suelos granulares sueltos, lo cual provocó desplazamientos horizontales y verticales, dañándose instalaciones subterráneas. Cerca de la planta FERTIMEX, se observaron pequeños volcanes típicos generados por la licuación de arenas finas (Tamez, 1987).

2.6 Jaluco, Jalisco (1995)

2.6.1 Geología y sismicidad

Jaluco se ubica en una llanura costera, con una altitud aproximada a 2.5m sobre el nivel del mar, y se encuentra dentro de la provincia fisiográfica llamada Sierra Madre del Sur. Esta zona se caracteriza por el alto predominio de rocas volcánicas y metamórficas; la geología superficial del área de Jaluco está constituida por depósitos aluviales, lacustres, palustres y

litorales en las partes bajas. Las montañas cercanas son principalmente un afloramiento granítico; aunque también hay rocas volcánicas y un pequeño afloramiento de caliza. El día 9 de octubre de 1995 ocurrió un sismo de magnitud 7.5 en escala de Richter, su epicentro se ubicó frente a las costas de Colima, con una distancia a Jaluco de 45km, con una profundidad de 27km, se ha calculado que la aceleración en superficie máxima posible en Jaluco fue entre 0.2 y 0.3g.

2.6.2 Evidencias de licuación

En Jaluco y zonas vecinas, se observó licuación en arenas localizadas entre las profundidades de 1.5 y 5.5m, algunas de las evidencias de este fenómeno se mencionan a continuación; asentamiento de varias decenas de centímetros en algunas casas, abombamientos, hundimientos y agrietamientos de pisos, desplomes de muros, eyección de arena fina a lo largo de grietas, fracturamiento de las tuberías de agua y drenaje, se colapsaron o hubo que demoler el 25% de las construcciones, fuerte agrietamiento en las carreteras a Cihuatlán y Barra de Navidad (Lazcano, 1996).

2.6.3 Características del suelo licuado

El suelo licuado tiene las siguientes características: arena fina y media, uniforme, con un porcentaje de finos menor al 22%, el D_{50} tuvo un intervalo de 0.55 a 0.90, tuvieron una resistencia a la penetración estándar de 3 a 12 golpes (N), la eficiencia de esta prueba (SPT) fue del 60% (Lazcano, 1996).

2.7 Manzanillo, Colima (1995)

2.7.1 Geología y sismicidad

Manzanillo se encuentra situada en la parte fisiográfica de la Sierra Madre del Sur, en la región afloran rocas que se extienden desde el Cretácico hasta el Pleistoceno, las formaciones más antiguas son graníticas, con intrusiones de rocas ígneas extrusivas. La secuencia litológica continúa en el Pleistoceno y Holoceno con la sedimentación de depósitos aluviales que se localizan en la proximidad de la costa. En la ciudad de Manzanillo los depósitos aluviales están constituidos por grava y arena, y se confunden con los depósitos de talud, que ocupan una porción muy limitada en la ciudad y son depósitos de barra, constituidos por arenas de diferente granulometría, al oriente de las barras que delimita la costa se depositaron arcillas con alto contenido de materia orgánica y turbas. La costa del Pacífico mexicano se caracteriza por su alta actividad sísmica, producto de la convergencia de las placas de Cocos y Rivera, con la placa Norteamérica.

2.7.2 Evidencias de licuación

Los daños debidos al sismo del 9 de octubre de 1995 antes mencionado, por el fenómeno de licuación, se presentaron en los rellenos artificiales, el mal comportamiento de estos

rellenos se debió a una mala compactación y a un escaso confinamiento. Estos rellenos son de materiales granulares sueltos. Las instalaciones del puerto interior de San Pedrito, sufrieron daños debido al desplazamiento lateral de taludes no confinados de pendiente suaves y el hundimiento del piso con la subsecuente ruptura de pavimentos, canales de drenaje, ductos y líneas de conducción. La licuación de las arenas en los rellenos colocados atrás de los diques de enrocamiento sobre los que se construyeron los muelles de este puerto, también provocó empujes dinámicos sobre ellos que contribuyeron a ocasionar daños por cortante en la cabeza de muchos pilotes.

2.7.3 Características del suelo licuado

Rellenos hidráulicos que están constituidos por arenas finas o muy finas con un porcentaje de finos menor al 12%, y con pedacería de conchas retenidas por la malla #4 que constituye menos del 5% en peso del total. Este relleno es producto del dragado y contiene a los materiales más sueltos del subsuelo, entre 4 y 6m de profundidad. Por otra parte se hicieron ensayos de cono sísmico, encontrándose que en estas profundidades se tenían valores bajos de velocidad de ondas de corte y de resistencia de punta y por consecuencia un factor de seguridad menor que la unidad contra la licuación.

2.8 Tlaxcala (1999)

2.8.1 Características del sismo

El Servicio Sísmico Nacional registró un sismo en escala $M_w=7.0$ el 15 de junio, el foco se localizó a una latitud de $18.20^\circ N$ y a una longitud de $97.47^\circ W$ a una profundidad de 92km.

2.8.2 Evidencias de licuación

Aproximadamente a 20km del noroeste de la ciudad de Puebla, en el altiplano del estado de Tlaxcala, se observaron volcanes de arena en grandes áreas de cultivo de maíz (Mendoza, 2000).

El suelo licuado fue una arena limosa con 28% de finos. No se observaron daños significantes debido al fenómeno de licuación (Pestana, 2000).

El Investigador Mendoza está trabajando en el CENAPRED para documentar este fenómeno en el lugar.

2.9 Localización de los sitios donde se ha presentado licuación

En la fig. 2.1 se presenta la regionalización sísmica de la Republica Mexicana, mostrando los sitios donde se ha presentado el fenómeno de licuación.

Existen zonas en México que se encuentran en pleno desarrollo, por lo que se les debe de poner atención en los factores microzonales que puedan afectarles al desarrollo urbano y

económico, dentro de estos factores se encuentran la sismicidad y condiciones geotécnicas no satisfactorias.

Se han observado experiencias no gratas por la combinación de estos dos factores, como es el fenómeno de licuación.

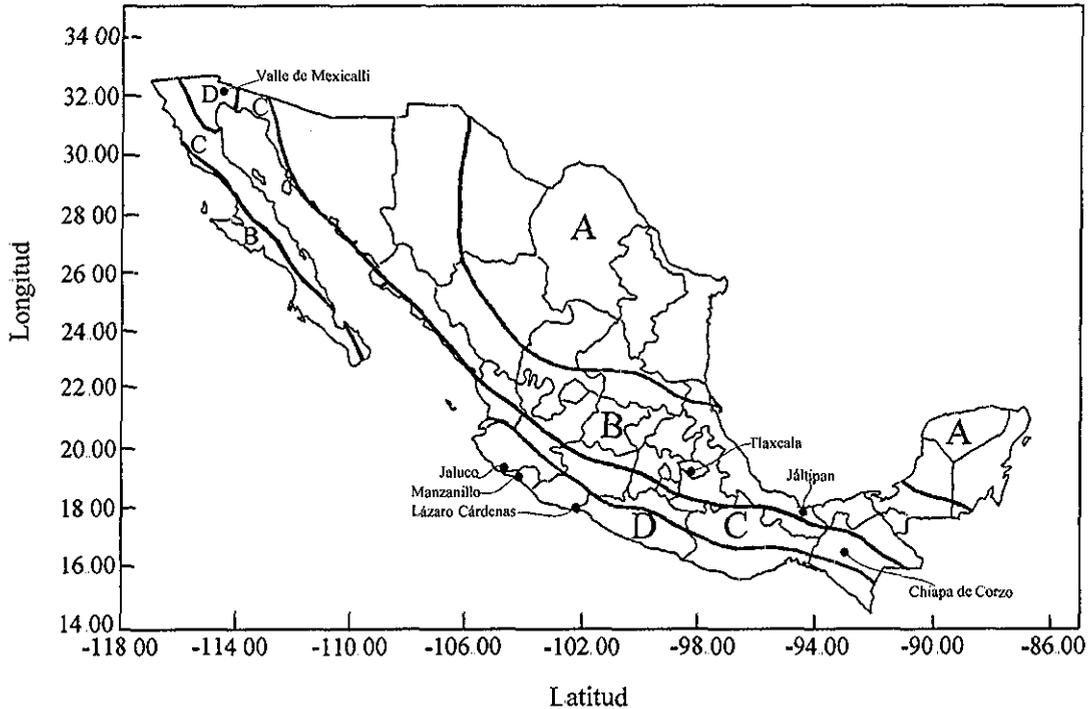


fig. 2.1. Mapa de regionalización sísmica y localización de los sitios donde se ha observado el fenómeno de licuación.

Este fenómeno es de gran importancia para nuestro país, ya que hay muchas zonas en desarrollo industrial y turístico en las costas y los deltas de ríos.

Como se sabe, el fenómeno de licuación se puede volver a presentar en lugares en los que ya se ha registrado y causar grandes daños, por lo que se deben de tener presentes estos lugares para estudiarlos detalladamente cuando sea necesario.

Es de resaltar que por primera vez se observaron evidencias de licuación en el altiplano Mexicano, a lo cual se le debe de poner especial atención, para el desarrollo habitacional, turístico e industrial que se pueda desarrollar en dicha zona en un futuro.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Capítulo 3

MÉTODOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN, BASADOS EN PRUEBAS DE CAMPO



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1940

1940

1940

1940

1940

1940

3 MÉTODOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN, BASADOS EN PRUEBAS DE CAMPO.

La evaluación del potencial de licuación se puede hacer mediante pruebas de laboratorio y pruebas de campo.

Peck en 1979 consideró que era injustificado afirmar que los métodos de predicción de licuación basados en pruebas cíclicas en el laboratorio, pudieran ser mejores que las correlaciones directas basadas en datos de penetración estándar, con las evidencias que se tenían en ese tiempo. Ya que para realizar pruebas en laboratorio se tienen las siguientes desventajas (Seed, 1986):

- a) Obtener muestras inalteradas de cualquier arena, al menos de que se trate de especímenes congelados antes del muestreo, lo que representa un gran costo;
- b) Dificultad para seleccionar muestras representativas para ensayarlas en laboratorio, especialmente en suelos poco uniformes, como es el caso de suelos no cohesivos;
- c) Dificultad en simular las condiciones in situ del terreno en el laboratorio.

Por lo anterior las pruebas de campo han tomado gran importancia para valorar las características del suelo. Mediante correlaciones entre valores de la resistencia a cargas cíclicas (comportamiento del suelo ante un sismo) y los parámetros de campo (índice de la resistencia del suelo) se puede evaluar la resistencia a la licuación.

Las pruebas de campo normalmente implican la determinación de algunas características del suelo, de manera que éstas puedan ser comparadas con las de otros lugares donde se ha presentado o no licuación durante sismos.

El gran número de datos obtenidos de pruebas de campo, hacen que la evaluación del potencial de licuación bajo este análisis, sea un procedimiento más confiable que el basado en pruebas de laboratorio.

3.1 Relación de Esfuerzo Cíclico (CSR) y Relación de Resistencia Cíclica (CRR).

Para la evaluación de la resistencia del suelo a la licuación se requiere conocer dos variables, éstas son; la que origina el sismo en el suelo, expresada en términos de la relación del esfuerzo cíclico (CSR), y la capacidad del suelo para resistir la licuación expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR); anteriormente este término se le conocía como relación de esfuerzos cíclicos requerida para generar licuación.

Seed e Idriss (1971) formularon la siguiente ecuación para calcular CSR:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad \dots \dots \dots (1)$$

donde:

$a_{m\acute{a}x}$ =aceleración horizontal máxima en la superficie generada por el sismo;

g =aceleración de la gravedad;

σ_{vo} y σ'_{vo} =esfuerzo vertical total y efectivo, respectivamente;

r_d =coeficiente de reducción del esfuerzo.

El último coeficiente proporciona una corrección aproximada de la flexibilidad del perfil del suelo, y se recomiendan los siguientes valores (Youd e Idriss, 1997).

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15\text{m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008z \quad \text{para } 23\text{m} < z \leq 30\text{m}$$

$$r_d = 0.50 \quad \text{para } z > 30\text{m}$$

una alternativa a estos valores es la siguiente ecuación (Youd e Idriss; 1997).

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2} \quad \dots \dots \dots (2)$$

donde z es la profundidad en metros (m)

Se debe proporcionar un procedimiento para evaluar la resistencia a la licuación, CRR. Un método para evaluar CRR, es con muestras inalteradas y ensayarlas en el laboratorio usando pruebas cíclicas, para modelar las condiciones del sismo. Desgraciadamente, el muestreo que se hace en suelos granulares con las técnicas típicas, alteran demasiado al

suelo, lo que conlleva a resultados erróneos. Solamente con técnicas sofisticadas de muestreo, como el congelamiento pero presenta la inconveniencia antes mencionada. Para evitar las dificultades asociadas con la alteración de las muestras, las pruebas de campo han llegado a ser rutinarias para la investigación del potencial de licuación; dentro de estas pruebas están la de penetración de cono (CPT), penetración estándar (SPT), velocidad de onda de corte y penetrómetro Becker (BPT). Se debe seleccionar el tipo de prueba dependiendo de la disponibilidad de equipo, costo, y preferencia; para este último término a continuación se mencionan ventajas y limitaciones de las pruebas.

Tabla 1. Ventajas y desventajas de las distintas pruebas

	SPT	CPT	Vs	BPT
Número de pruebas realizadas en sitios donde se ha presentado licuación.	ABUNDANTES	ABUNDANTES	LIMITADAS	ESCASAS
Tipo de comportamiento esfuerzo deformación que se presenta en la prueba.	Parcialmente drenado, gran deformación	Drenado, gran deformación	Pequeña deformación	Parcialmente drenado, gran deformación
Control de calidad y repetibilidad	Pobre a buena	Muy buena	Buena	Pobre
Detección de la variabilidad de los depósitos de suelo	Buena	Muy buena	Suficiente	Suficiente
Tipo de suelo en el que es recomendado	No en gravas	No en gravas	Todos	Principalmente gravas
La prueba proporciona muestras de suelo	Si	No	No	No
Indican o miden las propiedades ingenieriles	Índice	Índice	Propiedades ingenieriles	Índice

3.2 Prueba de Penetración Estándar (SPT)

Los criterios para evaluar la resistencia a la licuación, basados en el número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT), han sido modificados durante el transcurso de los años. Estos criterios toman en cuenta la relación del esfuerzo cíclico (CSR) originado por el sismo y el número de golpes $(N_1)_{60}$, fig. 3.1. Esta gráfica muestra datos de CSR y $(N_1)_{60}$ de

lugares en donde se ha presentado licuación y en lugares donde no se han observado los efectos por dicho fenómeno durante sismos, estos datos forman curvas de CRR para distintos contenidos de finos, delimitando fronteras para evaluar si un sitio es licuable o no. La curva CRR para un contenido de finos menor al 5% es el criterio de penetración básico para el procedimiento simplificado “curva base simplificada” en otras palabras se considera como una arena limpia. Estas curvas son válidas solamente para sismos de magnitud 7.5.

3.2.1 Curva base para arenas limpias

Uno de los cambios que se le han hecho a esta curva CRR es que la trayectoria en la parte inferior interseca al eje de CSR aproximadamente en 0.05 (figura 3.1). Este cambio se hizo para tener una consistencia con curvas CRR desarrolladas con datos de CPT y análisis probabilísticos realizados por Liao et al., (1988), Youd y Noble (Youd e Idriss, 1997). Seed e Idriss (1982) proyectaron esta curva hacia el origen, pero hubo pocos datos que confirmaran lo anterior. Una mejor aproximación es que en la parte inferior de la curva se tenga forma de arco y se intercepte con el eje de CSR aproximadamente en 0.05 como se indica en la figura 3.1.

Thomas F. Blake (1997) simplificó la curva base con la siguiente expresión:

$$CRR_{7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (3)$$

donde:

$CRR_{7.5}$ es la relación de resistencia cíclica para sismos con magnitudes de 7.5

$x = (N_1)_{60}$

$a = 0.048$

$b = -0.1248$

$c = -0.004721$

$d = 0.009578$

$e = 0.0006136$

$f = -0.0003285$

$g = -1.673E-05$

$h = 3.714E-06$

Esta ecuación es válida sólo para valores de $(N_1)_{60}$ menores que 30; la curva definida por esta ecuación debe ser extendida hasta que se intercepte en un valor de $CRR = 0.05$ aproximadamente.

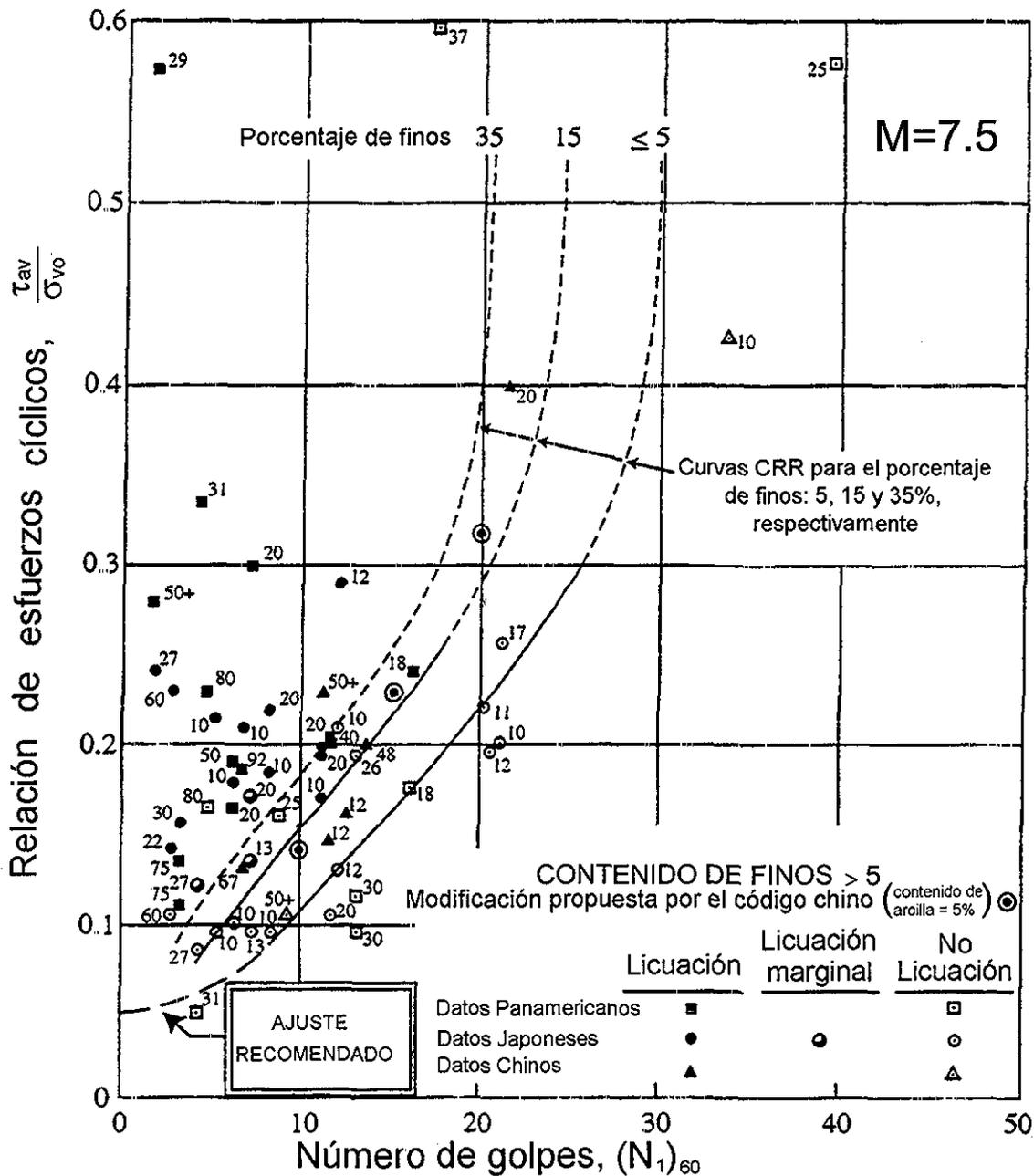


fig 3 1 Gráfica que relaciona el número de golpes, $(N_1)_{60}$, y la relación de esfuerzos cíclicos, CSR, para sismos con magnitud de 7.5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

3.2.2 Correlaciones para contenidos de finos y suelos plásticos

Otro cambio significativo es la corrección por el contenido de finos, ésta proporciona una mejor aproximación a los datos empíricos. En el desarrollo original, Seed et al., (1985) plantearon que para un $(N_1)_{60}$ dado, la CRR aumentaba con el incremento del contenido de finos. Esto no es claro, sin embargo, si CRR incrementa es porque la resistencia a la licuación es muy grande o la resistencia a la penetración es muy pequeña como consecuencia del incremento general de compresibilidad y decremento de la permeabilidad por el incremento de finos. Basados en un conjunto mayor de datos empíricos utilizados por Seed et al., (1985), las curvas de CRR para varios contenidos de finos fueron modificados por Youd e Idriss, (1997) y Youd e Idriss, (2001) como se muestra en la figura 3.1.

La corrección por el contenido de finos debe hacerse en función de la resistencia a la penetración, así como por el contenido de finos. La plasticidad del suelo es otro factor que puede afectar a la resistencia a la licuación, por lo que cualquier correlación basada solamente en la resistencia a la penetración y contenido de finos debe de usarse con suma cautela. Las siguientes ecuaciones fueron propuestas por I.M. Idriss con la ayuda de R.B. Seed, para corregir la resistencia a la penetración de una arena limosa con respecto a la resistencia de penetración de una arena limpia (Youd e Idriss, 2001). Sin embargo, no se toma el efecto del aumento del potencial de licuación para suelos con un contenido de finos menor que 5% (como se mencionó en el capítulo 1), se debería considerar coeficientes negativos para desplazar la curva hacia la derecha y así compensar dicho factor.

$$(N_1)_{60,c} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (4)$$

donde α y β son coeficientes que se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$\alpha=0$	para un $CF \leq 5\%$
$\alpha=\exp[1.76-(190/CF^2)]$	para un $5\% < CF < 35\%$
$\alpha=0.5$	para un $CF \geq 35\%$
$\beta=1.0$	para $CF \leq 5\%$
$\beta=[0.99+(CF^{1.5}/1000)]$	para $5\% < CF < 35\%$
$\beta=1.2$	para $CF \geq 35\%$

donde CF es el contenido de finos obtenido en laboratorio; estas ecuaciones pueden ser utilizadas rutinariamente para corregir el número de golpes, $(N_1)_{60}$, tomando en cuenta el contenido de finos, $(N_1)_{60cs}$. Con las ecuaciones mencionadas anteriormente se pueden calcular las curvas CRR en función del contenido de finos y sismos de magnitud 7.5, que son idénticas a las curvas de la figura 3.1.

Algunos investigadores sugieren que la resistencia a la licuación debe de incrementarse con el incremento de la plasticidad del suelo; pero hay muy pocos datos empíricos para desarrollar una expresión de corrección. Sin embargo algunos ingenieros prácticos incrementan CRR un 10% para suelos con un contenido de finos y un índice de plasticidad mayor que 15%; lo anterior no es aceptado por todos los investigadores.

Robertson y Wride (1997) sugieren una corrección de $(N_1)_{60}$ a un equivalente $(N_1)_{60cs}$ usando un factor de corrección que depende únicamente del CF.

$$(N_1)_{60cs} = K_s (N_1)_{60} \quad (5)$$

donde

$$K_s = 1 + [(0.75/30)(CF - 5)] \quad (6)$$

Esta corrección se recomienda para suelos con finos no plásticos ($IP < 5\%$); para suelos con finos plásticos, el factor de corrección, K_s , probablemente se incrementaría pero no hay datos empíricos para poder definir una corrección. Las curvas de la CRR correspondientes a un contenido de finos menor que 15%, son similares a las propuestas por Seed et al. (1985). Sin embargo, para un contenido de finos mayor que 15%, Robertson y Wride (Youd e Idriss, 1997) proponen unas curvas mucho menos conservadoras que se ubican a la izquierda de las curvas de Seed et al. (1985). Aunque hay poca información empírica para controlar la posición de las curvas de contenidos de finos mayor que 15% y un $(N_1)_{60}$ mayor a 10, las curvas CRR no deben de moverse a una posición menos conservadora, como lo propone Robertson y Wride, si es que no se tiene un soporte de datos adicionales.

3.2.3 Otras correcciones

En adición a las características de los granos, se debe considerar algunos otros factores que afectan los resultados de SPT. Uno de los más importantes es la energía transmitida por el muestreador. Una relación de energía, E_r , de 60% ha sido aceptada en general como un valor de referencia. La E_r liberada por un equipo particular de SPT dependen primordialmente del tipo de martillo, yunque del sistema y el método de liberación de martillo. Los factores de corrección de liberación de energía para distintos tipos de martillos y yunques son presentados en la tabla 2.

Tabla 2. Factores de corrección para distintos tipo de equipos.

FACTOR	TÉRMINO	EQUIPO	CORRECCIÓN
Presión de sobrecarga	C_N	Todos	$(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Relación de energía	C_E	Martillo Donut	0.5 a 1.0
		Martillo de seguridad	0.7 a 1.2
		Martillo automático	0.8 a 1.3
Diámetro de la perforación	C_B	65mm a 115mm	1.0
		150mm	1.05
		200mm	1.15
Longitud del vástago	C_R	3m a 4m	0.75
		4m a 6m	0.85
		6m a 10m	0.95
		10m a 30	1.0
		>30m	<1.0
Método para muestrear	C_S	Muestreador estándar	1.0
		Muestreador sin revestidor	1.1 a 1.3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El diámetro de la perforación se recomienda que esté dentro de 65mm a 125mm, y un tubo muestreador sin revestidor.

El valor del número de golpes N de SPT, varía con una sobrecarga de esfuerzos efectivos, El factor de corrección ha sido calculado con la siguiente ecuación (Liao y Whitman, 1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \quad (7)$$

Donde C_N es un factor de corrección para medir la resistencia a la penetración con respecto a la presión de sobrecarga y P_a es igual a 100kPa, la presión atmosférica; las unidades son iguales para σ'_{vo} . El esfuerzo efectivo vertical σ'_{vo} , es el correspondiente a la profundidad del sondeo.

Finalmente el valor de N (SPT) está dado por la siguiente ecuación.

$$(N_1)_{60} = N_m C_E C_N C_B C_R C_S \quad (8)$$

Donde N_m es la resistencia a la penetración medida en campo, C_E es la corrección por la relación de energía del martillo, C_B es el factor de corrección por el diámetro de la perforación, C_R es el factor de corrección por la longitud de la barra del vástago y C_S es la corrección por el muestreador con o sin revestidor. El ingeniero debe de familiarizarse con los detalles del procedimiento de SPT, para minimizar los posibles errores asociados con la prueba y obtener experiencia para seleccionar los factores de corrección adecuados.

3.3 Prueba Penetración de Cono (CPT)

Una de las ventajas de la prueba de penetración de cono eléctrico (CPT), es que la resistencia a la penetración es continua, y se utiliza para la interpretación estratigráfica. Los resultados de ésta son más consistentes, y es mucho más rápida que otras pruebas de penetración que se muestran en la tabla 1.

En los últimos años se ha incrementado el uso de esta prueba para calcular la resistencia a la licuación mediante correlaciones. Éstas permiten calcular directamente CRR (Robertson y Wride, 1998), en lugar de la conversión de los datos obtenidos de CPT a un número de golpes de SPT, y entonces aplicar el criterio de SPT, esta técnica se empleaba comúnmente en el pasado.

En la figura 3.2 se muestra la gráfica desarrollada por Robertson y Wride para determinar la relación de resistencia cíclica ($CRR_{7.5}$) en arenas limpias ($CF \leq 5\%$), partiendo con datos de CPT; esta gráfica es válida solo para sismos de magnitud igual a 7.5, y la curva CRR es graficada en función de la resistencia (CPT), corregida y normalizada, q_{c1N} , de los sitios

en donde los efectos de licuación se han observado y en sitios donde no se han observado, a causa de los sismos; estos datos forman una curva de CRR, delimitando la frontera para evaluar si un sitio es licuable o no. Las curvas punteadas muestran aproximadamente el potencial de la deformación angular cíclica, $\gamma_L = (\delta/h)(100)$ (ver fi. 3.1.1), en función de q_{c1N} , estas curvas se muestran en la figura 3.2, para enfatizar que la deformación angular cíclica y el potencial de la deformación del suelo licuado decrecen conforme la resistencia a la penetración se incrementa.

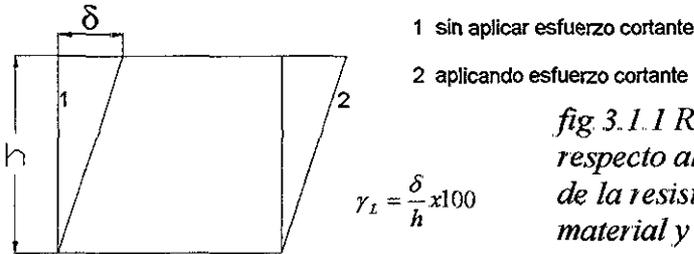
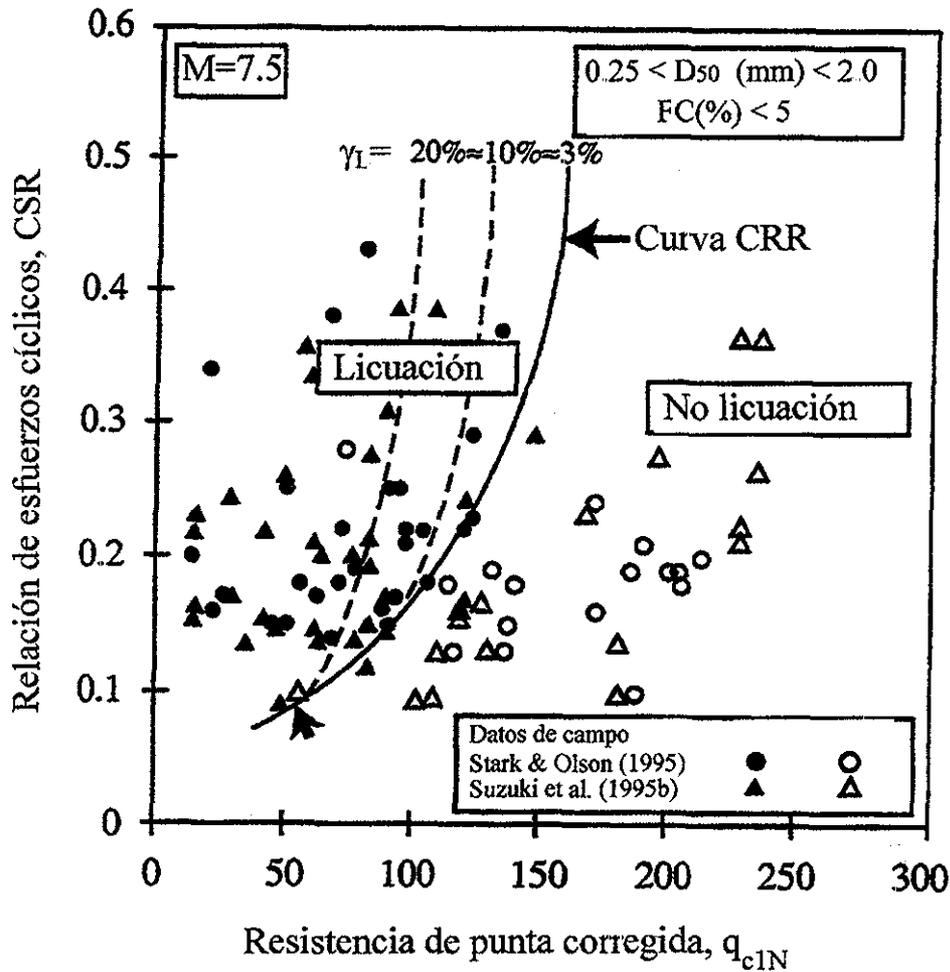


fig 3.1.1 Relación del desplazamiento con respecto al espesor del estrato, la cual depende de la resistencia al esfuerzo cortante del material y del número de ciclos.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

fig. 3.2 Curva para calcular CRR, con datos de CPT (Robertson y Wride, 1998)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

La curva CRR de la figura 3.2 se puede expresar matemáticamente con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50 & \quad CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0.05 \\ \text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 & \quad CRR_{7.5} = 93[(q_{c1N})_{cs}/1000]^3 + 0.08 \end{aligned} \quad (9)$$

Donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia a la penetración del cono en arena limpia, normalizada a 100kPa.

3.3.1 Normalización de la resistencia a la penetración del cono

La normalización de la resistencia a la penetración del cono, corregida por esfuerzos de sobrecarga (q_{c1N}) está dada por:

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{Pa} \right) \quad (10)$$

donde

$$C_Q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (11)$$

Donde C_Q es un factor de normalización para la resistencia a la penetración del cono, Pa es la presión atmosférica (100kPa), q_c es la resistencia de punta medida en campo, un valor máximo de C_Q es 2 y generalmente se aplica en los datos de CPT de poca profundidad. El valor del exponente, n , depende de las características de las partículas del suelo, y toma valores desde 0.5 para arenas limpias hasta 1.0 para arcillas, para limos y arenas limosas tomaría un valor intermedio (Olsen, 1997).

La relación de fricción de CPT, resistencia en el fuste, f_s , dividido por la resistencia de punta del cono, q_c , generalmente se incrementa con el aumento del contenido de finos y la plasticidad del suelo. Robertson y Wride (1998) sugieren la estimación aproximada de características del suelo, tales como el tipo de suelo y una estimación burda del contenido de finos, mediante los datos provenientes de CPT para un suelo arenoso. Estas relaciones recomendadas por Robertson y Wride son representadas en las figuras 3.3 y 3.4. Las fronteras entre los tipos de suelo de la figura 3.3 se pueden calcular como círculos concéntricos (Jeffries y Davies, 1993). El radio de cada círculo, es referido como el índice de comportamiento del suelo, I_c , y se calcula con la siguiente expresión:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \text{Log} F)^2 \right]^{0.5} \quad (12)$$

donde:

$$Q = \left[(q_c - \sigma_{vo}) / P_a \right] \left[(P_a / \sigma'_{vo})^n \right] \quad (13)$$

y

$$F = \left[f_s / (q_c - \sigma_{vo}) \right] \times 100\% \quad (14)$$

Robertson y Wride recomiendan el siguiente procedimiento para seleccionar el exponente y calcular el índice, I_c , del comportamiento de suelo.

El primer paso es la caracterización del tipo de suelo, fig 3.3. Esta diferenciación se hace asumiendo un exponente, n , igual a 1 (característico de arcillas) y realizar el siguiente cálculo. Para arcillas la resistencia a la penetración CPT normalizada, Q , está dado por :

$$Q = \left[(q_c - \sigma_{vo}) / P_a \right] \left[P_a / \sigma'_{vo} \right]^{1.0} = \left[(q_c - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \right] \quad (15)$$

Si el I_c calculado con el exponente 1 es mayor que 2.6, entonces es considerado como arcilloso y por lo tanto difícil de licuarse. Sin embargo, se deben de tomar muestras y realizar pruebas para confirmar el tipo de suelo y la resistencia a la licuación. El criterio Chino puede emplearse para confirmar que el suelo no es licuable. Este criterio así como el definido por Seed e Idriss (1982), estipulan que la licuación puede ocurrir sólo si las siguientes tres condiciones se cumplen:

El contenido de arcilla (partículas menores a 5μ) en peso es menor del 15%.

El límite líquido es menor al 35%

El contenido de agua mayor que 0.9 del límite líquido.

Cabe mencionar que este criterio no toma en cuenta el aumento de potencial para suelo con un contenido de finos menor que 5%.

Si el I_c calculado es menor que 2.6, entonces es más probable que se trate de un suelo granular y Q debe ser recalculado usando un exponente, n , de 0.5. Para este cálculo, C_Q también debe ser calculado con un exponente, n , igual que 0.5, y sustituyendo q_{cIN} por Q en la ecuación correspondiente para calcular I_c nuevamente. Si I_c es menor que 2.6, entonces el suelo puede ser clasificado como granular sin plasticidad, y este índice puede utilizarse para calcular la resistencia a licuación. Si I_c es mayor que 2.6, el suelo es probablemente limoso y posiblemente plástico; por lo cual, q_{cIN} debe de calcularse nuevamente usando un exponente, n , intermedio 0.7. Este valor intermedio de I_c es utilizado para calcular la resistencia a licuación; pero debe tomarse una muestra para verificar el tipo de suelo y si el suelo es licuable por otros métodos como por ejemplo el criterio Chino.

Ya que la relación entre I_c y el tipo de suelo tiene una cierta incertidumbre, se ha llegado a la conclusión que para los suelos correspondientes a un valor de $I_c = 2.4$ o mayor deben de tomarse muestras y hacerles pruebas para confirmar el tipo de suelo, y si es licuable utilizando otro método. Las capas de suelo caracterizadas por un I_c mayor de 2.6, pero con una relación de fricción normalizada, F , menor que 1% (región 1 de la figura 3.3) pueden ser muy sensitivas, por lo que también deben ser muestreadas y hacerles pruebas; ya que por ser muy sensitivas pueden tener severos ablandamientos y pérdida de esfuerzos bajo las condiciones de carga de un sismo.

3.3.2 Cálculo de la resistencia a la penetración de cono normalizada equivalente para una arena limpia, $(q_{c1N})_{cs}$

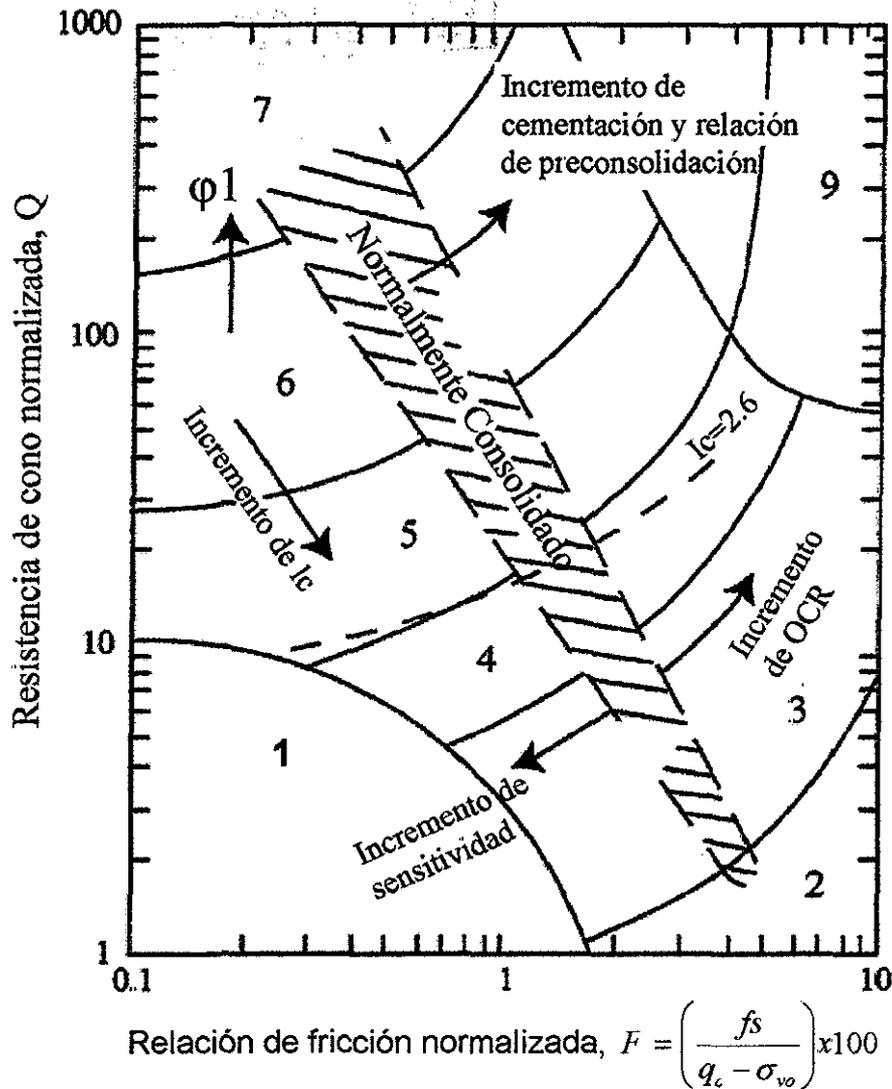
La corrección de la resistencia de penetración normalizada, (q_{c1N}) , de una arena con finos a la de una equivalente de arena limpia, $(q_{c1N})_{cs}$, para utilizarse en el cálculo de la resistencia de licuación, CRR, se aplica la siguiente expresión :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad \dots \dots \dots (16)$$

donde el factor de corrección por las características de las partículas, K_c , es definido por la siguiente ecuación (Robertson y Wride, 1998)

$$\begin{aligned} \text{para } I_c \leq 1.64 \quad K_c &= 1.0 \\ \text{para } I_c > 1.64 \quad K_c &= -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad \dots \dots \dots (17) \end{aligned}$$

El contenido de finos obtenido en laboratorio puede substituirse por el contenido de finos aparente de la figura 3.4, para determinar I_c , esto podría dar resultados erróneos, por lo que se recomienda lo siguiente: como se vio anteriormente, I_c está en función de la plasticidad y de otros factores como el contenido de finos. Cuando se usen datos de CPT, el I_c debe de ser calculado con la expresión ya mencionada, en lugar del contenido de finos obtenido en laboratorio. En la figura 3.5 se muestra la curva de K_c contra I_c ; en ésta se puede observar que para valores de I_c mayores de 2.6 (curva punteada) el suelo es probablemente arcilla o suelo plástico, por lo tanto, es poco susceptible a licuarse.



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

- | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| 1 Suelos finos Sensitivos | 6 Arena limpia - arena limosa |
| 2 Suelos orgánicos | 7 Arena con grava - arena densa |
| 3 Arcillas - arcillas limosas | 8 Aren rígida - arena arcillosa* |
| 4 Limos arcillosos - arcilla limosa | 9 Suelos muy rígidos* |
| 5 Arena limosa - limo arenosa | |

* Fuertemente sobreconsolidado o cementados

fig. 3.3 Comportamiento del tipo de suelo con base en CPT (Robertson, 1990).

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

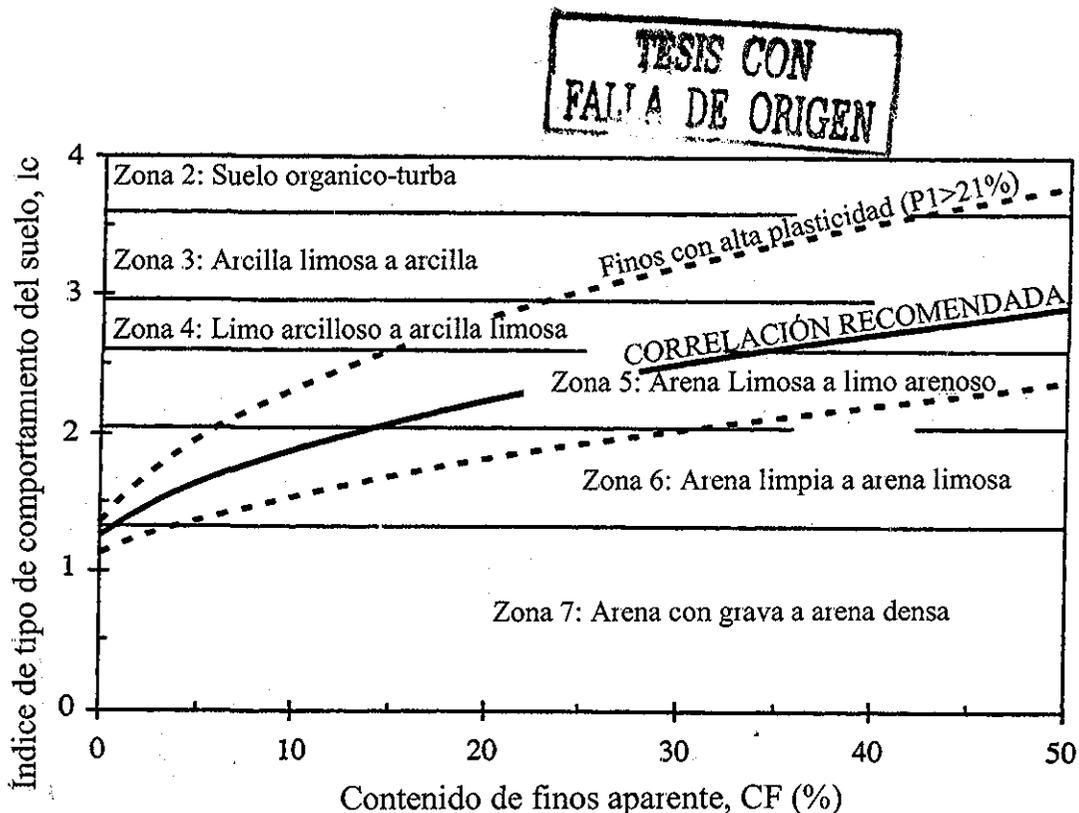


fig.3.4 Índice del tipo de comportamiento del suelo contra contenido de finos, para suelos normalmente consolidados (Robertson 1998).

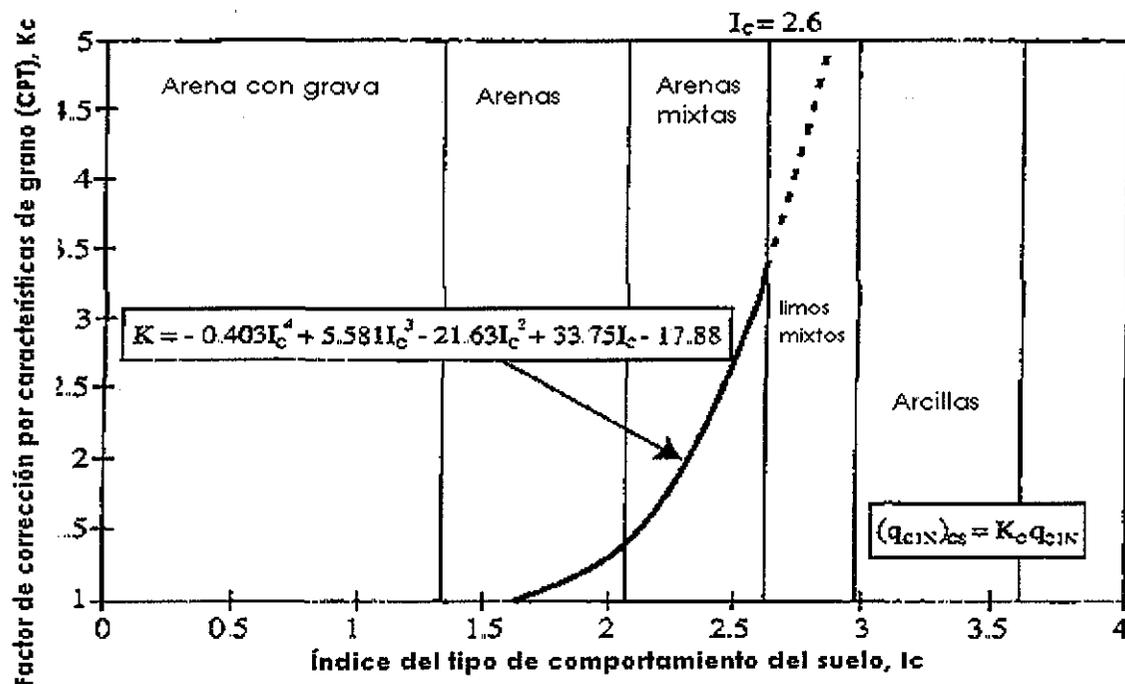


fig 3.5 Factor de corrección por características de grano, K_c , para determinar la resistencia equivalente CPT de arena limpia (Robertson y Wride, 1998).

3.3.3 Corrección de la resistencia de penetración de cono por capas delgadas de suelo.

Estudios teóricos y de laboratorio indican que la resistencia del cono es influenciada por las capas de suelo duras o blandas que se encuentran arriba o por debajo del cono. Como resultado de la prueba CPT en una arena de espesor delgado y entre capas blandas de mayor espesor, normalmente no es percibida totalmente la resistencia a la penetración. La resistencia de penetración de la punta de cono es influenciada por el acercamiento a una interfase de mayor rigidez debida a una capa más dura. En arcillas blandas o en arenas sueltas la influencia mencionada anteriormente es pequeña, pero en arcillas rígidas o en arenas densas esta influencia es grande. Se debe de tener cuidado cuando se interprete la resistencia de cono en capas de arena que se encuentren entre capas de limo o arcilla con menor resistencia a la penetración. Robertson y Fear (1995) proponen un factor, K_H , de corrección para estimar totalmente la resistencia a la penetración en una capa delgada y dura que esté entre estratos blando figura 3.6; la corrección corresponde a una relación de resistencias de penetración $q_{cA}/q_{cB}=2$, la ecuación para calcular K_H es:

$$K_H = 0.5[(H/1000) - 1.45]^2 + 1.0 \quad \dots \dots \dots (18)$$

o alternativamente (Youd e Idriss, 2001):

$$K_H = 0.25\left[\left(\frac{H}{d_c}\right) / 1.7 - 1.77\right]^2 + 1.0 \quad \dots \dots \dots (19)$$

Donde H es el espesor de la capa delgada que se encuentra entre los depósitos delgados y está en mm, y d_c es el diámetro del cono en mm

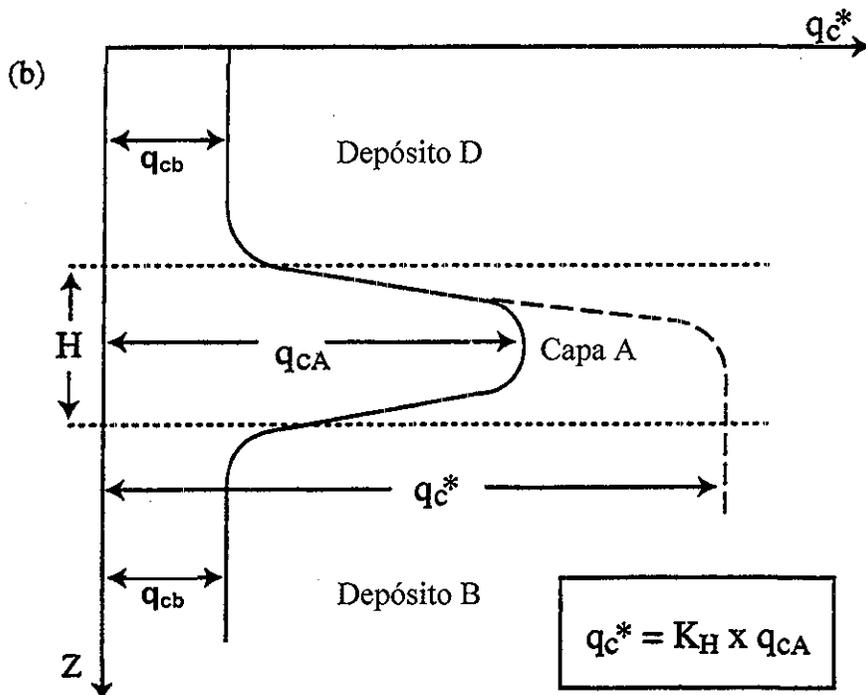
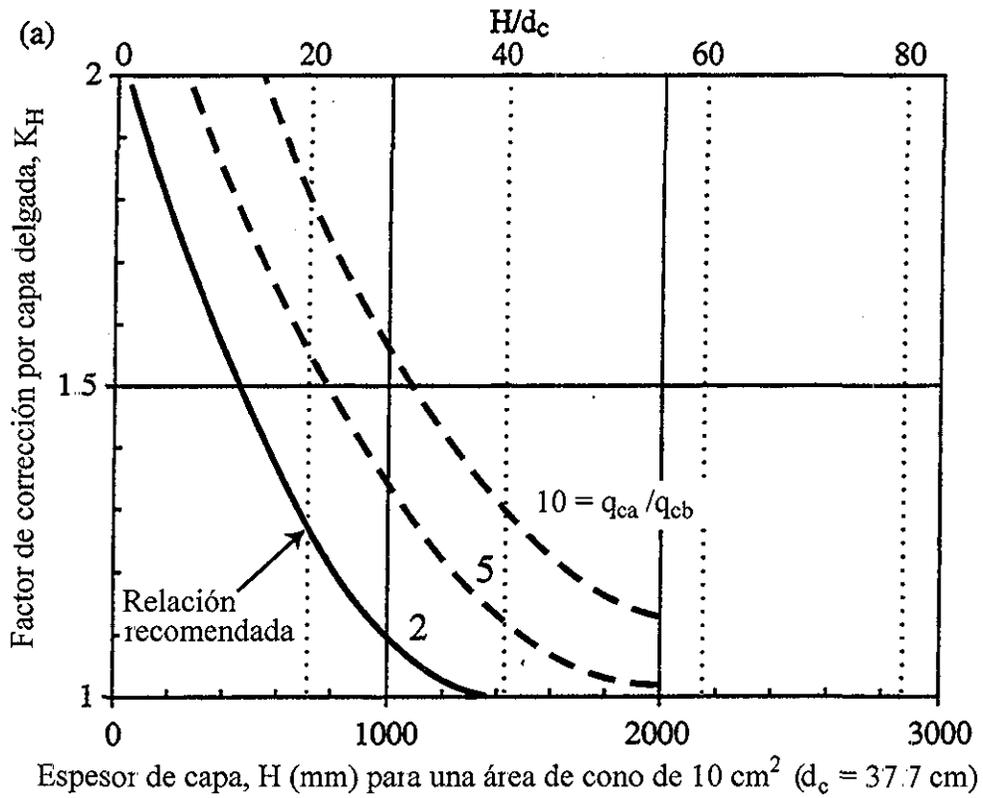


fig. 3.6 Factor de corrección por la capa delgada, K_H , para determinar la resistencia equivalente de CPT de la capa delgada (Robertson y Fear, 1995).

3.4 Velocidad de Onda de Corte

Durante la década pasada, se hicieron severas modificaciones a los procedimientos para calcular la resistencia a la licuación de suelos granulares, mediante mediciones de campo de onda de corte, V_s , (Stokoe et al., 1988; Tokimatsu et al., 1991; Kayen et al., 1992; Andrus, 1994; Lodge, 1994). El uso de V_s como índice de resistencia de licuación es justificado ya que V_s y CRR son influenciados por: relación de vacíos, esfuerzos efectivos de confinamiento, historia de esfuerzos y edad geológica. Las ventajas de utilizar V_s son las siguientes: 1) V_s puede ser medido muy precisamente con diferentes técnicas como perforación cruzada, pruebas sísmicas en perforación abajo, prueba de penetración de cono sísmico, o un análisis espectral de las ondas superficiales; 2) V_s se puede medir en los suelos en que la CPT y SPT son imposibles de realizarse o extraer las muestras sin alteraciones, como depósitos de grava, y en sitios en donde la perforación o sondeos no se pueden realizar; 3) las mediciones pueden ser realizadas en laboratorio en muestras pequeñas, permitiendo la comparación directa entre las mediciones de laboratorio y las realizadas en campo; 4) V_s se relaciona directamente con el módulo cortante a pequeñas deformaciones que es un parámetro requerido para procedimientos analíticos para estimar la respuesta dinámica del suelo, para pequeñas deformaciones y deformaciones angulares intermedias.

Hay dos limitaciones significativas que existen al usar V_s en la evaluación de licuación: (1) las mediciones de la velocidad de onda sísmica son hechas a pequeñas deformaciones, mientras que la licuación se mide con fenómenos de grandes deformaciones; y (2) las pruebas sísmicas no dan muestras para la clasificación de suelos e identificación de suelos ricos en arcillas no licuables. Para compensar esto último, se tienen que hacer un número limitado de perforaciones y se deben tomar muestras para identificar los suelos ricos en arcilla, que pudiera clasificarse como licuables por el criterio de V_s y también para identificar suelos poco cementados que tal vez sean licuables pero se clasifican como no licuables por sus valores característicos de V_s tan altos.

3.4.1 Criterios para evaluar el potencial de licuación

Robertson et al. (1992) propusieron un procedimiento para evaluar la licuación basada en esfuerzos, por medio de datos de campo provenientes de sitios en el Valle Imperial, California. Robertson y sus colaboradores normalizaron V_s por medio de:

$$V_{s1} = V_s (P_a / \sigma'_{vo})^{0.25} \quad \dots \dots \dots (20)$$

Donde P_a es la presión de referencia (100 kPa), aproximadamente la presión atmosférica, y σ'_{vo} son los esfuerzos efectivos en kPa. Robertson y sus colaboradores decidieron modificar V_s en términos de σ'_{vo} para seguir con los procedimientos tradicionales y poder modificar las pruebas de resistencia estándar y penetración de cono. El límite de resistencia a la licuación (curva CRR) determinada por estos investigadores para sismos de magnitud

7.5 se muestran en la figura 3.7a, con datos calculados en diferentes sitios donde la licuación ocurrió y donde no. Las relaciones de esfuerzos cíclicos fueron calculadas usando estimaciones de $a_{m\acute{a}x}$ para las dos componentes horizontales principales de aceleración que pudieron haber ocurrido en los sitios en ausencia de licuación.

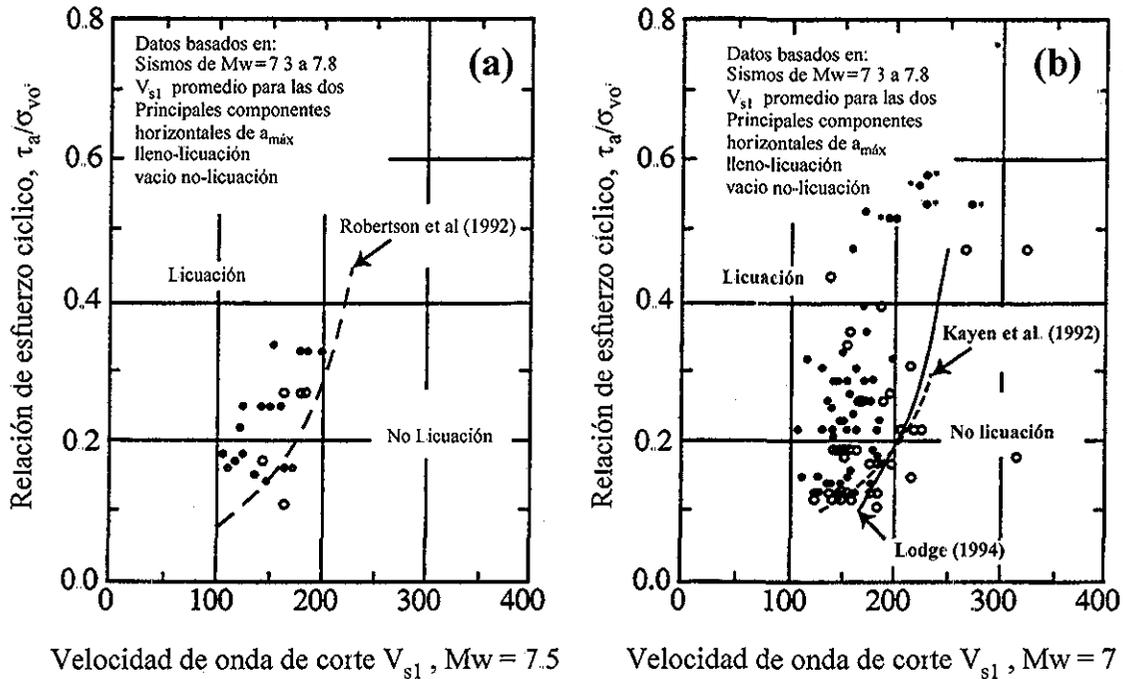


fig. 3.7 Gráficas para calcular CSR, basados en velocidad de onda de corte corregida por esfuerzos: a) Robertson et al., (1992); b) Kayen et al., (1994) y Lodge, (1994).

Los límites de resistencia a la licuación, propuestos por Kayen et al., (1992) y Lodge (1994) para sismos de magnitud 7.5 se muestran en la figura 3.7b. Estas curvas están basadas en el comportamiento de campo ante el sismo de Loma Prieta de 1989. Con algunas excepciones, los casos historia de licuación están limitados por las relaciones propuestas por estos límites sugeridos. La relación propuesta por Lodge (1994) nos da un límite conservador, para licuación de casos historia con V_{s1} menor a 200 m/s. La relación de Robertson et al., (1992) es la menos conservadora de las tres. El Profesor Ricardo Dobry sugirió una correlación entre la relación de resistencia cíclica y V_{s1} para una deformación cortante cíclica promedio constante de, γ_{av} , de la forma:

$$CRR = \tau_{av}/\sigma_{vo} = f(\gamma_{av}) V_{s1}^2 \dots \dots \dots (21)$$

Donde γ_{av} es una deformación cortante promedio constante. Esta fórmula muestra el límite CRR pasando por el origen y nos acerca razonablemente por extrapolación mas allá de los

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

límites que se tienen de los datos de campo, al menos para valores menores de V_{s1} ($V_{s1} \leq 125$ m/s).

Para valores mayores de V_{s1} , Andrus y Stokoe (Youd e Idriss, 1997) concluyeron que, el límite de CRR debería ser asintótico para algún valor de V_{s1} . Este límite es causado por la tendencia de un suelo granular denso a exhibir comportamiento dilatante a grandes deformaciones. La ecuación anterior se modifica:

$$\tau_{av}/\sigma'_{vo} = CRR = a(V_{s1}/100)^2 + b/(V_{s1c} - V_{s1}) - b/V_{s1c} \quad (22)$$

donde V_{s1c} es el valor crítico de V_{s1} , que separa el comportamiento contractivo y dilatante, a y b son parámetros de ajuste de la curva.

Usando la relación entre V_{s1} y CRR expresadas en la ecuación anterior, Andrus y Stokoe trazaron curvas para separar la información de sitios donde los efectos de licuación fueron y no fueron observados. Los valores que se ajustaron mejor para las constantes a y b fueron 0.03 y 0.9, respectivamente, para un sismo de magnitud igual a 7.5. Andrus y Stokoe también determinaron los siguientes valores, que mejor se ajustaron para V_{s1c} :

$V_{s1c}=220$ m/s, para arenas y gravas con un contenido de finos menores al 5%
 $V_{s1c}=210$ m/s, para arenas y gravas con un contenido de finos de alrededor 20%
 $V_{s1c}=200$ m/s, para arenas y gravas con un contenido de finos mayores que 35%

La figura 3.8 presenta los límites recomendados por Andrus y Stokoe para sismos de $M=7.5$ y para suelos de la era del Holoceno no cementados con diversos contenidos finos. A pesar de que estos límites parten del origen, los suelos arenosos aluviales con un NAF superficial rara vez tienen velocidades de onda cortante corregidas menores que 100 m/s, aún cerca de la superficie del depósito. Para un V_{s1} de 100 m/s y un sismo de magnitud de 7.5, el CRR calculado es de 0.03. Esta CRR mínima es generalmente consistente con los valores de CRR intersecados para los procedimientos de CPT y SPT.

La última ecuación puede ser extrapolada a otros valores de magnitud a través del uso de factores de escala.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

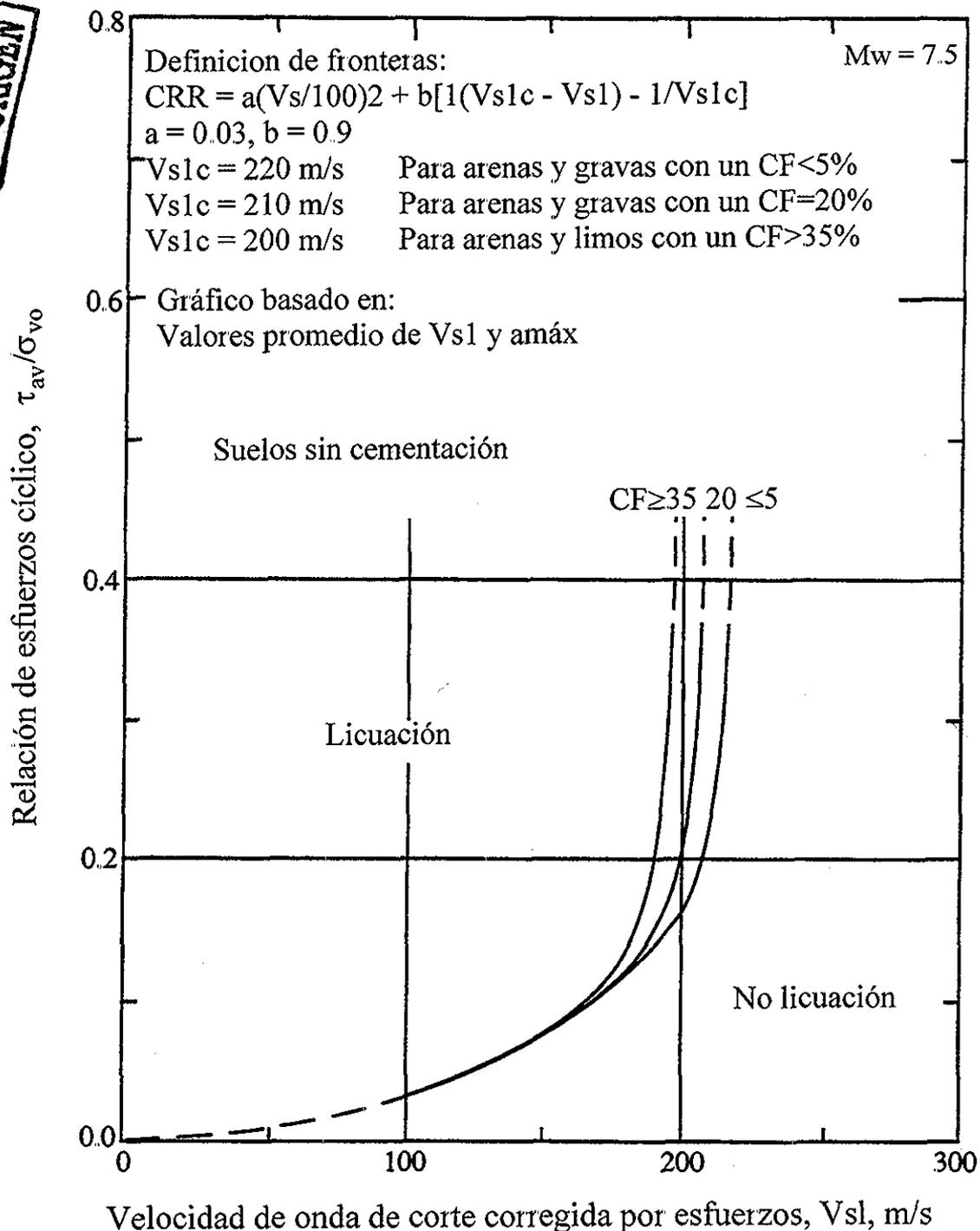


fig. 3.8 Curvas para obtener CRR, a partir de velocidades de onda de corte corregida, (Andrus y Stokoe, 1997)

3.5 Prueba de penetración Becker

La resistencia a la licuación de suelos sin grava ha sido principalmente evaluada a través de CPT y SPT, con mediciones ocasionales de V_s . Sin embargo, las mediciones de CPT y SPT, no son confiables en suelos con grava. Las partículas grandes de grava pueden interferir con la deformación normal de los materiales del suelo alrededor del penetrómetro incrementando la resistencia de penetración. En el intento de superar estas dificultades, muchos investigadores han utilizado penetrómetros con grandes diámetros. La prueba de penetración Becker (BPT) se ha convertido en uno de los más efectivos y más usados en este tipo de herramientas.

La BPT fue desarrollado en Canadá en la década de los años cincuenta y consiste en un doble ademe de tres metros de largo, el cual se coloca dentro del suelo por medio de un martillo a diesel. Los impactos de este martillo se aplican en la parte alta del ademe y la penetración es continua. La resistencia a la penetración Becker se define como el número de golpes que necesita para que el ademe llegue a una profundidad de 30 cm.

La BPT no ha sido estandarizada y se han utilizado diferentes tipos de equipos y procedimientos. También, sólo algunos golpes con BPT han sido medidos en sitios donde ha ocurrido licuación. Así el BPT no se ha correlacionado directamente con resistencia a licuación, pero se usa para estimar el número de golpes de SPT equivalentes a través de una correlación empírica. El número equivalente de golpes SPT es entonces, usada para estimar la resistencia a licuación.

De diferentes sitios en donde se hicieron las pruebas de BPT y SPT en sondeos paralelos, Harder y Seed (1986) desarrollaron una correlación preliminar entre Becker y la resistencia de penetración estándar (figura 3.9a). En la figura 3.9b se muestran datos comparativos adicionales desde 1986. La curva de correlación original (línea continua) de Harder y Seed se muestra en la fig. 3.9b por medio de líneas intermitentes se representa el 20% arriba –y abajo– de las predicciones por medio del número de golpes en SPT. Estas gráficas indican que el número de golpes en SPT puede ser aproximado por medio de mediciones en BPT.

La principal causa de variación en el método de BPT es por la energía del martillo. Mas que medir la energía del martillo directamente, Harder and Seed (1986) observaron las variaciones en las presiones de cámara y encontraron que bajo condiciones de combustión uniforme (por ejemplo, el supercargador con el acelerador a fondo) se correlacionaron mejor con las variaciones en el número de golpes del penetrómetro Becker. De esta información Harder y Seed desarrollaron un procedimiento de corrección de energía basado en la medida de variación de presiones en la cámara.

Por medio de la medición directa de la energía transmitida por el martillo obtendríamos resultados que son rigurosamente teóricos y que sirven como factor de corrección para la eficiencia del martillo de Becker. Sy y Campanella (1994) y Sy et al., (1995) instrumentaron un pequeño tramo de ademe Becker, con el propósito de medir la energía transferida. Ellos analizaron los datos recolectados por medio de un analizador de hincado de pilotes para determinar deformación, fuerza, aceleración y velocidad. La energía transferida fue determinada por integración en el tiempo de la fuerza por la velocidad. Pudieron verificar muchas de las variaciones en la energía del martillo anteriormente

obtenidas por Harder y Seed (1986), incluyendo los efectos de variación en las presiones y la eficiencia en la transmisión de energía de los diferentes perforadores. Sin embargo, no pudieron reducir la dispersión o incertidumbre en la conversión del número de golpes en BPT a SPT. Dado que el procedimiento de Sy y Campanella requiere un esfuerzo considerablemente mayor que monitorear los cambios o saltos en la cámara de presión, sin que se produzca un mejoramiento en los resultados.

La fricción en el ademe exterior también influye en la resistencia a la penetración. Harder y Seed (1986) no evaluaron este efecto; es aquí donde la correlación de la figura 3.9b intrínsecamente incorpora la fricción en el ademe exterior. No obstante, la fricción en el ademe se afecta para profundidades mayores de 30 m y por la resistencia a la penetración en suelos blandos que se encuentran debajo de grandes depósitos de suelos densos. Cualquiera de estas circunstancias podría acarrear una fricción mayor que es intrínsecamente incorporada en la correlación de Seed y Harder.

Los siguientes procedimientos se recomiendan para la práctica general: (1) el BPT debería realizarse con los nuevos perforadores de bote AP-1000 equipados con martillos de diesel sobrecargados para ademes de 168 mm de diámetro exterior. (2) Los cambios o saltos en la cámara de presión deberían usarse para ajustar los golpes BPT a N_{BC} para considerar las variaciones en la eficiencia del martillo de combustión de diesel. Para las aplicaciones cotidianas, las correlaciones desarrolladas por Harder y Seed (1986) pueden usarse para estos ajustes. (3) La influencia de la fricción en el ademe es intrínsecamente tomada en cuenta para la correlación BPT-SPT de Harder y Seed. Sin embargo, esta consideración no ha sido verificada y no debería ser usada para profundidades mayores de 30 metros o en sitios con depósitos densos y espesores grandes sobre arenas sueltas o gravas. Para estas condiciones, se necesitarían perforaciones con lodo bentonítico para reducir la fricción en los ademes, o se aplicaría un sofisticado análisis de una ecuación de onda para cuantificar los efectos por fricción.

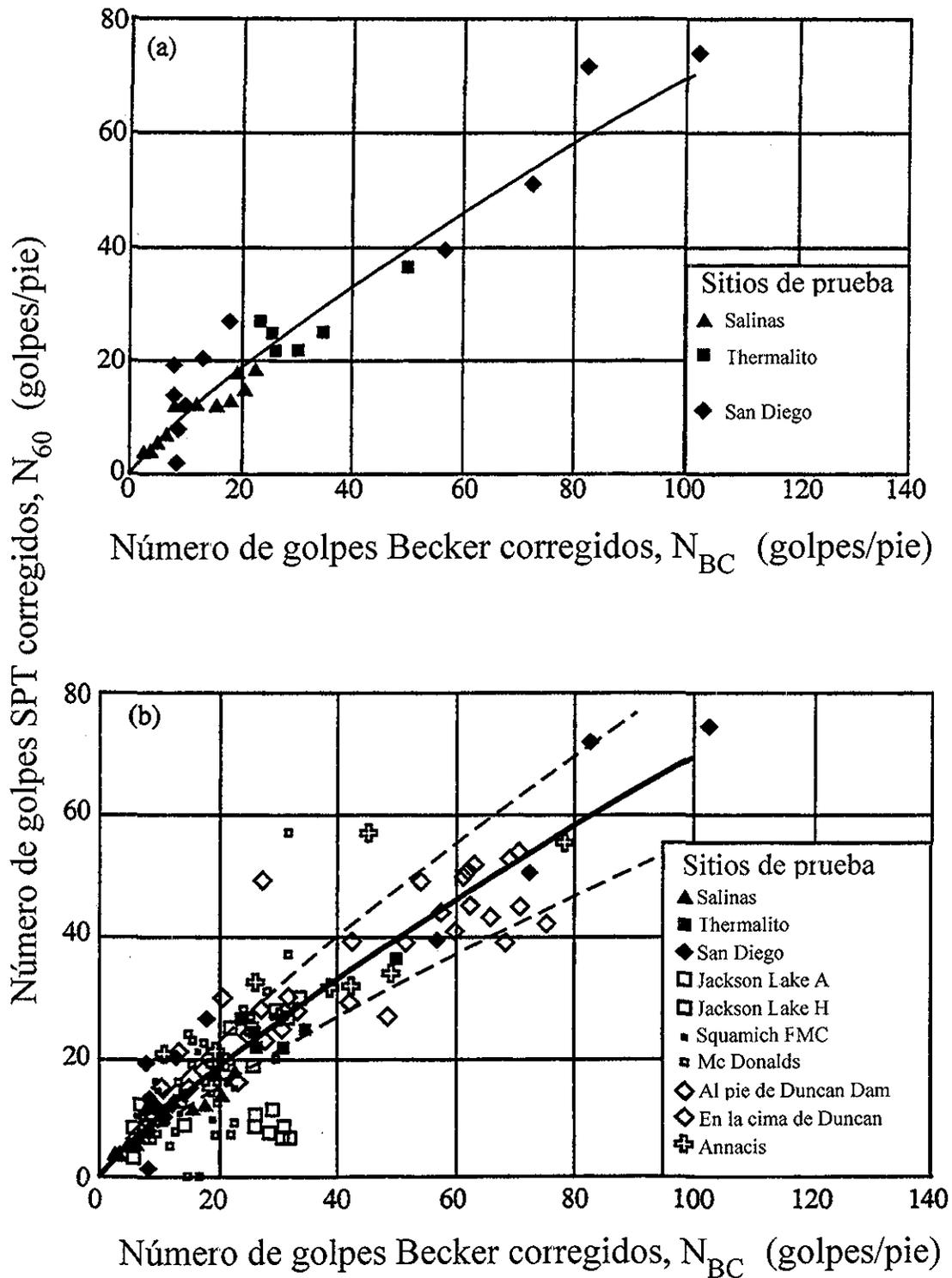


fig. 3.9 Correlación entre resistencia a la penetración Bbecker, N_{BC} y la resistencia a la penetración estándar, N_{60} (a) Harder y Seed (1986); (b) Datos adicionales Harder (1997).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.6 Factores de escala para magnitud del sismo

Para el desarrollo del procedimiento simplificado, Seed e Idriss (1982), recopilaron una gran base de datos de sitios donde la licuación se presentó y donde no, para sismos con magnitudes cercanas a 7.5. Se hizo el análisis de estos datos para calcular la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y valores $(N_1)_{60}$. Los resultados de sitios con arena limpia (contenido de finos $\leq 5\%$) fueron introducidos en una gráfica de CSR contra $(N_1)_{60}$. Una versión mas reciente de esta gráfica (Seed et al., 1985) se reproduce en la figura 3.1. Se dibujó una curva determinista en la gráfica para separar las regiones con datos que indican licuación (símbolos llenos) de las regiones con datos que no indican licuación (símbolos vacíos). Esta curva, se le llamó curva $CRR_{7.5}$ o curva base simplificada, está relativamente bien restringida por datos CSR empíricos entre 0.08 a 0.35, y se pueden extrapolar para los valores mayores y menores de este intervalo. Como se muestra en la fig. 3.1, los autores de NCEER (1997) recomiendan el uso de la parte menor de la curva base simplificada para intersecar la ordenada de la gráfica en CRR igual a 0.05.

Para ajustar la curva base simplificada a magnitudes mayores o menores que 7.5, Seed e Idriss (1982) introdujeron un factor de corrección llamado "factor de escala de magnitud del sismo, MSF". Este factor se usa para escalar la curva base simplificada en la gráfica CSR contra $(N_1)_{60}$ en la parte ascendente o descendente. De igual manera, el factor pesado de magnitud, que es el inverso del factor de escala de magnitud del sismo, puede ser aplicado para corregir la magnitud de CSR. Ya sea corrigiendo CRR por medio del factor de escala de magnitud del sismo, o corrigiendo CSR por medio del factor pesado de magnitud, se llega al mismo resultado.

Para ilustrar la influencia del factor de escala de magnitud del sismo para un cálculo de riesgo, la ecuación para el factor de seguridad (FS) contra licuación puede ser escrito en términos de CRR, CSR, y MSF como sigue:

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR) MSF \dots\dots\dots(23)$$

Donde $CRR_{7.5}$ es la relación de resistencia cíclica determinada para sismos de magnitudes de 7.5 usando la fig. 3.1, para datos de SPT; figura 3.2 para datos de CPT; y figura 3.8 para datos de V_{s1} . La ecuación anterior demuestra que el factor de seguridad contra el desarrollo de licuación en un sitio es directamente proporcional al factor de escala de magnitud seleccionado (MSF).

Debido a la cantidad limitada de datos empíricos que se tenían hacia la década de los setentas, Seed e Idriss (1982) no podían aproximar más las regiones entre la licuación y la no licuación que se tenían en las gráficas de CRR para magnitudes diferentes a 7.5. Por consiguiente, ellos basaron sus factores de escala en ciclos de cargas representativas y en resultados de pruebas de laboratorio. Del estudio de acelerogramas de movimientos intensos, el número de ciclos de carga representativo generado por un sismo fue correlacionado con la magnitud del un sismo de 7.5 caracterizado por 15 ciclos de carga, mientras que para sismos con magnitud de 8.5 se caracterizaron por ciclos de carga igual a 26 y sismos con magnitud igual a 6.5, por ciclos de carga igual a 10. Después, realizaron pruebas en laboratorio para medir el número de ciclos de carga requeridos para generar

licuación y un cinco por ciento de deformación cíclica. En las pruebas de laboratorio se utilizó una gran variedad de arenas limpias, relación de vacíos, y condiciones de esfuerzo. De estas pruebas, desarrollaron una curva representativa única que relaciona la razón de esfuerzos cíclicos (CSR) con el número de ciclos de carga requeridos para generar licuación (figura 3.10). Al dividir los valores CSR de esta curva para diferentes números de ciclos, representativos de diferentes magnitudes de sismos, con CSR para ciclos igual a 15 (magnitud de 7.5), se encontró el primer grupo de factores de escala de magnitud. Estos factores de escala se enlistan en la columna 2 de la tabla 3 y se grafican en la figura 3.11. Estos factores de escala de magnitud se han aplicado constantemente en la práctica desde su introducción en 1982.

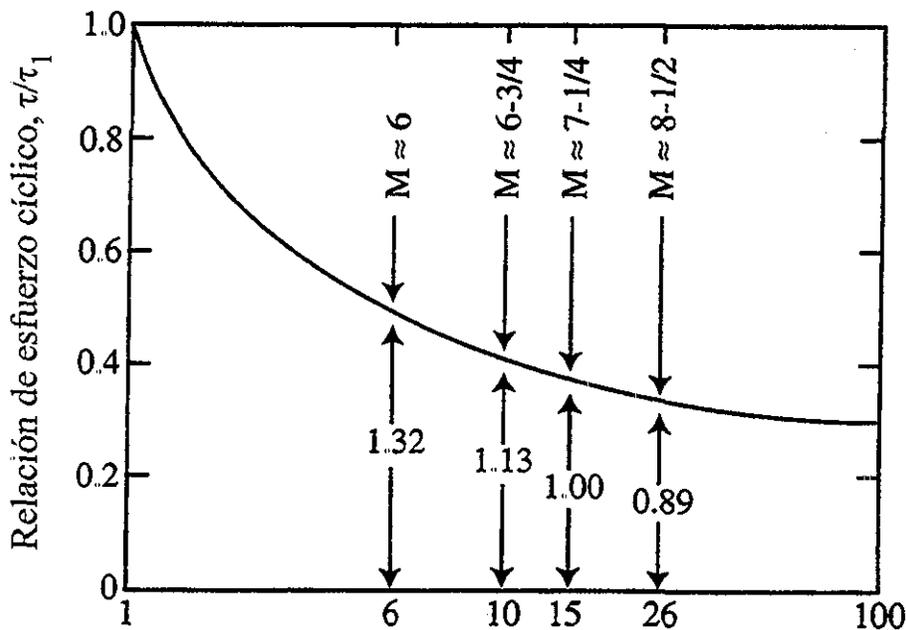
Idriss (1995) revaluó los datos que él y el Profesor Seed habían utilizado para calcular los factores de escala de magnitud originales (1982). Con esto, Idriss volvió a graficar los datos en una gráfica logarítmica, y observó que éstos se ajustaban a una línea recta. Después encontró que los puntos fuera de la línea influenciaron notablemente el análisis original, causando que la gráfica original fuera no lineal y caracterizada por valores erróneamente bajos para magnitudes menores a 7.5. Basándose en esta nueva evaluación, Idriss definió un nuevo grupo de factores de escala de magnitud. Estos factores se enlistan en la columna 3 de la tabla 3, graficados en la figura 3.11, y se definen por la siguiente ecuación:

$$MSF=10^{2.24}/M^{2.56} \dots \dots \dots (24)$$

Idriss recomienda estos factores de escala para el uso en la práctica de la ingeniería en lugar de los factores originales.

Estos factores de escala revisados son significativamente mayores que los originales para magnitudes menores a 7.5 y un poco menores que los originales para magnitudes mayores a 7.5. Relativamente a los factores de escala originales, los factores de escala revisados conducen a una reducción del riesgo de licuación para magnitudes menores a 7.5 y un incremento en el riesgo para magnitudes mayores a 7.5.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Número de ciclos para causar $r_u = 100\%$ y 5% de deformación

fig 3 10 Relación entre CSR y número de ciclos para causar licuación (Seed e Idris, 1982)

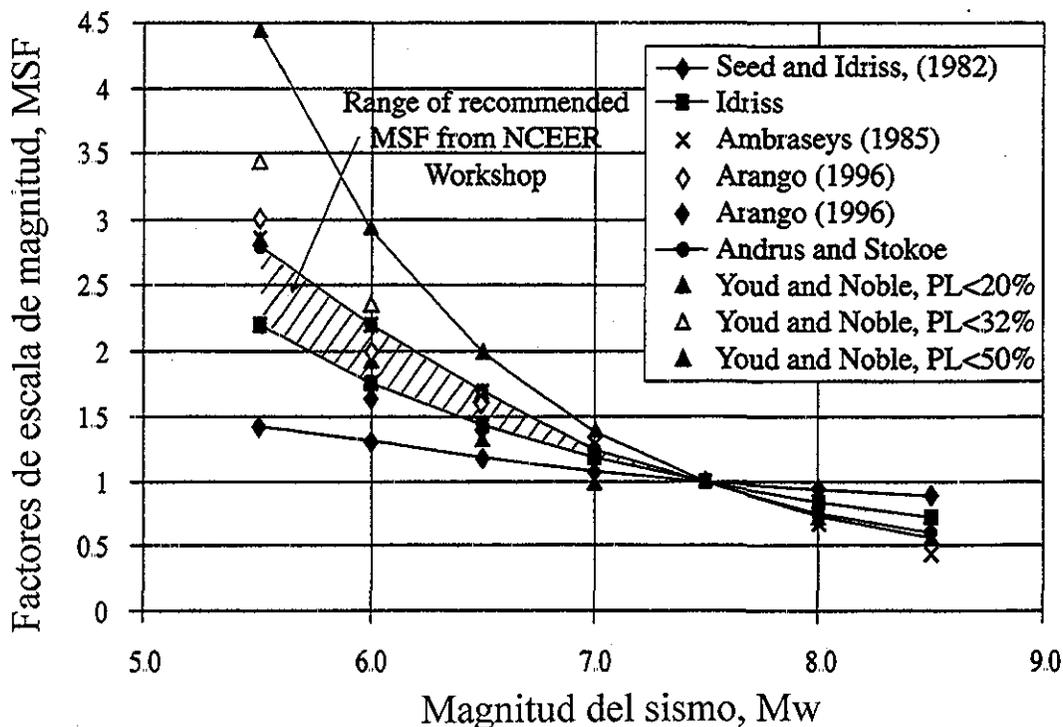


fig 3 11 Factores de escala de magnitudes propuestos por varios investigadores.

Tabla 3. Diferentes factores de escala de magnitud recomendados por varios investigadores.

Mag- nitude, M (1)	Seed and Idriss (1982) (2)	Idriss (1995) (3)	Ambraseys (1988) (4)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (in press) (7)	Youd and Noble (this report)		
				(5)	(6)		$P_L < 20\%$ (8)	$P_L < 32\%$ (9)	$P_L < 50\%$ (10)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?			0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44			0.65 ?			0.56?

52

Capítulo 4

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50

4 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES

Cuando un depósito es susceptible de licuarse durante un sismo, es necesario establecer un programa de selección de alternativas de mejoramiento de dicho depósito, con el fin de asegurar un buen comportamiento del suelo y de la estructura ante dicha sollicitación.

Hay tres opciones para minimizar el riesgo de licuación:

- a) Abandonar el sitio del proyecto, y seleccionar otro sitio que no tenga este problema;
- b) Mejorar las características mecánicas del lugar contemplado, para reducir el potencial de licuación y sus riesgos que conlleva;
- c) Aceptar el riesgo (las soluciones que se lleguen a tomar en la cimentación y en la superestructura incrementarán considerablemente el costo del proyecto).

La fig. 4.1 (Ministerio de Transporte de Japón, 1997), muestra un resumen de la estrategia básica a seguir para prevenir daños en estructuras por licuación del suelo; se muestra una diversidad de caminos enfocados a la disminución del riesgo de daños a causa de licuación, la elección ya sea de uno o la combinación de varios métodos, depende de diversos factores tales como espacio disponible, colindancias, costos, accesos, etc.

La fig. 4.2 (Ministerio de Transporte de Japón, 1997), es una sugerencia del procedimiento a seguir para analizar un método en especial, a través de un diagrama de flujo, en la misma figura, se puede observar como práctica general, el diseñar el área de suelo a mejorar después de haber sido seleccionado un método de prevención, ya que muchas veces en la práctica se hace necesario re-seleccionar el método debido a las restricciones del sitio, como se indicó anteriormente.

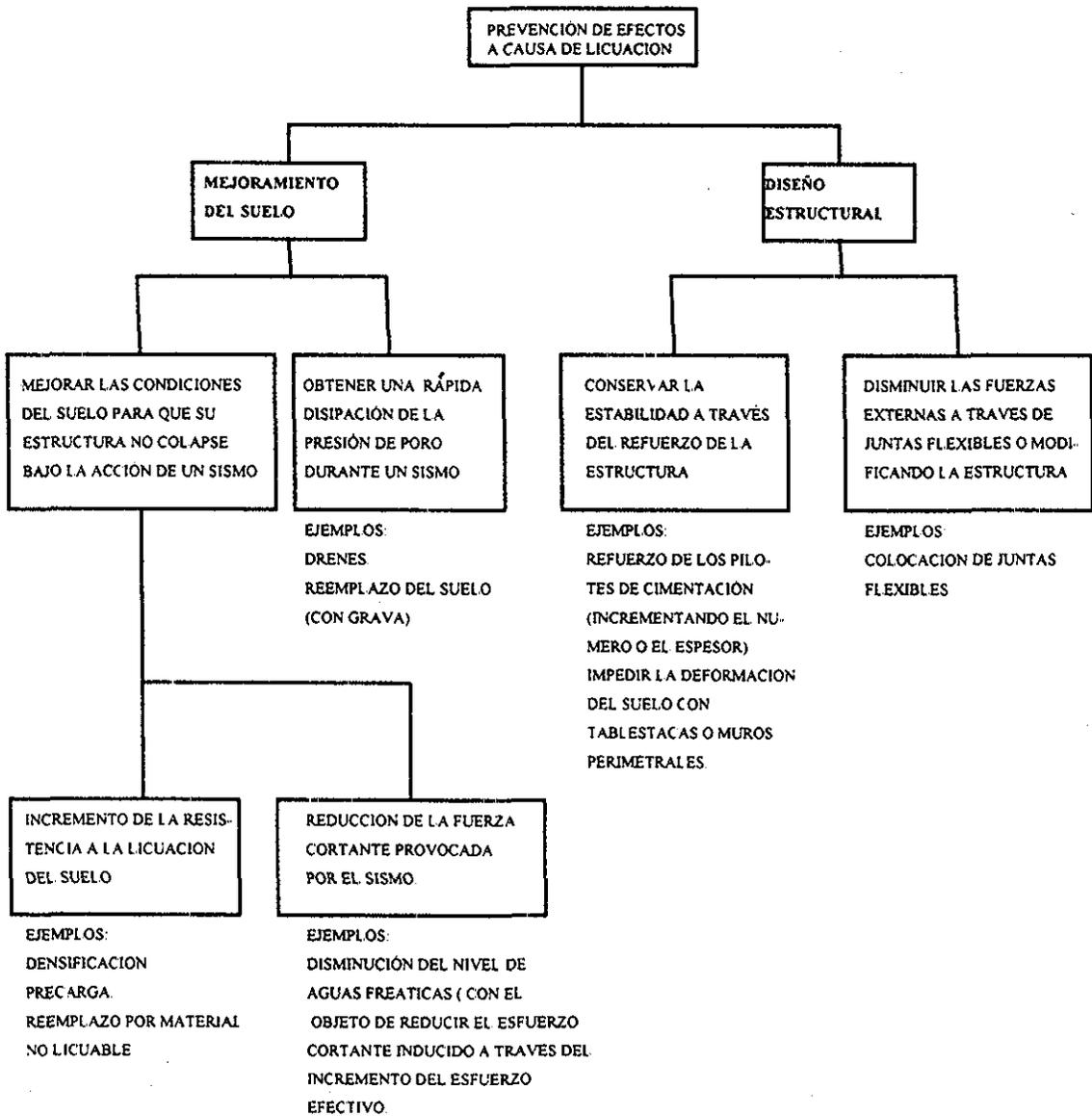


fig 4 1 Estrategias básicas para la solución de los problemas de licuación.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

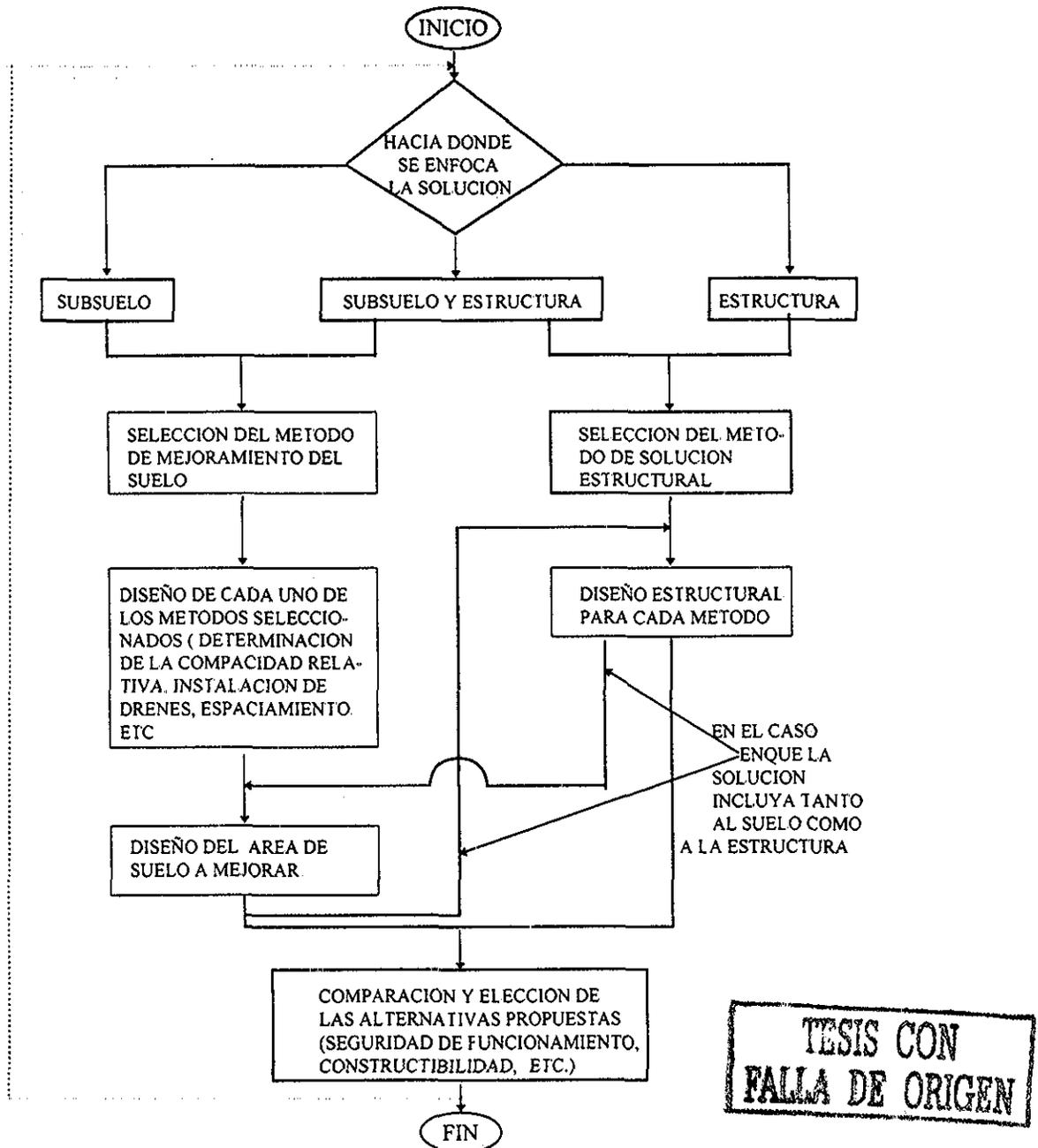


fig. 4.2 Procedimiento para la elección del método de solución a los problemas de licuación.

Algunos métodos de mejoramiento del suelo contra licuación se mencionan a continuación:

- 1) Remover el suelo potencialmente licuable y remplazarlo por uno no licuable, o recompactar el removido. A medida que aumenten los espesores del material potencialmente licuable se convierte en un método menos rentable;

- 2) Densificar el suelo para aumentar la resistencia ante la licuación. La densificación se puede realizar con distintas técnicas, por ejemplo, vibrocompactación, vibroreemplazo, compactación dinámica, inyección de lechadas y reemplazo de suelo por pilotes;
- 3) Disipación de presión de poro con drenes de grava o drenes prefabricados;
- 4) Mejoramiento por modificaciones químicas del suelo;
- 5) Uso de inclusiones de pilas de concreto o acero y geotextiles para mejorar la resistencia del suelo.

Algunas de las principales consideraciones para seleccionar el método de mejoramiento contra licuación comprenden factores económicos, eficiencia del método de mejoramiento y aplicabilidad de la técnica (la aplicabilidad del método es determinada por el tamaño de partículas del suelo). La fig 4.3 muestra los intervalos de tamaño de partículas para los cuales son aplicables los diferentes métodos de mejoramiento de suelos (Ledbetter, 1985).

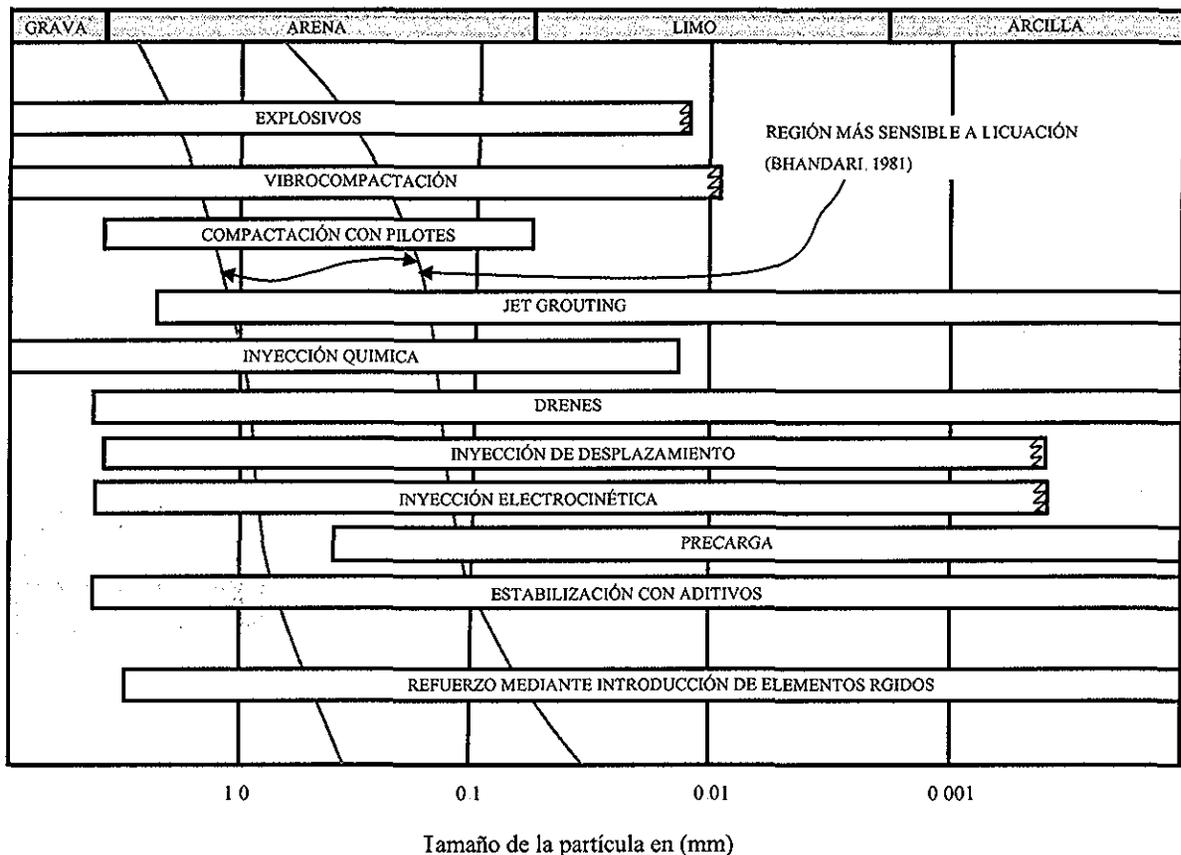


fig 4.3 Tamaños de partículas para los cuales son aplicables los métodos de mejoramiento, las líneas dentadas al final de las barras indican incertidumbre en la aplicabilidad del método (Ledbetter, 1985).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Hayden y Baez (1994) proporcionaron una lista de proyectos en Estados Unidos en los que se mejoró el suelo. Para la mayoría de estos casos el método utilizado fue densificación. Otros métodos utilizados fueron: drenaje, reforzamiento, solidificación y reemplazo.

4.1 Técnicas de drenaje

Una gran diversidad de técnicas de drenaje han sido utilizadas para mejorar depósitos de suelo. En esta sección, son discutidas las técnicas de drenaje para minimizar el potencial de licuación; éstas son: drenes de grava y drenes prefabricados.

4.1.1 Drenes de grava

4.1.1.1 Concepto

Los drenes de grava son técnicas de mejoramiento recientes comparándolas con las más tradicionales como son las de densificación. Estas técnicas fueron estudiadas inicialmente por Seed y Booker (1977). Desde entonces estas técnicas han llamado la atención de algunos investigadores (Ishihara y Yamazaki, 1980; Tokimatsu y Yoshimi, 1980); consultores en la práctica, y de compañías constructoras en Japón.

El objetivo de las técnicas de drenaje es el control de la presión de poro para reducir el incremento de la presión de poro, por lo que se obtiene una relación de presión de poro ($r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v}$; Δu = exceso de presión de poro debido a cargas cíclicas; σ'_v = esfuerzo efectivo vertical) baja. Las principales ventajas de mantener una relación baja de presión de poro (r_u) son las siguientes:

- 1) Una gran parte de la resistencia y rigidez del suelo son preservadas. Esto permite que el estrato siga proporcionando el soporte vertical y horizontal necesario para las estructuras existentes. Esto hace disminuir substancialmente las deformaciones laterales resultantes de una excitación dinámica. Estas deformaciones pueden incrementarse en la presencia de un talud;
- 2) Evita grandes asentamientos, los cuales pueden ser diferenciales, los asentamientos están asociados con valores de r_u entre 0.5 y 0.6 (Lee y Albeisa, 1974; Seed et al., 1976; Nagase e Ishihara, 1988; Iai, 1988). Los asentamientos a valores altos de r_u son causados por el gran volumen de suelo compresible a un esfuerzo de confinamiento bajo. Florin e Ivanov (1961), Scott (1986), atribuyen este comportamiento principalmente a la presencia de un componente de sedimentación en adición con un volumen altamente compresible y a bajos esfuerzos efectivos debido a la consolidación;

- 3) A valores bajos de r_u , el suelo y la presión de poro serían gobernados solo por la consolidación, en lugar de una teoría más complicada, sedimentación-consolidación la cual es la que gobierna para valores altos de r_u . Esto quiere decir que como r_u es alto, las partículas no tienen contacto entre ellas, si no que están en suspensión, por lo que primero se sedimentan y posteriormente se consolidan.
- 4) Previene la ocurrencia de altos gradientes hidráulicos que podrían transportar grandes cantidades de material fino, hacia los drenes de grava disminuyendo la capacidad del drenaje.

Aun cuando haya un gran aumento de r_u , el esfuerzo cortante impuesto durante la carga sísmica, se divide entre los drenes de grava y el suelo circundante, en relación a la rigidez relativa de los materiales, y esto obviamente incrementaría toda la estabilidad.

4.1.1.2 Aplicaciones de campo

El método de instalación de drenes de grava es por medio de perforación con ademe. El procedimiento típico de entubar (sirve como ademe) y después barrenar, lo que implica una densificación nula. Sin embargo, recientemente los japoneses han tratado de incluir al procedimiento un alimentador interno de grava y un sistema de barra compactadora, así se sumaría el importante efecto de densificación (Saito et al., 1987; Ono et al., 1991; Oishi y Tanaka 1993). La típica construcción de una columna de grava de longitud de 20m con este método toma menos de una hora (Sonu et al., 1993).

En Japón las columnas de grava que son instaladas sin densificación son diseñadas para actuar como sistemas disipadores de presión de poro durante un sismo (Baez y Martín, 1992). Generalmente el espaciamiento entre drenes de gravas es aproximadamente de 1.5m (López, 2002).

En 1978, el método de drenaje con grava fue aplicado por primera vez en Japón como mitigación de la licuación (Saito et al., 1987). A partir de 1993, más de 200,000 drenajes de grava fueron instalados en Japón (Sonu et al., 1993) y aunque los resultados de los análisis teóricos y de los modelos físicos indican que los métodos de drenaje de grava pueden trabajar eficientemente para mitigar la licuación, casos históricos bien documentados de su exitosa utilización bajo condiciones sísmicas, son muy limitados.

Sonu et al., 1993 reportó un caso histórico donde muelles retroempotrados por drenes de grava en el puerto de Kushiro, Japón, sobrevivió a un sismo de magnitud 7.8 en escala de Richter, produciendo una aceleración máxima en la superficie del terreno de 0.47g en el año de 1993, sin registrarse ningún peligro de licuación. Otras estructuras similares que se encontraban en áreas cercanas sin tratar sufrieron daños producidas por licuación.

4.1.1.3 Trabajo analítico

En los estudios pioneros de Seed y Booker (1977), los drenes de grava fueron introducidos como factores principales para la estabilización de los depósitos de arena potencialmente licuables. Un modelo analítico de consolidación radial fue propuesto para analizar la velocidad relativa de disipación de presión de poro a través de los drenes de grava. La ecuación que gobierna para el drenaje puramente radial es descrita por Seed y Booker (1977), de la siguiente manera:

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_{v3}} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (24)$$

donde:

- k_h permeabilidad del suelo en dirección horizontal.
- γ_w peso volumétrico del agua.
- m_{v3} coeficiente de variación volumétrica.
- u exceso de presión de poro hidrostática.
- r radio.
- t tiempo.
- u_g presión de poro generada por la alternación de esfuerzos cortantes.
- N número de ciclos de alternación de esfuerzos cortantes.

Esta ecuación, combinada con una estimación de N_{eq} (número equivalente de ciclos representativos de un posible sismo), fue utilizada para hacer una serie de curvas de diseño, (para un estrato uniforme licuable) para mantener una relación de exceso de presión de poro, r_u , por de bajo de un valor deseado. Tal diagrama puede ser usado para determinar el tamaño del diámetro y espaciamiento efectivo entre drenes para mantener a r_u con valores menores de 0.5.

Las limitaciones de este método son: i) supone que la permeabilidad del dren de grava es infinita, por lo que el exceso de presión de poro no se desarrolla en las columnas, ii) Es válido solamente para valores bajos de r_u donde el mecanismo lineal de consolidación es válido.

Tokimatsu y Yoshimi (1980), Sasaki y Taniguchi (1982), Okita et al., (1986), y Matsubara et al., (1988) reportan valores similares a los de Seed y Booker (1977) tomando factores en cuenta como: la permeabilidad es finita del dren de grava, y una relación geométrica esbelta del dren L/r , donde L es la longitud y r es el radio del dren de grava. Estos estudios demostraron la importancia de estos dos factores para el diseño. Iai y Kuizumi (1986), Onoue et al., (1987), Iai (1988), Onoue (1988), y Onoue et al., (1991) presentaron procedimientos analíticos para diseñar drenes de grava, estos fueron verificados por modelos o pruebas in situ. Los estudios mencionados consideran solamente el efecto de drenaje.

Millea (1990) estudió el comportamiento sísmico de un suelo potencialmente licuable tratado con drenes de grava, usando un programa de elementos finitos, demostrando que la presión de poro varía dentro de las columnas de piedra, contrario a la suposición de Seed and Booker (1977), esto fue observado también por Sasaki y Taniguchi (1982) en su trabajo experimental.

Seed y Booker (1977) sugirieron que la permeabilidad de los drenes de grava debiera ser por lo menos dos veces mayor que el orden de magnitud de permeabilidad que el suelo alrededor de los drenes para evitar que se generen exceso de presión de poro dentro de los drenes de grava. El U.S. Bureau of Reclamation (1974), Kenney et al., (1984), Saito et al., (1987), Sherard et al., (1984), y Iai (1988) discutieron los requisitos de los filtros para prevenir un crecimiento de la presión de poro alrededor del dren y la migración del suelo hacia éste.

4.1.1.4 Observaciones basadas en trabajos experimentales.

El sistema de drenaje es rápido y eficiente si r_u se mantiene por debajo de 0.5. La teoría de consolidación radial da resultados de predicción razonables para $r_u < 0.5$.

Para valores $r_u > 0.5$ la eficiencia del sistema de drenaje disminuye conforme aumenta los valores de r_u . Para valores de $r_u = 1.0$, el drenaje a través de la grava es drásticamente reducido y el asentamiento es grande y se produce a una gran velocidad.

Basados en las anteriores conclusiones, según parece que el éxito de un sistema de drenaje de grava se deriva de la capacidad de mantener un r_u por debajo de 0.5; incluso puede ser necesario reducir el valor de 0.5 si se presentan esfuerzos cortantes.

4.1.1.5 Conclusiones

Pruebas en modelos de laboratorio y experimentos en campo, han demostrado un significativo mejoramiento en la resistencia contra licuación debido a la construcción de drenes de grava.

Los drenes de grava no parecen ser muy efectivos para niveles altos de aceleración (mayor 0.2g), debido a que la capacidad de flujo se afecta por altos valores de r_u .

La zona de influencia del drenaje por los drenes es limitada aproximadamente a un diámetro desde el centro de los drenes. Actualmente, no se le ha tomado la atención adecuada al diámetro del dren.

El problema más importante que se puede presentar, es la obstrucción del dren. Esta posibilidad crece cuando r_u aumenta.

El dren de grava debe ser bien graduado para prevenir la obstrucción y para que se tenga eficiencia en el drenaje.

Un dren bien diseñado puede prevenir la licuación, pero la misma disipación de poro ocasiona asentamientos, los cuales tendrán que tomados en cuenta para un buen comportamiento de las estructuras.

4.1.2 Drenes prefabricados.

La idea de usar drenes prefabricados, es similar a los drenes de grava. Este método es popular para el drenaje de suelos blandos y compresibles ya que ayudan a la consolidación. Parece ser que estos drenes no han sido utilizados para reducir la presión de poro generada por sismos.

Algunas de las ventajas de los drenes prefabricados sobre los drenes de grava son las siguientes:

- 1) Fácil instalación;
- 2) Pueden ser utilizados en espacios reducidos, con cualquier inclinación y muy cerca de estructuras existentes;
- 3) Consistencia en la calidad, se tiene un mayor control de calidad, que en drenes de grava, por lo que se tiene una mayor confianza en cuanto a su funcionamiento;
- 4) Refuerzo a la tensión;
- 5) Por lo general no son muy pesados, por lo que es fácil su transporte y almacenamiento;
- 6) Bajo costo;
- 7) El equipo que se utiliza para su instalación puede ser ligero y pequeño.

Estos drenes pueden ser instalados a cualquier profundidad, estáticamente o dinámicamente. La penetración estática, no produce ruido ni vibración, por lo que este método es más atractivo para zonas urbanas y cerca de estructuras existentes.

Dependiendo del tipo de dren prefabricado, también puede ser instalado usando una funda de hincado, esta funda protege al dren de desgarres, y abrasiones durante su instalación; después es extraída la funda. El material del dren no debe presentar deterioros físicos o químicos durante su vida útil.

Una tubería de plástico o de acero con perforaciones en la superficie, envuelta con un filtro geotextil, puede servir como tubería de drenaje. Actualmente, hay más de 50 drenes diferentes, que se pueden encontrar en el mercado, generalmente son corrugados o revestidos interiormente con un filtro prefabricado, geotextil. Aunque casi todos estos filtros son diseñados para suelos finos, pueden adaptarse fácilmente para su uso en arenas con alta permeabilidad.

La razón por la que no se han utilizado para contrarrestar la licuación es por la poca capacidad para drenar durante un sismo, ésto se ve reflejado en un área pequeña de influencia de drenaje; ésto se debe a sus dimensiones del dren prefabricado.

4.2 Técnicas de densificación

Estudios de reconocimiento posteriores a sismos, han demostrado que un suelo denso saturado es mucho más resistente a la licuación que un suelo suelto saturado. Incrementando la compacidad relativa y los esfuerzos efectivos (incrementando los esfuerzos laterales), reduce la relación de vacíos y con deformaciones previas en suelos se incrementa la resistencia a la licuación. Estos factores parecen contribuir en todos los métodos de densificación. La densificación de suelos sueltos ha sido la más popular para reducir la potencialidad de licuación, ésta se puede alcanzar por diferentes métodos: vibrocompactación, compactación dinámica, dinamitación, compactación por inyecciones y compactación por pilas. Una descripción de estos métodos puede ser encontrada en ASCE (1977), estado del arte documento realizado por Mitchell (1981) y Broms (1991).

4.2.1 Compactación dinámica

Consiste en dejar caer repetidamente pesos de gran magnitud de una altura entre 20 y 40m. Los pesos son usualmente de acero o cubos de concreto de 5 a 30t aunque han sido utilizados pesos de hasta 200t; estos pesos se dejan caer de 2 a 10 repeticiones en el mismo lugar, siguiendo un patrón de cuadrícula; este procedimiento se puede repetir si es necesario. El lugar de caída es espaciado de 2 a 5m, dependiendo del tipo de suelo y la profundidad de tratamiento. La eficiencia de la densificación depende de la energía proporcionada por los impactos; la energía es función de: el peso, altura de caída, espaciamiento de la cuadrícula y número de caídas en cada punto. Los cráteres formados en la superficie por el apisonamiento son rellenados y compactados. Este método puede mejorar cualquier tipo de suelo, excepto suelos cohesivos por debajo del NAF. La presencia de capas blandas, tiene un efecto de amortiguamiento de las fuerzas dinámicas, lo que reduce la eficiencia del método. La profundidad económica de mejoramiento con este método para cualquier tipo de suelo, incluyendo rellenos hidráulicos es de aproximadamente 12m (Welsh, 1988). Se puede obtener una densidad del 70% al 90%, que son las cantidades necesarias para que no se presente licuación. Lukas (1980), Mitchell (1981), Luongo (1992) y Slocombe (1993) propusieron un procedimiento para determinar la profundidad óptima de tratamiento mediante este método. La principal limitación de este método es el daño potencial para estructuras vecinas debido a grandes vibraciones, ruido y la posible voladura de escombros; no se puede aplicar en predios pequeños por problemas de instalación del equipo. Es un método muy costoso.

Leonards et al., (1980), Lukas (1986) y Slocombe (1993), discutieron ampliamente el uso de este método. El trabajo de Lukas (1986) constituye una excelente guía para el diseño de proyectos de compactación dinámica.

Mayne et al., (1984) reportan datos de campo de 124 sitios alrededor del mundo donde la compactación dinámica fue utilizada para densificar el suelo.

4.2.2 Compactación por medio de explosivos

Suelos granulares han sido compactados por explosivos bajo una profundidad de aproximadamente 40m para reducir el potencial de licuación (Broms, 1991). Este método consta de la detonación de cargas en una profundidad determinada. La detonación tiene una secuencia horizontal y vertical, diseñada para maximizar el ciclo de carga y por lo tanto la eficiencia de la densificación, con lo que se restringe que se produzcan grandes vibraciones en un solo lugar.

Los explosivos son eficientes solamente en suelos saturados y especialmente en suelos no cohesivos o con un contenido de finos menor al 20%; aunque este método también se utiliza para desplazar suelos muy blandos. Con pocas cantidades de arcilla reduce substancialmente la eficiencia de este método. El principal aspecto del proceso de densificación en este método es la licuación debajo de la superficie del suelo (Mitchell, 1981). Hay poca densificación arriba de 1m de profundidad y puede permanecer material suelto alrededor de los puntos de explosión. La superficie es recompactada usualmente por métodos de tratamiento de poca profundidad de influencia (rodillos o vibradores). La densificación generada por las explosiones es verificada generalmente por mediciones de los asentamientos en la superficie, así como con pruebas de SPT y CPT. Sin embargo, los resultados pueden ser no muy buenos comparándolos con otros (Mitchell, 1970), especialmente en estratos parcialmente saturados o no saturados. Este método daña el ambiente como ya se mencionó, por lo que este método se utiliza en sitios aislados. Guías para diseño y procedimientos recomendados son dados en una serie de documentos por Damitio (1972). Una discusión extensa de este método es dado por Prugh (1963), Mitchell (1970), Litvinov (1973, 1976), Ivanov (1980) y Jeffries (1991).

4.2.3 Compactación por vibración

Esta técnica consiste en introducir un probeta metálica a la profundidad deseada dentro del depósito de suelo; esto se puede lograr con presión estática, hincado o vibrado y, si es necesario son auxiliadas por un chorro de agua o aire expulsado desde la punta inferior. Posteriormente se conecta un vibrador en la parte superior, que genera movimientos vibratorios verticales u horizontales provocando que el suelo circundante a la probeta se compacte por el manejo de ésta. Algunas de las probetas de acero que se utilizan en esta técnica tienen diferente geometría:

- Probeta Foster. Desarrollada en E.U., con la patente Terraprobe, consiste en un tubo abierto de 76 cm de diámetro, con refuerzos circunferenciales, fig. 4.4. Su longitud puede llegar hasta 18m (NAVFAC, 1983). Se introduce 3 a 5m adicionales al estrato por mejorar.
- Probeta Y. Conocida como tristar, consiste en tres hojas rectangulares soldadas a 120° entre sí, fig. 4.4, el ancho aproximado de las hojas es de 0.5m. Para

incrementar la fricción con el suelo tiene refuerzos soldados a cada 2m (Broms, 1991); puede llegar hasta una profundidad de 25m.

- Probeta vibrowing. Es una barra de acero con aletas transversales de longitud aproximada de 0.8m, estas aletas se localizan en toda la longitud de la barra, espaciadas a 0.5m aproximadamente, fig. 4.5. La longitud de la probeta puede alcanzar hasta 40m (Van Impe, 1995).
- Probeta vibro-rod. Es similar a la Foster, pero con refuerzos adicionales, fig. 4.6.
- Probeta flexiprobe. Se emplea para compactar por medio de resonancia, por lo que se trata de una probeta con rigidez baja (Van Impe, 1995a).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

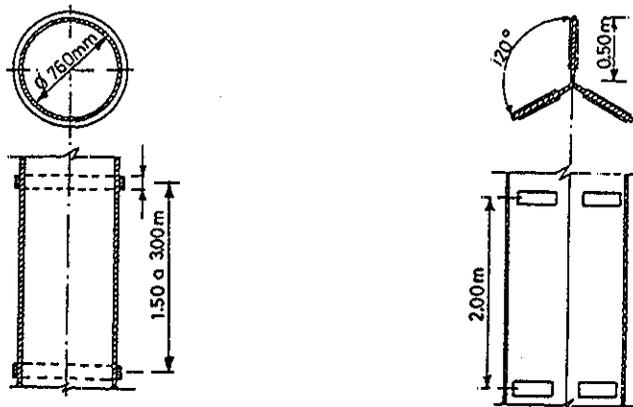


fig. 4 4 Probeta Foster y probeta Y

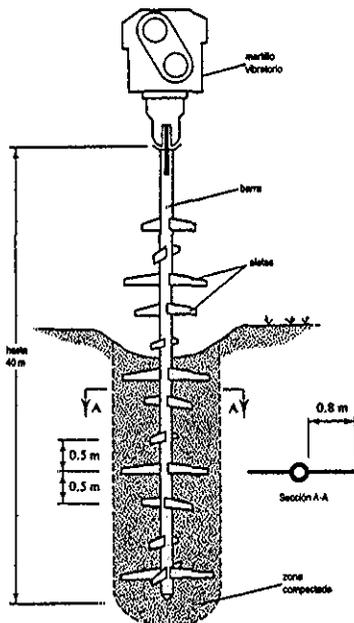
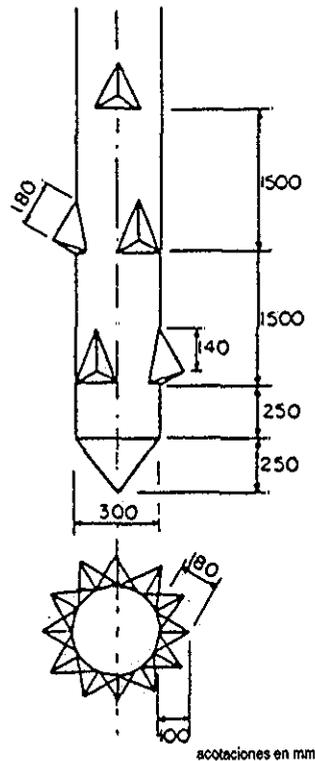


fig. 4 5 Probeta vibrowing, (Mitchell, 1981)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig 4.6 Probeta vibrorod, (Massarsch, 1991)

Este método pierde eficiencia en las siguientes condiciones:

- En suelos parcialmente saturados puesto que tienen una cohesión aparente, lo que dificulta el reacomodo de las partículas en un arreglo más compacto (Neely y Leroy, 1991).
- A mayor contenido de finos menor la eficiencia, para suelos con un contenido de finos mayor que 20% es muy pobre el mejoramiento que se obtiene.
- Se recomienda no emplear este método en depósitos de arena gruesa y grava con un coeficiente de permeabilidad, $k > 10^{-2}$ m/s (Broms, 1991). Es preferible utilizarlo en depósitos de arena media a fina.
- En suelos con una compactación mayor que 70% es difícil obtener un mejoramiento (NAVFAC, 1983).
- En depósitos de arena que contengan lentes de limo o arcilla disminuye el efecto de compactación.

La granulometría recomendable para utilizar este método se muestra en la fig. 4.7, (Mitchell, 1981).

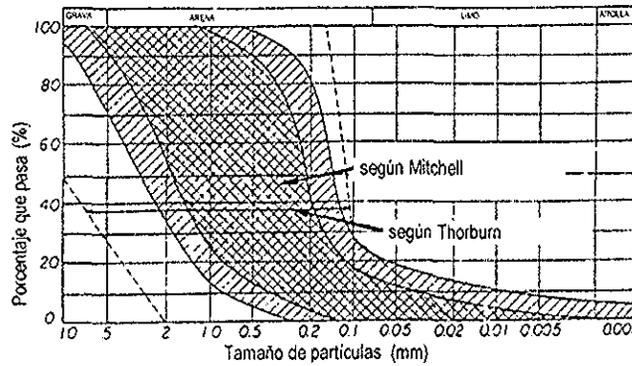


fig. 4.7 Granulometría recomendable para utiliza probetas vibratorias, (Mitchell, 1981)

Los principales factores que influyen en este método son el espaciamiento y el tiempo de vibrado y el manejo de la probeta (inserción, suspensión y extracción). No existe un procedimiento racional de diseño para la selección de estos parámetros, por lo que se debe diseñar con base en datos recabados en la experiencia o con áreas de prueba; algunos resultados empíricos recopilados se muestran en la fig. 4.8.

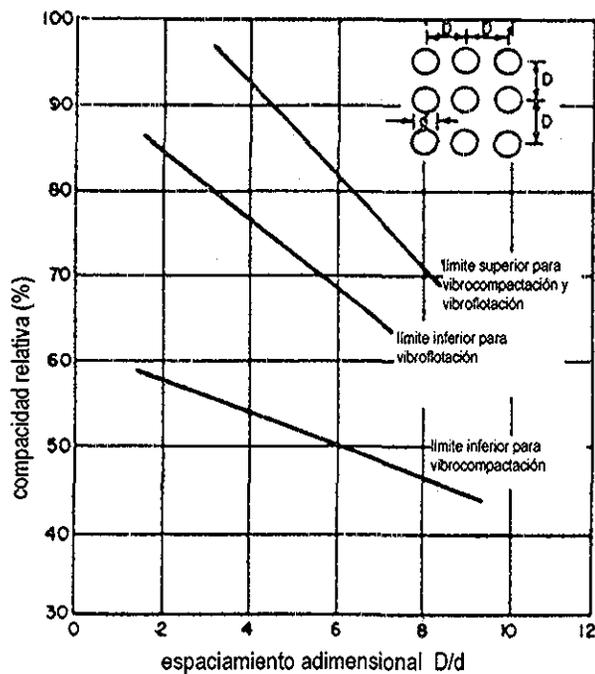


fig. 4.8 Compacidad relativa vs. espaciamiento de probeta vibratoria, (NAVFAC, 1983).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

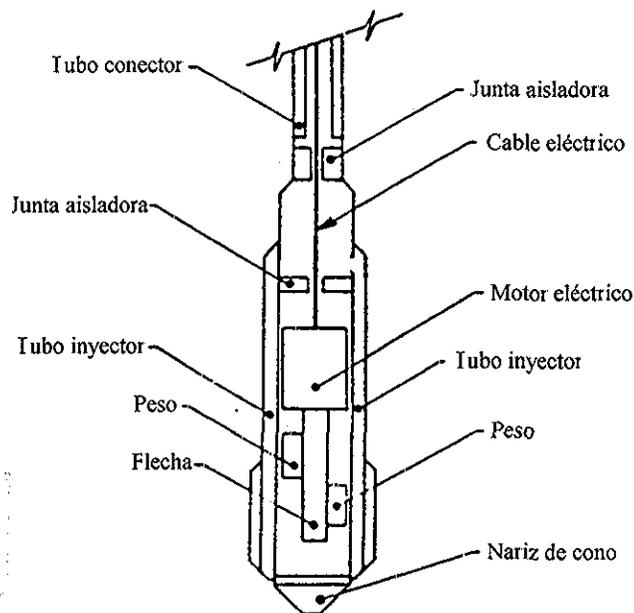
Se tiene un mejor resultado para áreas tributarias menores que 10m^2 por punto de vibrado (Neely y Leroy, 1991). En general es preferible utilizar espaciamientos menores, y reducir la duración del vibrado, puesto que se obtiene una compactación más homogénea (Massarsch, 1991).

4.2.4 Vibrocompactación

En este método se utiliza un vibrador de fondo, fig. 4.9, el cual proporciona vibraciones horizontales y verticales en su punta inferior, las cuales son generadas por pesos excéntricos que se encuentran en la flecha del vibrador. Estos métodos donde se emplea este tipo de vibrador también se les conoce como vibroflotación.

En el suelo sumergido y que se encuentra alrededor de la vibrador, aumenta la presión de poro, presentado licuación local. Después de que la presión de poro se disipa, el suelo se compacta en forma cilíndrica. Por el traslape del suelo compactado en forma cilíndrica, se puede obtener una masa de suelo compactado homogéneamente. La compactación depende de la intensidad de la vibración y de las propiedades del suelo como son: la composición y la forma de los granos. Estas técnicas son más efectivas cuando se usan para densificar arenas limpias. Sin embargo, hay casos extraordinarios donde la compactación por vibrado fue eficiente para densificar suelos con cantidades considerables de arcillas y limos (Webb y Hall, 1968).

Las probetas en las que la vibración es solamente vertical y que se generan en la parte



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig 4.9 Sección transversal de un vibrador de fondo típico (Dobson, 1997).

superior, son menos eficientes que los vibradores que inducen vibración horizontal (Brown y Glenn, 1976).

Se han logrado mejoramientos a profundidades de 30m, pero las profundidades típicas de mejoramiento están dentro de 9m y 15m (Hayden y Baez 1994); es claro que estas técnicas tienen limitaciones cuando existen estructuras muy cercanas al sitio de vibrado, debido a los asentamientos que se producen.

Jebe y Bartels (1983) dan una lista histórica de métodos de vibroflotación; Mitchell (1970, 1981), proporciona un buen resumen de técnicas de vibroflotación.

La depresión en forma de cono en la superficie después de la densificación, usualmente es llenada con material granular. Brown (1977) define las propiedades de este material de relleno. La vibrocompactación no es efectiva en suelos con contenido de finos de 15% al 20%, porque la cohesión entre las partículas no permiten el reacomodo y compactación. En estos casos la vibrosustitución puede ser más efectiva. Barksdale y Bachus (1983), propusieron gráficos de diseño para determinar el espaciamiento de compactación para alcanzar la densificación predeterminada. El grado de compactación es máximo en el centro de la columna cilíndrica y va decreciendo conforme se aleja del centro.

D' Appolonia et al., (1955) estudiaron el proceso de densificación en función de la distancia entre los centros de las columnas cilíndricas. Se encontró que el tratamiento óptimo es alcanzado al traslaparse los cilindros; con la vibración se acumula el efecto de intersección de los cilindros adyacentes. Dependiendo del tipo del suelo y la energía de la sonda, el espaciamiento de compactación del suelo está entre 1.5m y 3m desde el centro de cilindro.

Solymer et al., (1984) discutieron la vibrocompactación combinada con explosivos a profundidad para densificar arenas aluviales sueltas en la presa Jebba Main en Nigeria para minimizar el riesgo de licuación fig. 4.10.

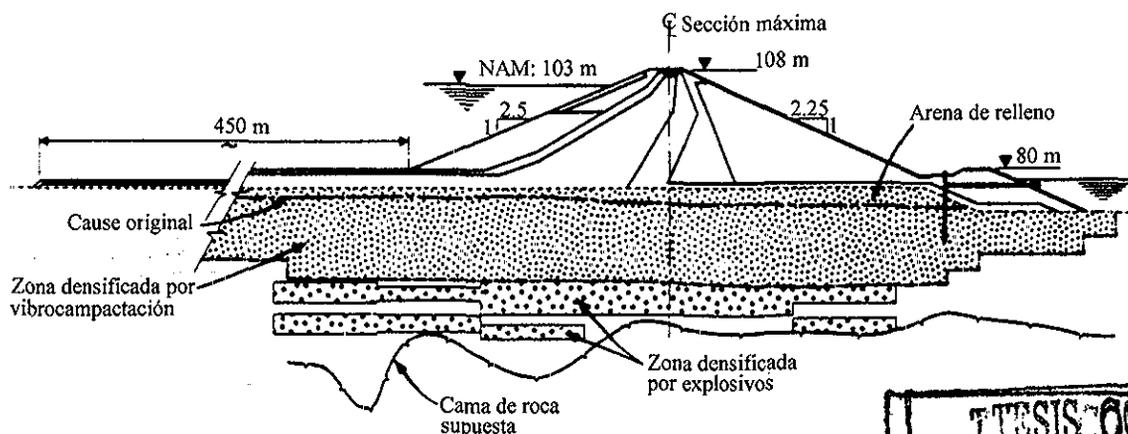


fig. 4.10 Presa Jebba (Solymer et al., 1984)



4.2.2 Vibrosustitución

En este método se utiliza un vibrador de fondo, el cual es introducido por vibración y con aire o agua a presión hasta la profundidad deseada. A partir de este momento; es alimentado con un relleno de grava desde la superficie por capas y de forma anular, o de la punta del vibrador; el suelo se compacta por vibración y por subir y bajar el vibrador. Esta acción del vibrador tiende a apisonar las gravas contra las paredes de la cavidad, lo cual densifica más al material, en suma de la densificación debida al manejo de la sonda con desplazamiento y vibración. Este método es conocido como columnas de grava, vibroreemplazo o vibrosustitución. La propia instalación de las columnas de grava, por vibrosustitución mitiga el potencial de licuación, por incrementar la densidad del depósito de suelo, proporcionando drenaje para el control de la presión de poro; e introduciendo un elemento rígido causando una disminución de esfuerzos en el depósito de suelo, ya que se da una mayor concentración de esfuerzos en los elementos rígidos (Priebe 1989, 1991) y provocando un efecto de deformación limitada. Todo esto reduce la tendencia al incremento de la presión de poro, por lo que se obtiene una relación de presión de poro (r_u) baja.

Desde las primeras especificaciones usadas en Santa Barbara, CA para tratar la licuación en una planta de tratamiento en 1973 (Mitchell y Huber 1982), los diseños de este método para mitigar los efectos de licuación, usualmente han considerado solamente el incremento de la densidad relativa, dejando el drenaje y los factores de reforzamiento de la matriz de suelo fuera de las consideraciones de diseño.

Mitchell y Wentz (1991), evaluaron el comportamiento de tres sitios mejorados con drenes de grava (columnas de grava) sujetos al sismo de Loma Prieta (1991). Encontraron sin duda alguna que no se presentaron daños debido a las vibraciones en el suelo mejorado. Sin embargo, hubo grandes contrastes, en muchos lugares adyacentes donde el suelo no fue mejorado, se presentaron grietas y/o asentamientos, generados principalmente por el fenómeno de licuación. Aunque la intensidad y duración de las vibraciones no fueron tan grandes como los valores tomados para el diseño de este sitio. En todos los casos, solo se consideró la densificación, que se produce al instalar las columnas de grava, para diseño. La densificación fue medida usando CPT, SPT y/o métodos de cálculo de volumen para la estimación de densificación.

Publicaciones de Ledbetter et al., 1991, y Nickell et al., 1994, discuten las remediaciones sísmicas de una presa en la isla de Mormon. La cimentación río abajo fue tratada por columnas de grava y en la cortina con drenes de grava verticales, para densificar y controlar el exceso de presión de poro. Egan et al., 1992 reportó un caso histórico de un dique en el puerto de Oakland, California. El funcionamiento del dique y los objetivos de costo beneficio fueron alcanzados, instalando columnas de grava, usando la técnica de vibrosustitución para mejorar una zona de 12m de ancho en un perímetro del dique a lo largo del alineamiento del muelle. La densificación y efectos del drenaje fueron considerados en el diseño del proceso. El drenaje fue analizado siguiendo los métodos presentados por Seed y Booker (1977). Un artículo presentado por Jakura y Abyghari

(1994) discuten la remediación sísmica de dos puentes en diferentes sitios de California. El primer sitio, fue modificado para desarrollar un incremento del soporte lateral para las pilas, por medio de columnas de grava, éstas fueron colocadas en un diámetro de 30m. En el segundo sitio, se utilizaron columnas de grava para reducir movimientos laterales de extensión. Los mecanismos principales considerados para el diseño fue drenaje y densificación del suelo.

Una discusión profunda de las técnicas de vibrocompactación y vibrosustitución es dada en el capítulo 5.

4.3 Verificación del mejoramiento

Los resultados de la densificación son generalmente evaluados por diferentes pruebas de campo, por ejemplo, mediciones de asentamiento en la superficie, pruebas de penetración estándar (SPT), pruebas de penetración de cono (CPT), pruebas con dilatómetro, determinación de la velocidad al onda de corte, entre otros; estos resultados son comparados con los valores obtenidos antes del tratamiento. Una discusión detallada de pruebas de campo para la verificación del mejoramiento del suelo es proporcionada por Welsh (1986).

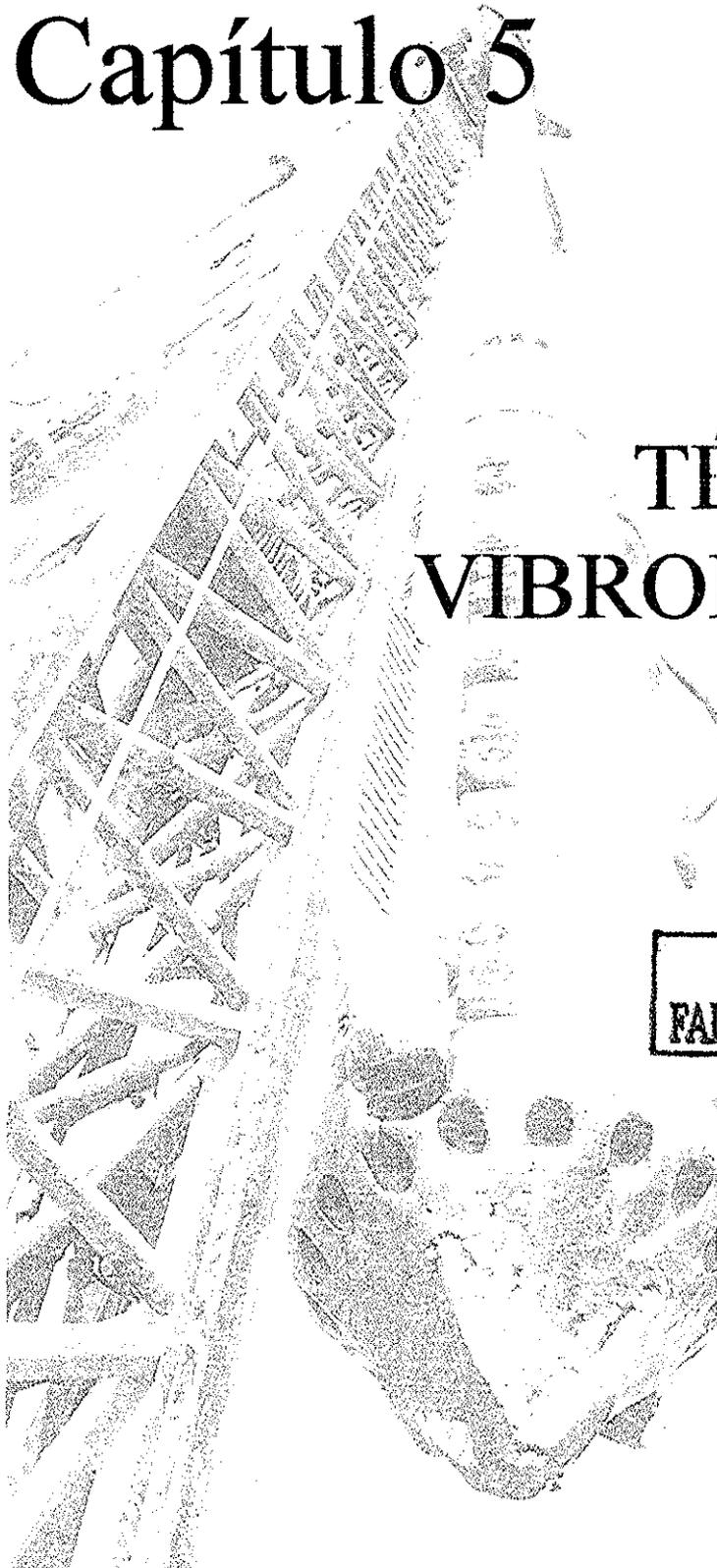
En un estudio de D' Appolonia et al , (1953) proporcionan un gráfico para determinar el espaciamiento adecuado entre pruebas. Típicamente las pruebas son realizadas entre los puntos en donde se aplicó el método, para estimar una mejoría conservadora. El tiempo en que se realiza el mejoramiento del suelo debe de ser un factor para la evaluación del mejoramiento (Mitchell y Solymar ,1984).

Mitchell y Wentz (1991) estudiaron el comportamiento sísmico en 12 lugares de California en suelos tratados, encontrando que ninguno de estos lugares experimentaron daños o desastres como resultado del sismo de Loma Prieta de 1989. En muchos sitios que no se trataron, cercanos a los sitios tratados, se observaron fracturas y/o asentamientos principalmente debido a la licuación. Diferentes métodos de tratamiento fueron utilizados: vibrocompactación en dos sitios, compactación dinámica en tres sitios, compactación por inyección en un sitio. En ninguno de estos sitios se alcanzó la magnitud del sismo para la cual se diseñaron; pero en sitios que no se trataron sufrieron licuación, lo que significa que las aceleraciones alcanzadas fueron bastante fuertes:

Capítulo 5

TÉCNICAS DE VIBROFLOTACIÓN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



5 TÉCNICAS DE VIBROFLOTACIÓN

Con este nombre se definen varios métodos dinámicos de mejoramiento y refuerzo del terreno en profundidad, basados en la compactación producida por vibraciones generadas con un vibrador de fondo que se introduce en el suelo, aportando, en la mayoría de los casos, materiales adicionales para compensar la reducción de volumen por la compactación; a esta técnica se le conoce comúnmente como vibroflotación; cuando esta técnica se lleva a cabo en arenas limpias que contienen menos de 10% de finos se le conoce como vibrocompactación (López y Báez, 2000).

En 1936 la compañía alemana Jhoann Keller introdujo por primera vez este tipo de técnica en la ingeniería de cimentaciones. Las primeras aplicaciones fueron para compactar depósitos de arenas sueltas. Después ha sido aplicada con procedimientos de trabajo diferentes según el tipo de terreno a tratar, siendo la vibrocompactación y vibrosustitución variantes de esta técnica. Estos métodos son los más utilizados actualmente para prevenir la licuación y mejorar el comportamiento sísmico de los suelos (López y Báez, 2000).

Estos métodos de mejoramiento tienen como objetivos:

- a) Aumento de la capacidad de carga del terreno;
- b) Reducción de asentamientos;
- c) Aumento de estabilidad frente al deslizamiento;
- d) Aumento de compacidad relativa.

Las profundidades efectivas de mejoramiento con las técnicas de vibroflotación han sido de hasta 35m, de acuerdo con información de la empresa Keller (2000).

El equipo utilizado en este método consta principalmente de un vibrador suspendido de elementos de prolongación, grupo suministrador de energía, sistema de inyección de agua y una grúa adecuada como aparato de soporte.

5.1 Vibrador

A través de los años se han desarrollado diversos tipos de vibradores, actualmente en la gran mayoría de los casos se utilizan vibradores de fondo que tienen las siguientes características (López y Báez, 2000):

Dimensiones típicas del vibrador:

Diámetro = 30 a 45cm

Longitud = 3 a 5m

Peso = 2 a 7ton

En el extremo inferior del tubo, dentro del vibrador formado por un cuerpo tubular de acero, se dispone de un motor eléctrico o hidráulico de forma cilíndrica, con una masa excéntrica que gira alrededor del eje vertical, fig. 5.1. Así, el motor está dentro del equipo y

las vibraciones que se generan cerca de la punta son transmitidas dentro del terreno hasta la profundidad deseada (en otros sistemas como en el vibro aleta, la vibración vertical se origina fuera del terreno y se transmite en profundidad por medio de algún elemento metálico).

Las fuerzas horizontales y verticales, transmitidas por las vibraciones, son las que constituyen el principio de cualquier trabajo de vibro compactación, fig. 1b). El agua (con capacidad de inyectar 560 l/min) y la corriente eléctrica son introducidas por un cabezal especial que se localiza en la parte superior de los tubos de prolongación, que generalmente tienen un diámetro de 30cm. Estos tubos están aislados de los movimientos del vibrador mediante un amortiguador de hule, con el fin de tener menos pérdidas de energía y que las vibraciones no se propaguen hacia los tubos de extensión y hacia la pluma de la grúa. Para la suspensión del tubo y el vibrador se emplean grúas de hasta 150t de capacidad, según la profundidad a la que se pretenda introducir el vibrador, ya que es necesario adicionarle tubería de extensión, además hay que considerar la fuerza requerida para retirar el vibrador, puesto que es succionado por el suelo.

El vibrador penetra hasta la profundidad de diseño por medio de su peso y vibraciones, algunas veces se ayudan con aire o agua a presión. Las vibraciones horizontales son generadas por pesos excéntricos que giran por medio de un motor de 165 HP.

El movimiento del vibrador es radial en el plano horizontal, creando una fuerza dinámica en la dirección en la que el suelo es más débil. La reciente adición del control de la frecuencia puede llegar a proporcionar una mayor eficiencia al tratamiento del suelo (Keller, 2000).

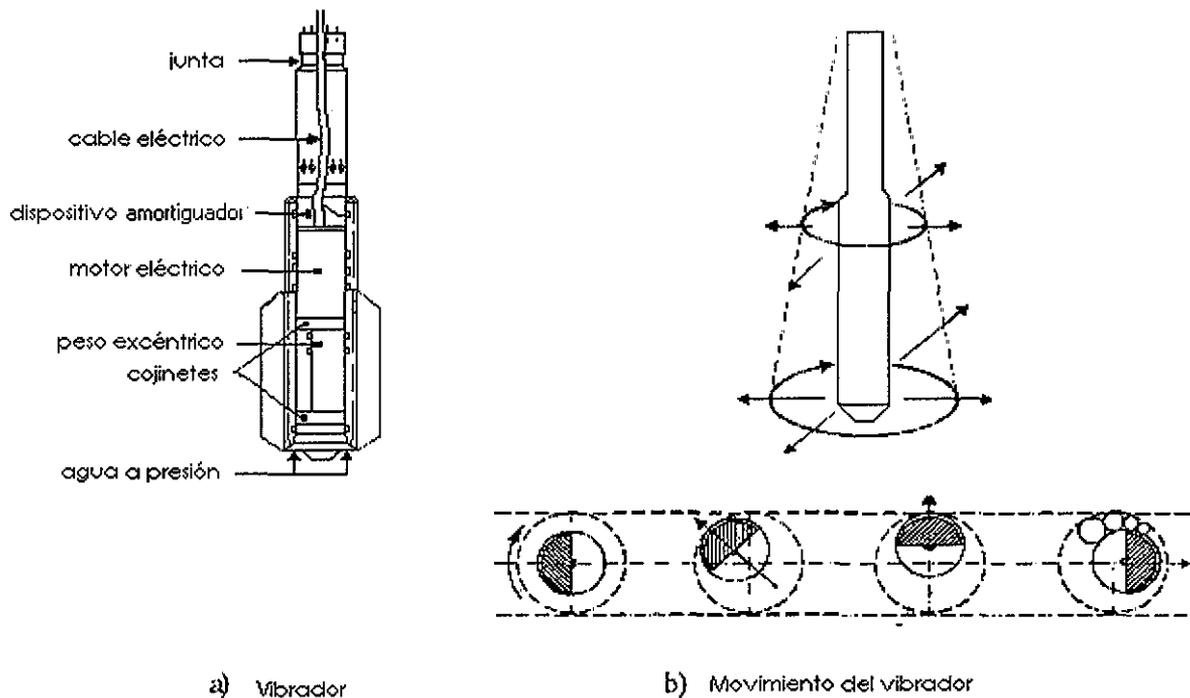


fig. 5.1 a) Elementos de un vibrador, b) Movimiento del vibrador (cortesía de Keller).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Características de este equipo: intervalo de amplitud 15 a 39 mm, energía 50 a 150kw, frecuencia 1200 a 3000rpm.

La vibrocompactación es usada para densificar arenas y gravas sueltas. En suelos que no responden solo con vibración, el mejoramiento se realiza con la instalación de columnas de piedras usando técnicas de vibrosustitución.

5.2 Vibrocompactación

El concepto de la vibrocompactación fue ideado por Steurmann en los años 30, siendo la compañía alemana Johann Keller la primera que introdujo, en 1936, esta técnica en la ingeniería de cimentaciones. En la actualidad constituye un método geotécnico clásico destinado a resolver un amplio intervalo de problemas ligados con la baja compacidad de terrenos granulares.

La compactación se debe a la acción del vibrador que usualmente es acompañado con agua a presión la cual reduce temporalmente las fuerzas intergranulares entre las partículas, permitiendo el movimiento para que tomen un arreglo más compacto; esto asegura una densificación permanente, alcanzando por lo general una densidad relativa de 70 a 85%. En cuanto al nivel freático, la compactación se logra tanto por encima como por debajo de este nivel, incluso las variaciones del nivel freático no influyen desfavorablemente en la estabilización.

Baez y Martín (1992), puntualizan que las vibraciones generan exceso de presión de poro hasta que se licua el suelo de una manera controlada, entonces, la disipación de presión de poro conduce a un arreglo más compacto del suelo.

Según Thorburn (1975), la licuación del suelo es total hasta distancias de 30 a 55cm del vibrador, haciéndose nulo el efecto a 2.5m, debido al amortiguamiento del propio terreno.

El mejoramiento depende del tipo de suelo, espaciamiento de los puntos de mejora y el tiempo de mejora. Generalmente, el espaciamiento está entre 1.5m y 3m, con arreglos triangulares o en cuadrícula. Una vez que el vibrador alcanza la profundidad de diseño, el tratamiento se realiza por intervalos de profundidad. Durante la compactación, se rellena con una arena limpia desde la superficie para compensar la reducción del volumen del suelo debido al proceso de densificación; con esto se mantiene la elevación original. Sin embargo, en sitios donde el desnivel final es menor que el desnivel original, la reducción de la elevación se puede despreciar; en estos casos se permite el hundimiento de la superficie durante la compactación. Los asentamientos de suelos granulares alcanzan de un 5% a un 15% de la profundidad tratada.

Además de las características granulométricas del suelo, del tiempo de compactación empleado y del espaciamiento entre los puntos de aplicación, el área afectada por cada punto de aplicación para una determinada densidad relativa, también depende de las características del equipo y de la técnica de compactación. Así, la fig. 5.2 muestra las densidades relativas alcanzada (en porcentaje) en función del área afectada, alrededor de posibles puntos de aplicación, en un área de suelos granulares limpios. En la práctica se observa que, incluso para fuertes cargas dinámicas, existe un límite máximo de densidad relativa del 85%, pudiendo ser aceptado un 55% como límite inferior.

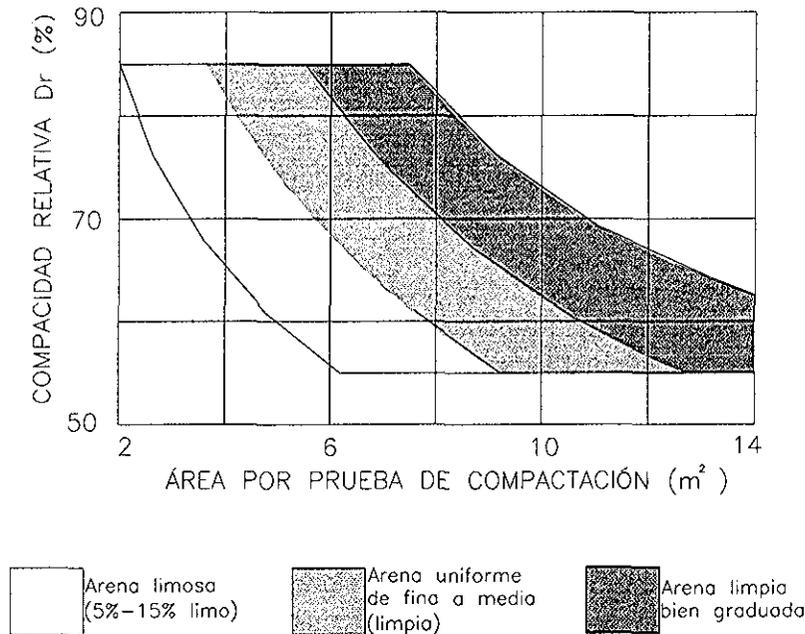


fig. 5.2 *Envolvente de espaciamiento vs compactación relativa promedio, según Barksdale y Bachus, 1983, para suelos granulares*

La vibrocompactación permite el uso de zapatas corridas con un diseño de capacidad de carga de 2 a 4 kPa. Los asentamientos y el potencial de licuación son reducidos. La profundidad de mejoramiento es generalmente de 9m a 15m, pero con esta técnica se han alcanzado profundidades hasta de 35m.

Según la empresa Keller (2000), esta técnica permite el uso de cimentaciones más económicas, diseñadas para presiones de carga de más de 0.3MPa, y en algunos casos hasta 1.0MPa. El ángulo de fricción interna aumenta entre 5° y 8 grados. El módulo de deformación puede aumentar hasta alrededor de los 100MPa, en algunos casos a valores mayores, con lo que los asentamientos totales y diferenciales se reducen en la misma proporción hasta ser compatibles con los límites de diseño.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

5.2.1 Rango de suelos

En general es aplicable únicamente en arenas con un contenido de finos entre el 10 y el 15% según Keller, considerando esta fracción fina la correspondiente al porcentaje en peso del material que pasa el tamiz 200 de la ASTM, de abertura 0.0074mm.

Brown (1977) definió un parámetro de adecuación de los suelos, S, a la vibrocompactación:

$$S = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (25)$$

siendo:

S = Parámetro de Brown. Cuanto más pequeño sea su valor, mejor se adapta el suelo natural a la vibrocompactación, la cual no es aplicable con $S > 40$ ó 50. Este parámetro se utiliza tanto para el suelo por mejorar como para el material de relleno.

D_{50} = Diámetro en mm, tal que 50% en peso de las partículas del suelo tienen un diámetro menor.

D_{20} = Ídem para el 20%.

D_{10} = Ídem para el 10%.

La siguiente tabla 5.1 presenta el sistema de clasificación de un material de relleno propuesto por Brown (1977).

Tabla 5.1 Clasificación de un material de relleno propuesto por Brown (1977).

Rango de S	Clasificación
0-10	Excelente
10-20	Bueno
20-30	Regular
30-50	Pobre
>50	Inaceptable

Como criterios prácticos complementarios se utilizan gráficas granulométricas, donde se relaciona el tamaño de las partículas con la aplicabilidad de la vibrocompactación. Como ejemplos de estas gráficas se incluyen, a modo comparativo, las fig. 5.3 (a, b, y c). La gráfica (a) y (b) distinguen los suelos ideales de aquellos que no lo son tanto, aunque aún sean adecuados, mientras que en la gráfica (c) se comparan las técnicas de vibrocompactación y vibrosustitución.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

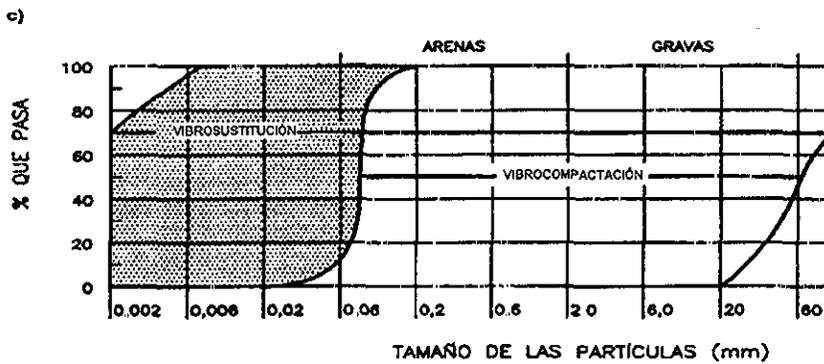
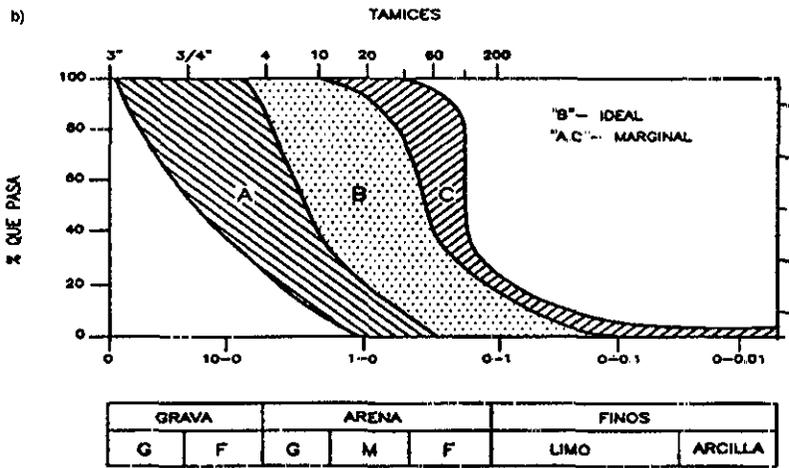
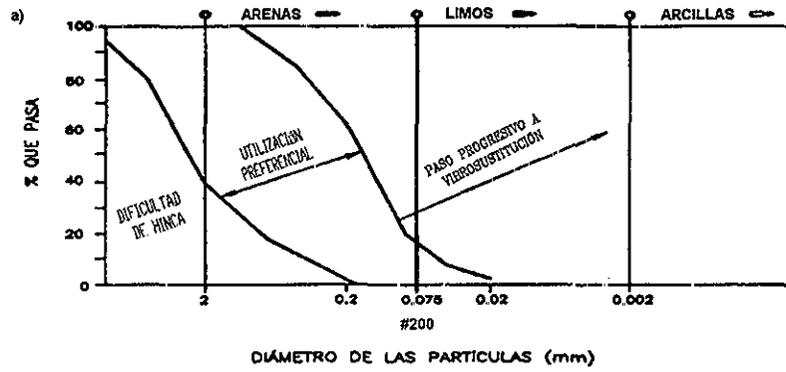


fig. 5.3 a) Distribuciones granulométricas indicadas para la densificación por vibrocompactación; b) (Mitchell, 1968) y c) Keller, (1997)

En la tabla 5.2, se presenta la eficiencia relativa del tratamiento de vibrocompactación en función del tipo de terreno, según datos de la empresa Keller (2000).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.2 Eficiencia relativa de vibrocompactación, en distintos materiales.

TIPO DE TERRENO	EFFECTIVIDAD RELATIVA
Arena	Excelente
Arena limosa	Muy Buena
Limos no plásticos	Buena
Arcilla	No aplicable
Residuos mineros	Buena (si es granular)
Rellenos incontrolados	Depende de la naturaleza del terreno
Basura	No aplicable

5.2.2 Diseño

El diseño del método de vibrocompactación se enfoca principalmente a la separación óptima de los puntos en donde se introduce el vibrador, a fin de obtener mejores resultados de densificación; junto con esto, se obtiene la profundidad, granulometría y cantidades del material de relleno.

El diseño se puede realizar basándose en:

- 1) Datos recabados en la experiencia de la aplicación del método.
- 2) Pruebas in situ

1) Diseño basándose en datos recabados en la experiencia de la aplicación del método.

Se debe de contar principalmente con datos, como el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N) antes y después de la densificación; capacidades de los vibradores; separación entre los puntos de densificación y el tipo de suelo. Se considera a un suelo apto para desplantar con seguridad una estructura si es que su D_r es mayor al 70%, sin embargo no debe de tomarse como regla general (D' Appolonia et al., 1955).

La forma más directa y empírica de diseñar un tratamiento de vibrocompactación en terrenos granulares sueltos consiste en la ejecución de una zona de ensayo. A partir de los datos de granulometría, forma de los granos y posible cementación que presente el terreno, siendo esto improbable en rellenos, y realizando ensayos de penetración estándar (SPT o penetrómetro) en algunas distribuciones distintas de lado, D, variable, pueden compararse las diferentes compacidades alcanzadas con cada una de las mallas probadas.

En la fig. 5.4 se muestra una serie de mallas de ensayo distintas siguiendo una distribución triangular, por ser la más eficaz, donde los puntos vacíos son los puntos de tratamiento y los puntos llenos son los puntos de ensayo.

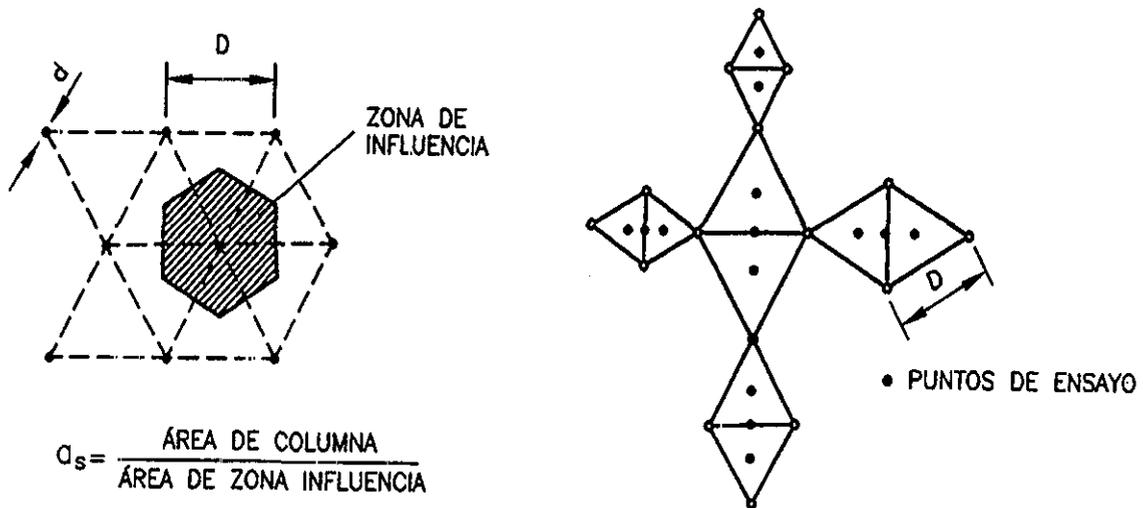


fig. 5.4 Diseño de malla triangular y posición de ensayos.

Se elegirá el mayor espaciado que cumpla las condiciones de densificación especificadas, normalmente dadas como número mínimo de golpes de SPT o CPT tanto estáticos como dinámicos. Este tipo de pruebas son las más indicadas para estos tratamientos, pudiéndose estimar a partir de los datos obtenidos los asentamientos esperados en las áreas compactadas.

Según Uriel (1988), conocidos los valores de densidad relativa antes del tratamiento, con ensayos de penetración, se puede determinar la magnitud necesaria para cimentar una obra. Por ejemplo, si la carga admisible del terreno sobre el cual se va a cimentar bajo zapatas es $\sigma = N_{SPT}/100$ (MPa), y se exigiese alcanzar una carga de $\sigma = 0.2$ MPa, el valor de N_{SPT} sería de 20 golpes como valor estadístico representativo del terreno después del mejoramiento.

Oteo, (1997) propone dos expresiones como guía, según el tipo de malla, para la separación entre puntos de la vibrocompactación, S:

Malla cuadrada:

$$S = \frac{\pi(1+e_0)}{e_0 - e} d \quad (26)$$

Malla triangular:

$$S = 1.08d \frac{\pi(1+e_0)}{e_0 - e} \quad (27)$$

donde:

e_0 = relación de vacíos inicial del suelo a tratar

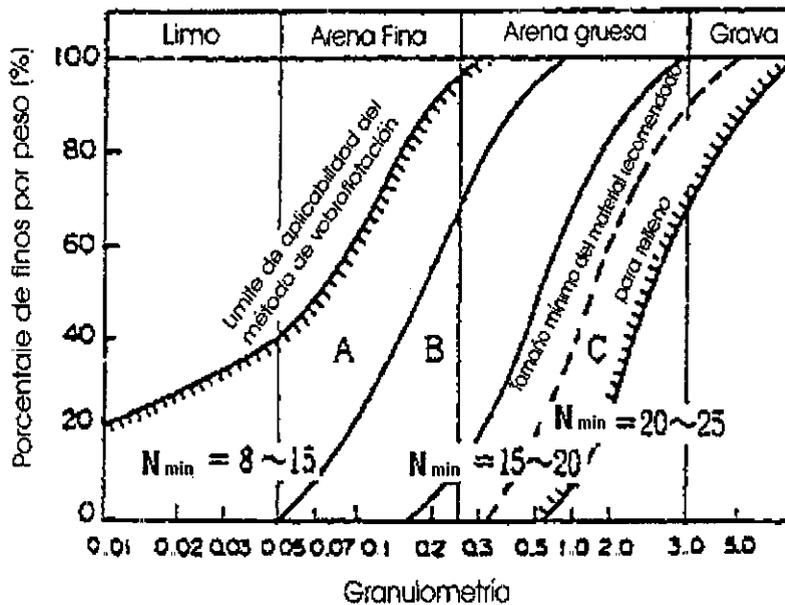
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

e = relación de vacíos después del tratamiento
 d = Diámetro de la zona compactada

Límites de aplicabilidad con respecto a la granulometría del suelo. Este punto ya se mencionó, mostrándose gráficas con los límites obtenidos de varios casos tanto en Europa como en Estados Unidos. La fig 5.5 es un ejemplo de la obtención de los límites para 11 casos estudiados en Japón (Ministerio de Transporte de Japón, 1997), cuyo patrón de instalación tuvo la forma de un triángulo equilátero y una separación entre cada punto de densificación de 1.2 a 1.5m.

Los límites de aplicabilidad generalmente dependen de los valores de (N) que se desean obtener en el suelo, pero la gráfica puede ser útil para el diseño del proceso.

Límites de granulometría para el material de relleno. Los materiales usados para rellenar el cráter formado por el vibrador, generalmente son gravas, arena gruesa, escoria, etc.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig. 5.5 Relación entre el valor mínimo de N que se obtiene a través de la densificación y la granulometría del suelo, ejemplos de Japón, (Ministerio de transporte de Japón, 1997)

Si se trata de material de relleno con dimensiones muy pequeñas la densificación no es uniforme, ya que la dispersión del material a causa del flujo ascendente del lodo impide la penetración del vibrador en el suelo. Una buena estimación del tamaño del material de relleno, se muestra a través de los límites marcados con línea punteada de la fig. 5.5.

Valores esperados de N después de la densificación. Los valores de N (de la prueba de penetración estándar) que se muestran en la fig. 5.5, son los valores típicos obtenidos en el

centro de un arreglo triangular; con estos, es posible estimar los valores que podrían ser obtenidos al aplicar el método bajo la mismas condiciones.

Disminución del efecto con respecto a la distancia. El efecto de la densificación disminuye exponencialmente conforme aumenta la distancia horizontal con respecto al vibrador. La efectividad de la densificación se ve afectada considerablemente por el contenido de finos del suelo. Como ya se mencionó, el intervalo de efectividad en la densificación de una arena que tiene más del 20% de finos es aproximadamente la mitad que el de una arena limpia.

Separación entre puntos de densificación. La vibrocompactación es aplicada en puntos de una malla, cuadrada o en triángulos equiláteros, siendo ésta última más recomendable debido a que, salvo en tratamientos locales bajo zapatas, es la distribución más efectiva a efectos de compactación, ya que este efecto decrece con la distancia al punto de aplicación. Para una misma densidad de puntos por unidad de área, la distancia al punto más desfavorable (centros de los triángulos o cuadrados de la malla) es mínima en la malla triangular equilátera, la mayoría de las veces se utiliza una separación entre puntos de 1.2 a 1.5m, fig. 5.6.

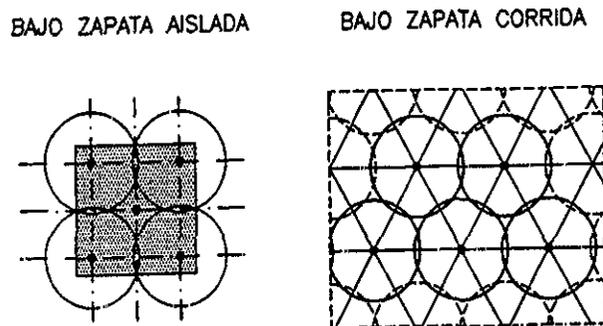
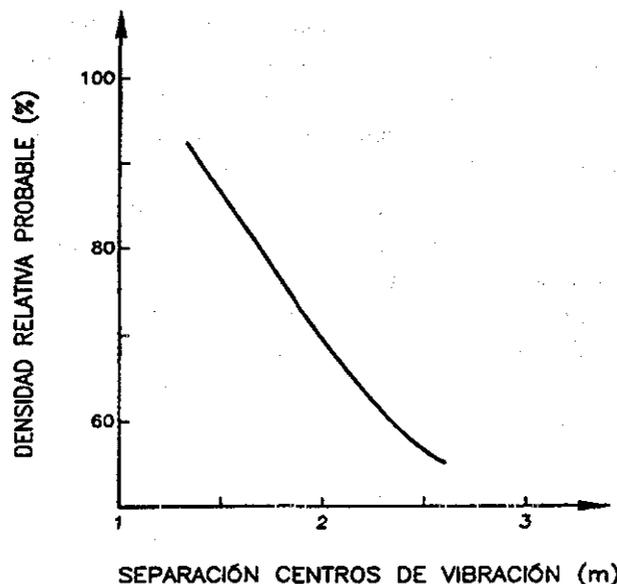


fig.5.6 Tipo de mallas para la vibrocompactación

Dicho de otro modo, tal como se observa en la fig. 5.7, el efecto de la separación de los puntos de tratamiento en arenas limpias influyen en la densidad relativa alcanzada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig. 5 7 Densidad relativa de arenas limpias alcanzada con vibrocompactación en puntos situados entre centros de vibración (Thorburn, 1975).

En un estudio realizado por D' Appolonia et al, (1955), se encontraron los siguientes resultados:

1. La compacidad relativa en puntos alejados del vibrador de más de 90cm no es mayor que 70%;
2. El efecto de las densificaciones adyacentes puede superponerse;
3. La superposición de efectos entre dos puntos densificados separados más de 2.4m es pequeña;
4. Separaciones menores de 1.8m pueden proporcionar dentro de toda el área densificada compacidades relativas mayores que 70%;
5. Los arreglos triangular y cuadrado proporcionan resultados similares, pero se prefiere el triangular por su efectividad en cuanto a la superposición de efectos.

Con base en lo anterior, D' Appolonia y sus colaboradores proponen separaciones entre los puntos de 2.1 a 2.4m. Cuando se trata de densificar depósitos de arena gruesa y limpia, se puede usar satisfactoriamente una separación de 2.4m o más. Mientras que para materiales más finos y materiales que contengan inclusiones de arcilla, se requieren separaciones menores.

Al realizar un estudio más detallado de la influencia de la superposición de efectos para un arreglo triangular de los puntos a densificar, estos investigadores elaboraron un procedimiento para determinar la separación mínima que proporcionara una compacidad

relativa mínima previamente especificada, se basa en la determinación de un coeficiente de influencia con respecto a la distancia del Vibrador y la compacidad relativa que se desea obtener (fig. 5.8) Así, para cualquier punto localizado dentro de la zona de densificación para dicho arreglo la suma de los coeficientes de influencia es mayor que 10, se puede asegurar cuando menos, una compacidad relativa del 70% para ese punto. A manera de ejemplo, los autores propusieron el arreglo de la figura 5.9, en el que las separaciones entre puntos por densificar es de 7' 6" (2.30m), y las separaciones en donde se determinaron los coeficientes de influencia tienen distancias de 1, 2, 3, 4, 5, y 6 pies (0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 y 1.8m) al punto antes mencionado; se observa que los puntos más cercanos al punto de densificación tienen un coeficiente mayor puesto que tienen una mayor compacidad, pero no se tiene efecto de superposición; los puntos que se encuentran más alejados tienen una menor compacidad pero hay efecto de superposición, esto quiere decir que se suman los efectos de compacidad de cada punto, lo que se ve relegado en un incremento del coeficiente, así para el punto A, se tiene una superposición de efectos teniendo como resultado un coeficiente de influencia mayor que 10, puesto que cada punto aporta un coeficiente mayor que 4. Con esta suma de coeficientes se asegura una compacidad relativa para dicho punto mayor que 70%.

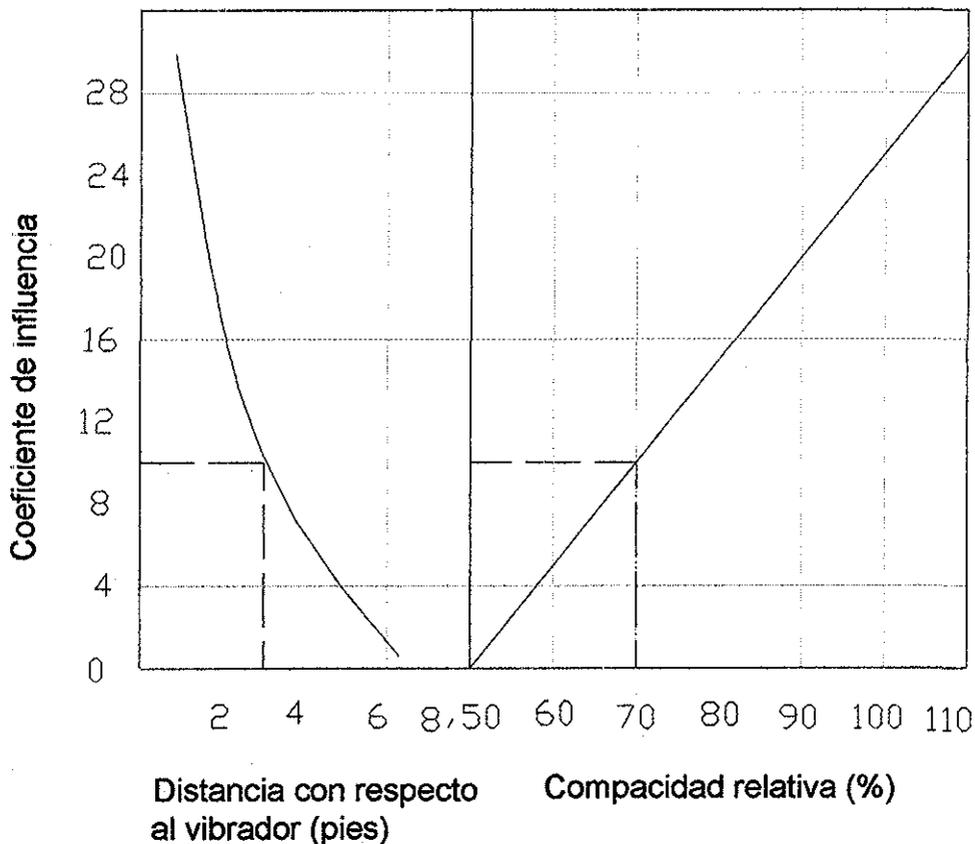


fig. 5.8 Efecto entre la distancia del vibrador y la compacidad relativa en el coeficiente de influencia (D' Appolonia et al, 1955).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

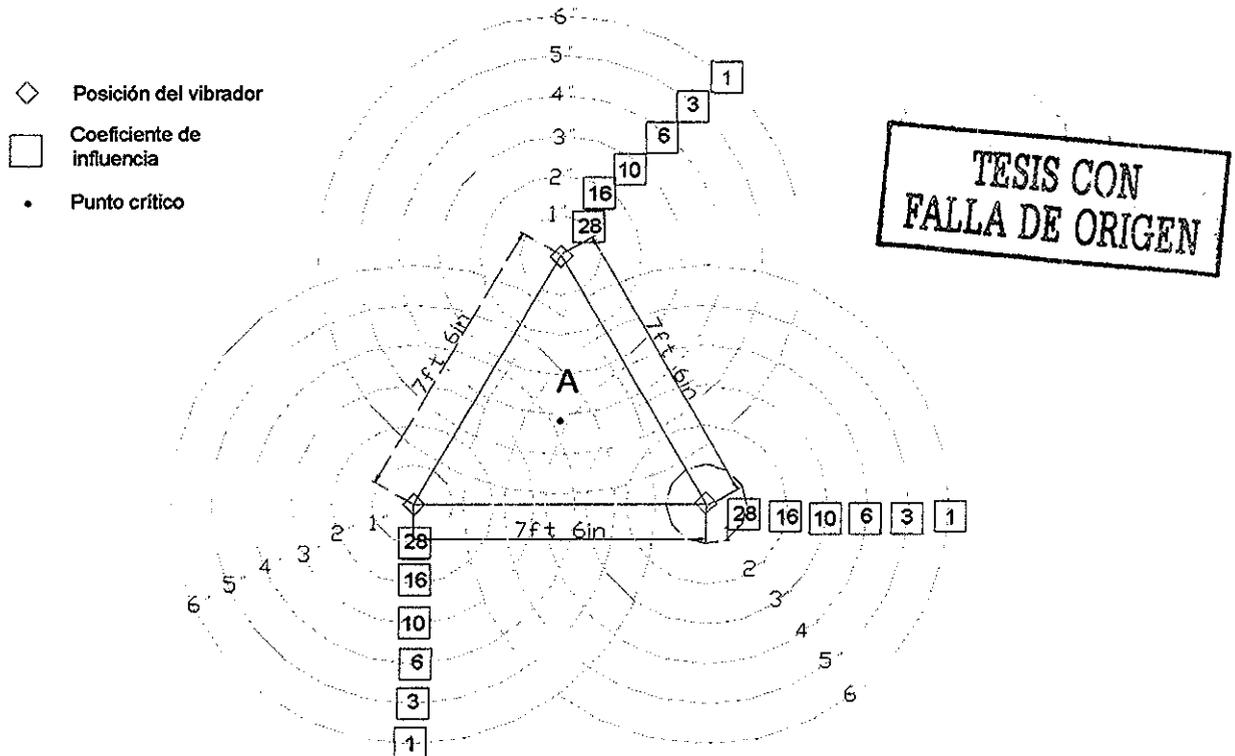


fig. 5.9 Determinación de la suma de coeficientes de influencia (D' Appolonia et al., 1955).

Cantidad de material de relleno. En zonas en donde se utilizaron Vibradores de 7.5 HP y 10 HP, la cantidad de material de relleno fue aproximadamente de 0.14 a 0.22m^3 por 1m^3 de material densificado. Otra alternativa para estimar la cantidad de relleno, es que la cantidad de material de relleno por cada metro de profundidad es aproximadamente tres veces el volumen del Vibrador

El volumen de los vibradores se puede calcular considerando que tienen una forma cilíndrica. Estas estimaciones se pueden usar como referencia, sin embargo, es necesario confirmarlos mientras se ejecuta la operación, ya que se ven afectados en gran medida por las condiciones del suelo

2) Diseño con base en pruebas in situ

Cuando existan depósitos con alto contenido de limo o que tenga estratos de arena y arcilla, o cuando no se disponga de datos reales de la aplicación del método con anterioridad, es preferible diseñar el proceso con base en los datos obtenidos de una prueba in situ.

El diseño de la prueba in situ usado en el método de vibrocompactación, es similar al diseño del método de vibrodesplazamiento (vibrosustitución), sin embargo, es necesario referirse a los datos del apartado (1) con el objeto de comparar los resultados en lo que respecta a la distancia entre puntos de densificación y la cantidad de material de relleno.

3) Otras consideraciones

Durante el diseño del procedimiento es necesario tomar en cuenta todos los factores que puedan afectar directa o indirectamente el comportamiento de su aplicación; algunos de ellos son: la cantidad extra de material de relleno, el equipo o la potencia del motor de acuerdo a la profundidad de la instalación, la influencia en las estructuras vecinas y estratos de arcilla que se intercalan en el depósito de arena. Sin embargo, es importante realizar un estudio más detallado de las características del suelo y de la zona, con el fin de definir otros aspectos importantes y considerarlos en el diseño.

Cantidad extra de material de relleno. En la práctica se ha visto que es necesario tomar en cuenta una cantidad extra de material, ya sea debido a la compactación o a pérdidas en el transporte y/o pérdidas durante la colocación. En lo que se refiere al uso de la vibrocompactación, se ha encontrado que hay que considerar del 20 al 30% extra de la cantidad de material de relleno estimada.

Profundidad de instalación. Con vibradores de 7.5 y 10 HP de potencia, la máxima profundidad de instalación ha sido aproximadamente 13.5m. Con equipo cuya potencia es de 150HP, se puede lograr densificar depósitos hasta los 30m de profundidad.

El efecto de la densificación es mínimo cerca de la superficie del terreno; para densificar la zona superficial se debe considerar algunas otras alternativas de densificación.

Influencia sobre estructuras vecinas. Debido a que la frecuencia de los vibradores de vibrocompactación es relativamente alta, del orden de 20 a 30Hz, las vibraciones que se producen se amortiguan en distancias relativamente cortas. Es posible llevar a cabo una vibrocompactación a una distancia de 2.5m de una estructura, aunque será necesario monitorearla. Si el terreno se encuentra demasiado suelto, se deberá guardar una distancia mayor, pues el estado suelto del terreno podría causar asentamientos inesperados. También es factible llevar a cabo una perforación previa para minimizar las vibraciones generadas por el vibrador. Sin embargo, al hacer esto, es posible que se reduzca la densificación del suelo en esa zona (López, 2002).

Estratos de arcilla intercalados en los depósitos de arena. Si se encuentran capas de limo o arcilla intercaladas en los depósitos de arena, obviamente éstas tendrán una densificación mínima. Además, la capa de fins puede amortiguar las vibraciones producidas por el vibrador y podría afectar la densificación de la arena circundante. Si de antemano sabemos de la presencia de capas de limos o arcillas, o la arena que pretendemos densificar

presenta más de un 12% de finos, es preferible usar el método de vibrosustitución (columnas de grava) (López, 2002).

5.2.3 *Proceso de vibrocompactación*

En la fig. 5.11 se ilustra el proceso de vibrocompactación, el cual se divide en las cuatro etapas que se describen a continuación:

1) Penetración

El vibrador penetra con la ayuda de agua a presión hasta la profundidad de diseño, y con movimientos ascendentes y descendentes se agita la arena, formando así un espacio anular alrededor del vibrador. Cuando se alcanza la profundidad de diseño el flujo de agua se puede parar. Con el flujo de agua se reduce temporalmente la fricción entre partículas permitiendo que éstas se depositen en un arreglo más compacto. La velocidad de penetración del vibrador es de 1 a 2m/min, la presión de agua 0.8MPa y flujo de agua hasta 1500 l/min.

2) Compactación

Bajo la acción de fuerzas horizontales del vibrador, las partículas que están en la parte inferior son reacomodadas en un estado más compacto. El vibrador se va sacando conforme sea alcanzada la compactación. El radio de compactación se extiende de 1.5 a 4m, dependiendo del tipo de suelo y de la potencia del vibrador.

3) Relleno

Como evidencia de la compactación conseguida y como consecuencia de la pérdida de volumen se produce un cráter o cono de depresión en el punto de aplicación del vibrador. En este punto, es necesario alzar el vibrador entre 1 y 2m, introduciendo material de banco o del lugar (arena limpia). La velocidad de compactación y retiro es de 30 cm/min aproximadamente, hasta alcanzar la superficie. El consumo de arena para el relleno es de aproximadamente de 0.5 a 1.0 m³/m durante el proceso de compactación. Si se usa material de lugar la superficie del área compactado puede disminuir un 5% a 15% de la profundidad tratada.

4) Terminado

La superficie del área mejorada es entonces renivelada y densificada con un compactador de superficie. Con un esquema económico de compactación, se puede llegar a un mejoramiento óptimo. El resultado es la formación de un área de terreno compactado de forma cilíndrica.

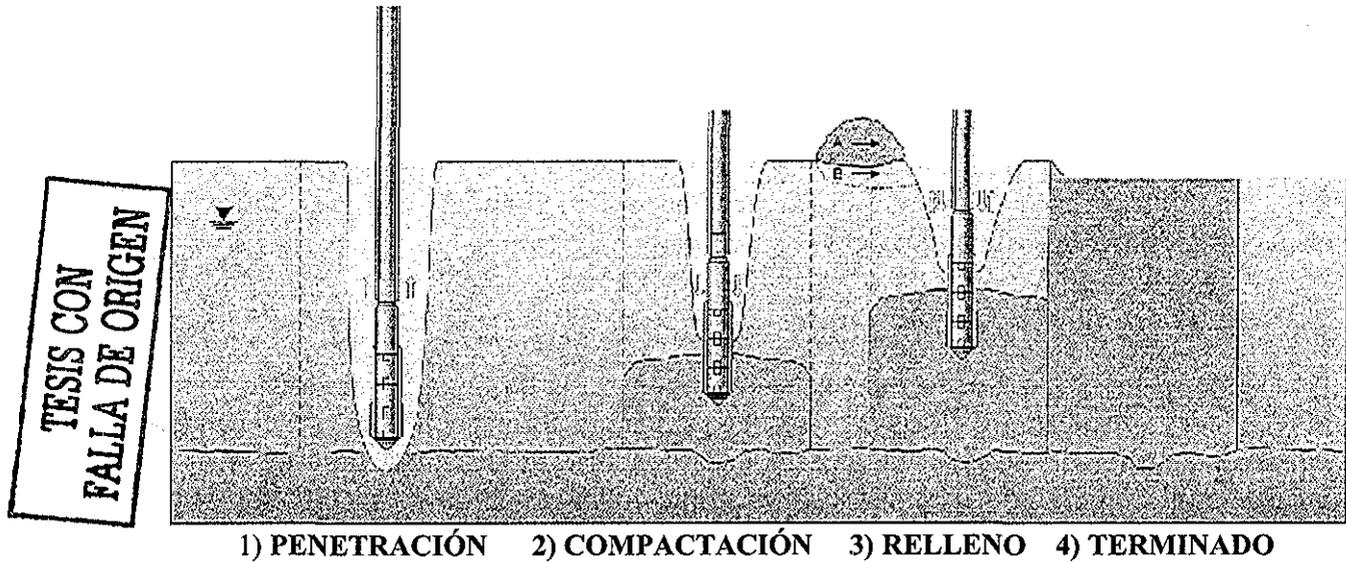


fig. 5.10 Proceso de vibrocompactación (cortesía de Keller).

5.2.4 Verificación del mejoramiento

Es necesario hacer ensayos de control de la densificación obtenida una vez efectuada la mejora del terreno, además de los realizados antes del tratamiento, para establecer el diseño de la malla. Ambas fases de ensayos se realizan siempre en los puntos centrales de la malla, que son los más desfavorables.

Tanto para la fase de investigación como para el control, los ensayos indicados son los de penetración in situ: pruebas SPT y CPT estáticos o dinámicos. A veces, también se recomienda ensayos con dilatómetro. Conviene especificar previamente la frecuencia de los ensayos de control.

Es aconsejable que se empleen los mismos tipos de ensayos tanto para el estudio de la malla como para el control de resultados. También es importante realizar el mismo tipo de prospecciones en el reconocimiento geotécnico preliminar y en la verificación de la mejora obtenida.

Con todos los datos de resistencia a la penetración del terreno, obtenidos por medio de SPT o CPT, se hace una comparación de resultados antes y después de la aplicación del tratamiento, incluyendo también las líneas teóricas que aseguran una determinada densidad relativa en función de la profundidad. Estos diagramas permiten una rápida visualización de la mejora alcanzada y si es suficiente para el terreno tratado. En general, la mejora lograda no es uniforme, hay niveles del terreno que son más sensibles a la densificación por vibración y resultan más compactados. Como consecuencia, estas curvas de resistencia con la profundidad, después del tratamiento, pueden ser irregulares, con pocos picos de muy alta compacidad. Debida a esta irregularidad de la compactación, puede suceder que si el terreno mejorado está destinado a la hincada de los pilotes, ésta puede resultar imposible. En estos casos es mejor especificar, en lugar de un valor mínimo de resistencia en cualquier

punto de toda la profundidad del tratamiento, que el valor medio en tramos de cierta longitud no sea inferior a una determinada cifra, ya que no suele ser importante que quede algún nivel local con una compactación algo menor.

Puesto que se acostumbra a exigir que se supere en toda la profundidad un valor mínimo, el resultado es una compactación global muy por encima del mínimo exigido, con lo que se desperdicia energía de compactación, aunque es difícil evitarlo. A veces no se lleva la compactación hasta el rechazo, sino que se limita en función del consumo de energía.

5.2.5 Limitaciones

El parámetro más determinante para la viabilidad de la vibrocompactación es el contenido de finos, ya que influye enormemente en los resultados del tratamiento, fig 5.12. El límite se presenta a partir de 10 a 15% de contenido de finos, donde los efectos de la mejoría comienzan a ser menores. A partir de este valor empieza a ser necesario un aporte de relleno importante, debido a que los suelos con finos no responden al efecto de las vibraciones, procediendo a una sustitución del terreno, por ejemplo con columnas de grava.

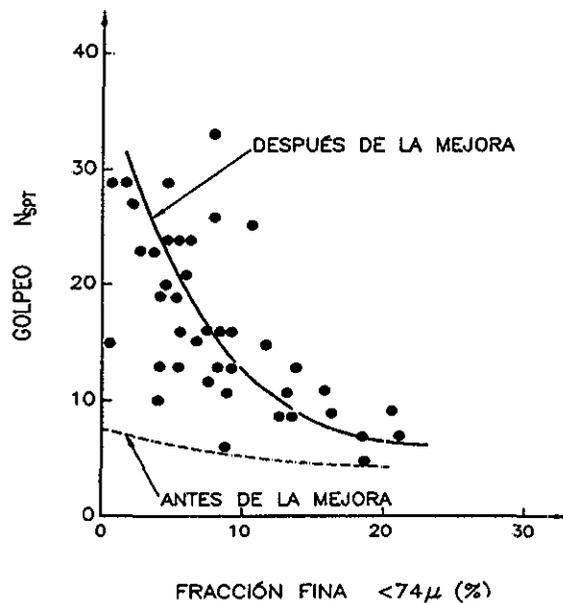


fig. 5.11 Influencia del criterio de finos en el efecto de vibrocompactación (Saito, 1977).

5.3 Vibrosustitución

Para mejorar arenas limosas o limos licuables, o depósitos de arena con capas de arcilla intercaladas, se utiliza grava como material de relleno y se forman columnas de grava por el método de vibrosustitución.

La vibrosustitución constituye un método de mejora de terreno, mediante la rigidización que produce la introducción de columnas de grava en los orificios creados por el vibrador.

La grava proporciona una mejor transmisión de la fuerza vibratoria al suelo circundante, y por lo tanto incrementa el efecto de densificación. Otros beneficios son el control de la presión de poro por medio de la columna de grava, que actúa como dren, y la reducción de esfuerzos cortantes cíclicos en el suelo, debido a una concentración de esfuerzos en la columna, ya que posee mayor rigidez que el suelo que la rodea.

5.3.1 Antecedentes

Los suelos que no son granulares limpios no responden a la vibración como con el método de vibrocompactación, debido a que la cohesión del terreno no permite el reordenamiento de las partículas en configuraciones más compactas fuera de los puntos de aplicación del tratamiento, por lo que no se obtiene mejoramiento alguno fuera de ellos. Keller en 1957 introdujo, por primera vez, el concepto de construir columnas de grava para reforzar y mejorar materiales de relleno, suelos cohesivos blandos y mixtos.

5.3.2 Fundamento teórico

Este tratamiento se basa en la introducción de un relleno granular en el terreno para formar columnas densas de grava, que con el terreno natural crean un sistema integrado de cimentación, fig. 5.13. En este sistema, la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo original provoca una redistribución de los esfuerzos aplicados y una concentración de éstos sobre las columnas. Así, se aumenta la resistencia del conjunto disminuyendo los asentamientos y haciéndose más uniformes. Las columnas al no ser totalmente rígidas, tienden a tener una cierta deformación lateral cuando se aplican cargas, transmitiendo presiones laterales al suelo que las envuelve, que resiste movilizándolo su resistencia al corte.

Además de la reducción de asentamientos, las columnas de grava constituyen excelentes drenes verticales que aceleran la consolidación del suelo bajo la sobrecarga, al favorecer la disipación del exceso de presión intersticial creado en el terreno cohesivo tratado.

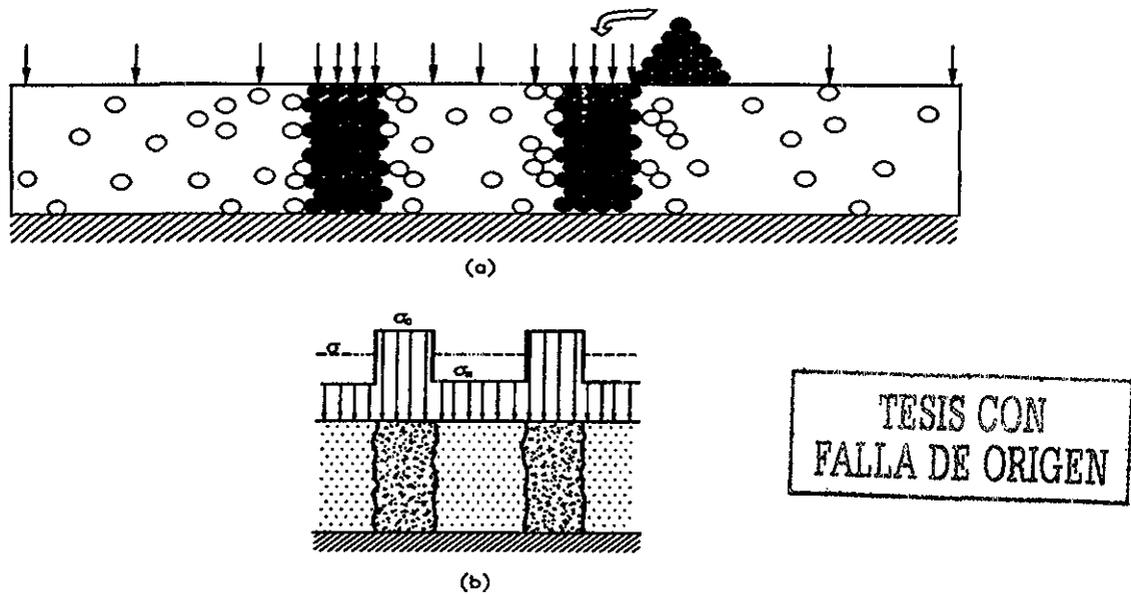


fig 5.13 Redistribución de los esfuerzos aplicados sobre las columnas de grava por la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo original.

5.3.3 Modelos de cálculo

A partir de la sección admitida de la columna y conocida la carga que transmite la estructura, pueden aplicarse métodos de cálculo, más o menos aproximados, que permiten estimar la relación de asentamientos antes y después de la mejora, y también calcular la capacidad de carga de las columnas.

Los métodos de diseño de columnas de grava son más complejos que los de mejora de suelos puramente granulares, en los que los criterios son simplemente empíricos. No se trata de densificar un terreno más o menos homogéneo, sino de estudiar el comportamiento de un suelo compuesto por dos materiales netamente distintos. Las teorías de cálculo para las columnas de grava varían desde simples reglas experimentales hasta complicados modelos matemáticos.

Es difícil modelar la interacción columnas-suelo, y ciertamente no se ha conseguido aún una metodología de cálculo adecuada para explicar el comportamiento de ambos materiales. Así, se hace necesario realizar una serie de hipótesis que permitan abordar el diseño de forma sencilla.

A continuación se presentan tres diferentes métodos de cálculo de la separación entre puntos de mejoramiento.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

5.3.3.1 Método de Priebe

Este método, aunque contiene algunas limitaciones teóricas por las hipótesis que realiza, ha sido ampliamente utilizado con bastante éxito en numerosas ocasiones y comprende los criterios de diseño para los casos más frecuentes de aplicación.

Así, la compañía Keller emplea profusamente los resultados de este autor. Su utilidad fundamental es la de estimar la reducción de asentamientos que puede lograrse con las columnas de grava, requiriendo conocer tan solo el ángulo de fricción interna del material de aporte (ϕ_c), siendo un método relativamente sencillo de reconocer y adaptar a diferentes condiciones.

Como hipótesis para el cálculo, Priebe considera que:

- El material de la columna es rígido-plástico e incompresible, siendo las presiones verticales uniformes en toda la altura de la columna.
- El material de la columna carga desde el principio, mientras que el suelo circundante reacciona elásticamente.
- La columna y el suelo circundante tienen el mismo asentamiento.
- La columna se apoya sobre un estrato duro
- El suelo natural es desplazado durante la instalación de la columna, lo que implica que su resistencia inicial corresponde a una ley hidrostática, con coeficiente de presión de tierras de empuje al reposo $K=1$.

Por lo tanto, la columna no se rompe y cualquier asentamiento de área cargada se refleja en un abarrilamiento de la columna, el cual se considera constante en toda su longitud.

Debe ser recordado que este método de diseño se refiere al efecto de mejora de las columnas de grava en un terreno el cual no es, de alguna manera, modificado en comparación a su estado inicial, es decir, el grado de mejora resulta solamente de la existencia de estas columnas, sin ninguna densificación del suelo que las envuelve (Priebe, 1995). En un primer paso, se establece un factor por el cual las columnas de grava mejoran el comportamiento del subsuelo en comparación con el estado sin columnas. De acuerdo con este factor de mejora el módulo de deformación del sistema compuesto columnas-suelo aumenta y, en la misma proporción, los asentamientos se reducen. Los pasos sucesivos del diseño se refieren a este valor básico.

La vibrosustitución, sistema bastante complejo, permite una evaluación más o menos precisa solamente para el caso definido por un área de carga ilimitada sobre una malla de columnas ilimitada (Priebe, 1995). En este caso se considera una celda unitaria de área A con una única columna aislada de sección A_c y el suelo circundante correspondiente, es decir, A es el área de influencia de la columna y A_c el área de la sección transversal de ésta.

El resultado del cálculo se expresa como factor básico de mejora n_0 , que expresa la relación entre el asentamiento que se tendría en el terreno original sin mejorar y el que se produce después de la mejora:

$$n = \frac{\text{asentamiento sin mejora}}{\text{asentamiento con mejora}} = 1 + \frac{A_c}{A} \left(\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right)$$

Porción de área tratada = A_c/A = Área columna/Área de influencia de la columna

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \left(1 - \frac{A_c}{A} \right)}{1 - 2\mu_s + \frac{A_c}{A}}$$

Tomando un coeficiente de Poisson del suelo natural de $\mu_s=1/3$, adecuado en muchos casos para el estado del asentamiento final, y sustituyendo, se llega a la expresión:

$$n = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4K_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A} \right)} - 1 \right] \dots \dots \dots (29)$$

donde:

K_{ac} = Coeficiente de empuje activo del material de la columnas = $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$

ϕ_c = Ángulo de fricción interna del mismo material.

La relación entre el factor de mejora n_0 , el índice de área recíproca A/A_c y el ángulo de fricción interna del material de relleno ϕ_c , se refleja en la conocida gráfica de Priebe, que muestra el grado de mejora en cuanto a asentamientos para aplicaciones normales de la vibrosustitución, fig. 5.14.



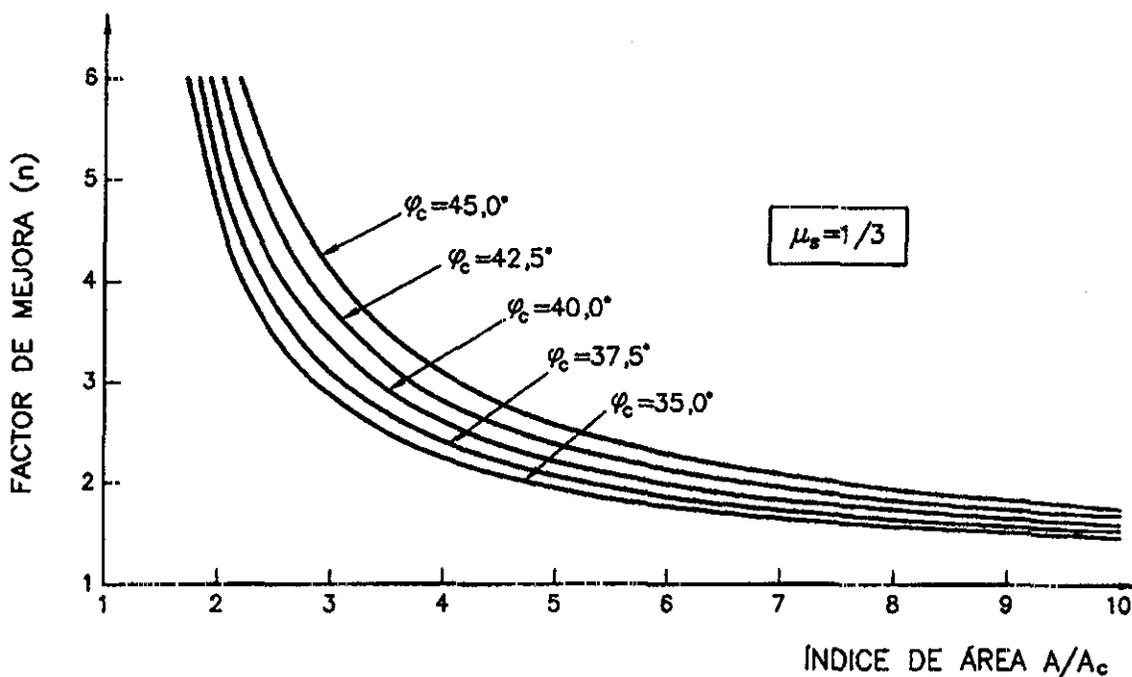


fig. 5.14 Gráfica para el diseño de columnas de grava (Priebe, 1995).

5.3.3.2 Método de Van Impe et al., (1983)

Estos autores propusieron un método parecido al de Priebe, considerando dos casos distintos:

1. Columnas rígido-plásticas incompresibles (se deforman a volumen constante), sustituyendo las filas de columnas por paredes de grava con sección equivalente.
2. Columnas elásticas lineales.

En ambas situaciones, el suelo se considera elástico.

Para el caso 1, más común, la fig. 5.15 representa la presión que llega a cada columna, σ_c , en función de la que se aplica sobre el suelo σ_s (n =factor de concentración de esfuerzos σ_c/σ_s).

También, en la fig. 5.16 se muestra el asentamiento del suelo reforzado como un porcentaje del asiento sin refuerzo. En ambas figuras se compara este método de Van Impe et al con otros métodos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

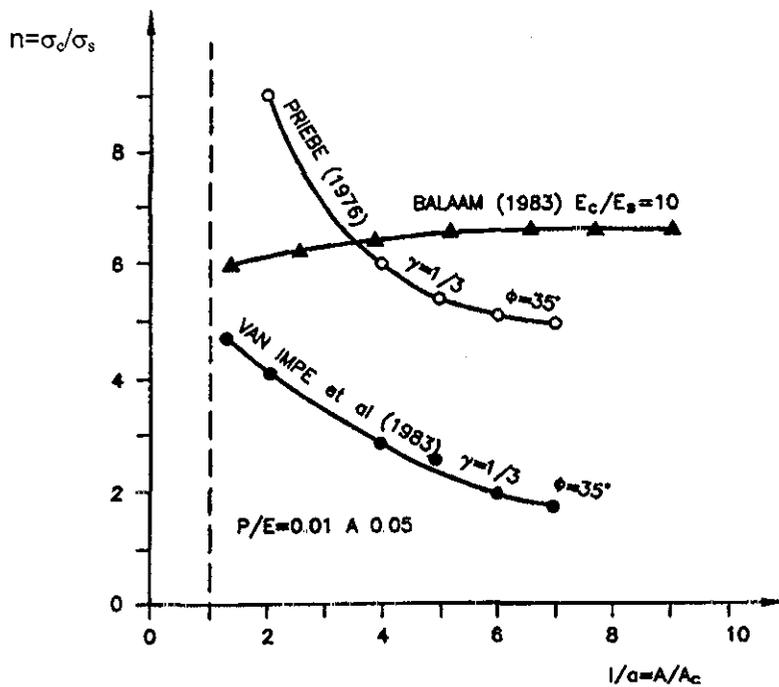


fig 5.15 Presión sobre las columnas referida a la media aplicada

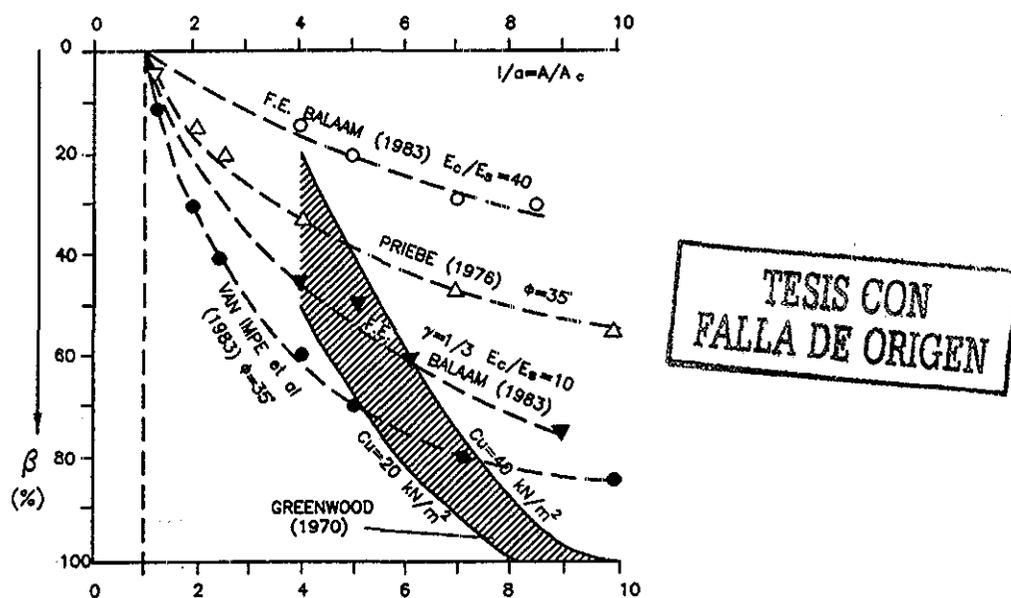


fig. 5.16 Asentamiento del terreno tratado referido al del terreno sin tratar.

5.3.3.3 Método resumen de Greenwood y Kirsch

Estos autores reúnen varias teorías que permiten calcular la eficiencia del tratamiento o factor de mejora n_0 , reflejadas en la fig. 5.17.

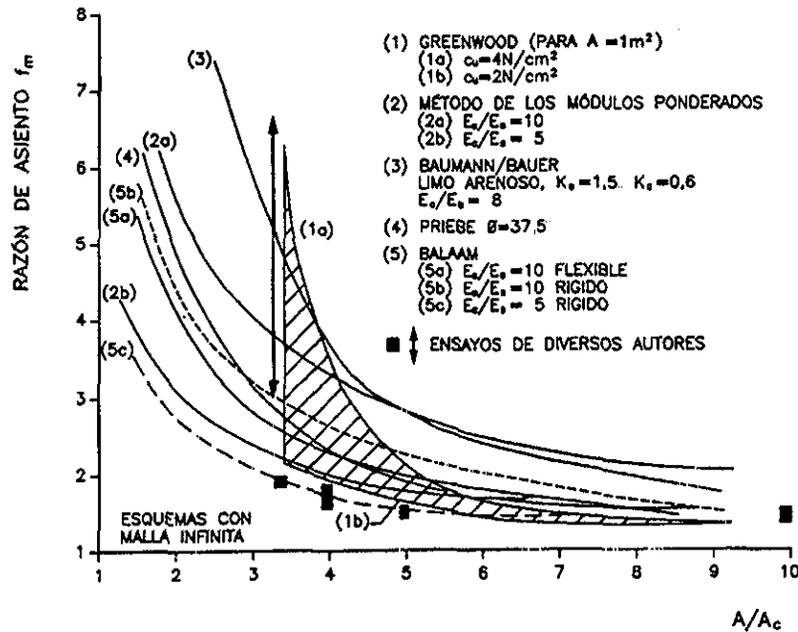


fig 5.17 Teorías usadas para predicción de asentamientos en columnas de grava (Greenwood y Kirsch, 1984).

Asimismo, para el estudio del comportamiento de las columnas de grava, además de estimar el asentamiento general del terreno, es importante también la capacidad de carga de las columnas, debido a la escasa resistencia lateral que suelen presentar. En la fig. 5.18 se pueden apreciar diferentes formas de rotura que se dan en las columnas de grava.

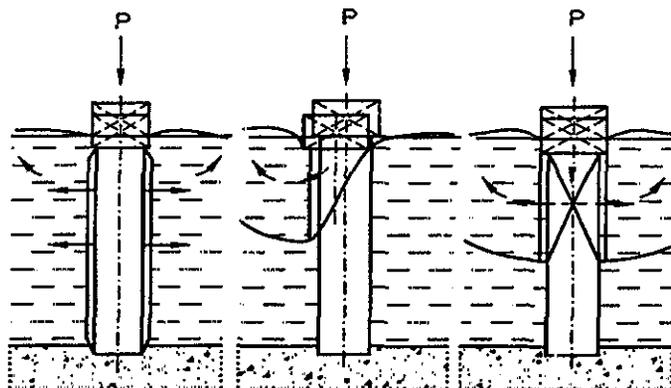


fig 5.18 Posibles formas de fallas en columnas de grava: expansión lateral, corte asimétrico, corte simétrico; Oteo, (1997).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.3.4 Rango de suelos

La vibrosustitución se aplica en suelos de relleno, cohesivos y mixtos. En la tabla 5.3 (Keller, 2000), se muestran resultados en función del tipo de terreno, utilizando vibrosustitución.

Tabla 5.3 Eficiencia relativa de vibrosustitución, en distintos materiales.

TIPO DE TERRENO	EFFECTIVIDAD RELATIVA
Arena	Excelente
Arena limosa	Excelente
Limo	Buena
Arcilla	Buena
Residuos mineros	Excelente (dependiendo de la graduación)
Rellenos sin control	Buena
Basura	No aplicable

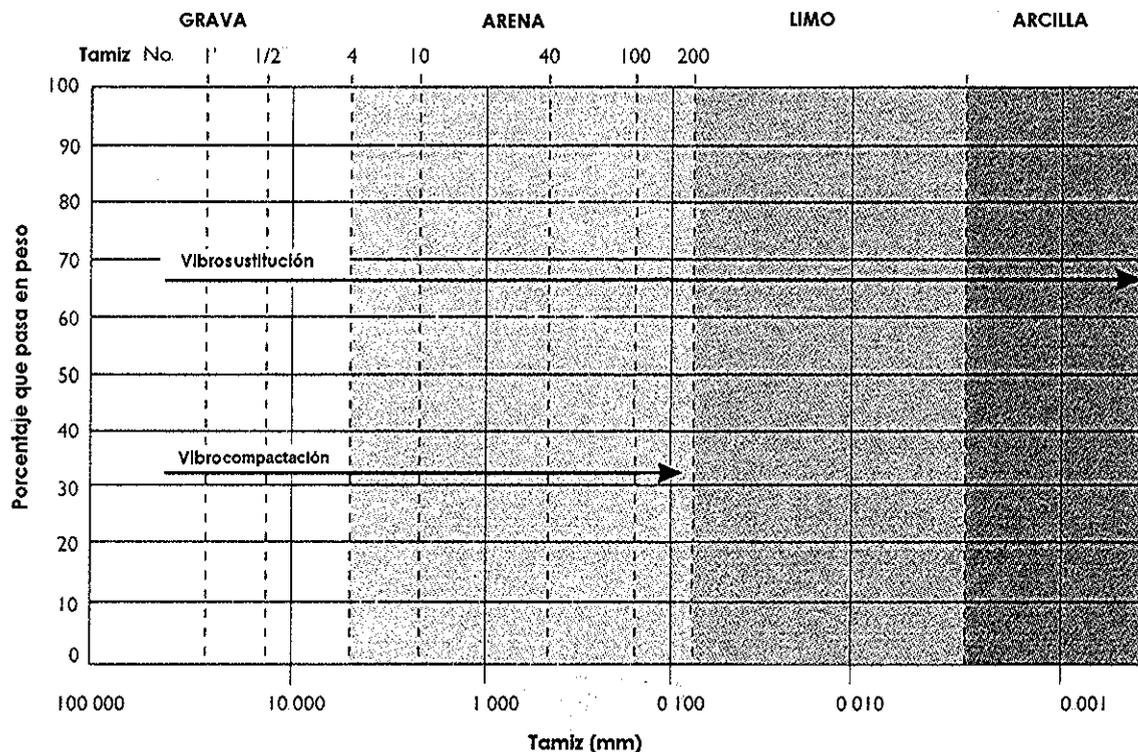


fig.5.19 Distribución granulométrica en la que se aplica vibrosustitución y vibrocompactación (Cortesía Keller)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Comparando las figs. 5.19 y 5.20 se observa que con el método de vibrosustitución se pueden mejorar los suelos potencialmente licuables y suelos arcillosos con problemas de compresibilidad

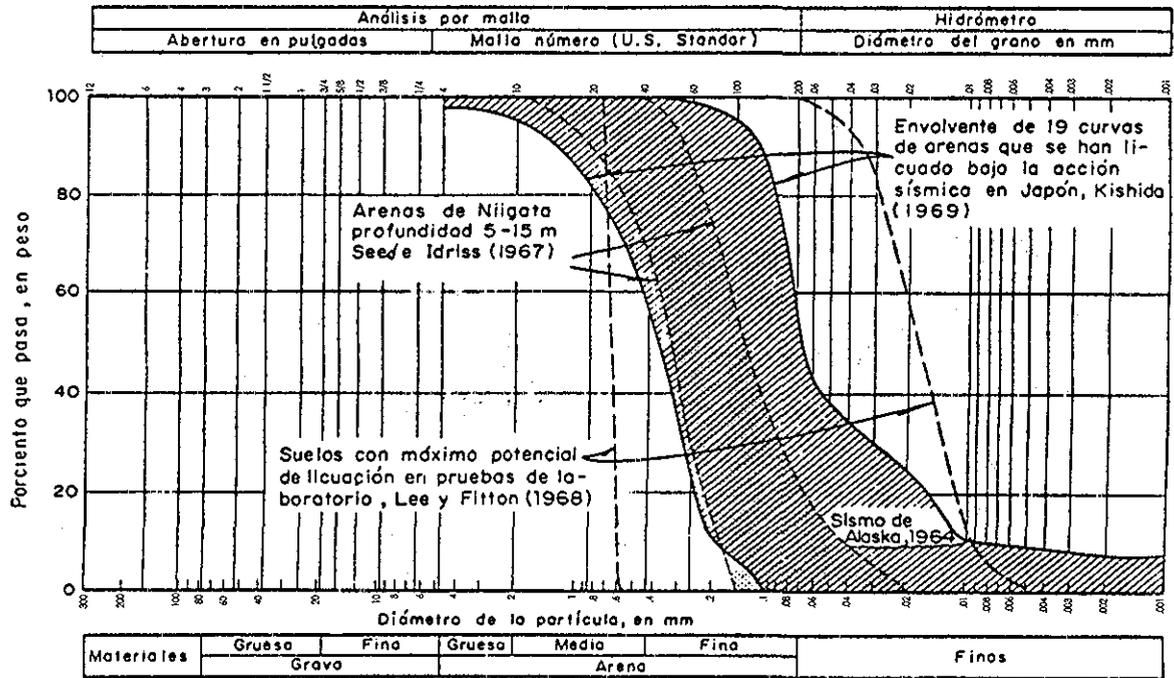


fig. 5.20 Granulometría de suelos potencialmente licuables.

5.3.5 Diseño

La disposición en planta y el espaciamiento de las columnas depende de la estructura que se vaya a apoyar sobre el terreno (la disposición de las cargas), del tipo de suelo y de los asentamientos admisibles.

En general para cargas repartidas (losas, terraplenes, depósitos), la distribución más apropiada es la triangular, fig. 5.21, con espaciamiento entre columnas (D) de 1.0 a 3.0m.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

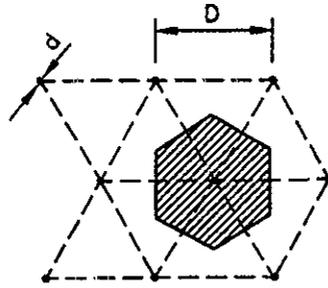


fig. 5.21 Distribución triangular de los puntos de aplicación del tratamiento.

- Diámetro de la columna, d : Oscila normalmente entre 0.6 a 1.2m;
- Área de influencia: $A = \left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)D^2$;
(Zona de influencia correspondiente a cada columna)
- Diámetro de influencia; $D_e = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}}D \cong 1.05D$;
(o Diámetro equivalente del área de influencia)

En el caso de cargas concentradas (zapatas corridas o aisladas). La malla de columnas se adapta a la superficie de apoyo de éstas, con espaciamentos menores que los indicados para cargas repartidas, fig. 5.22. Según Keller, este intervalo va de 1.2 a 2.3m bajo las cimentaciones de las cargas principales y hasta 3m bajo losas.

Las profundidades de las columnas llegan hasta 30m (Keller,1997).

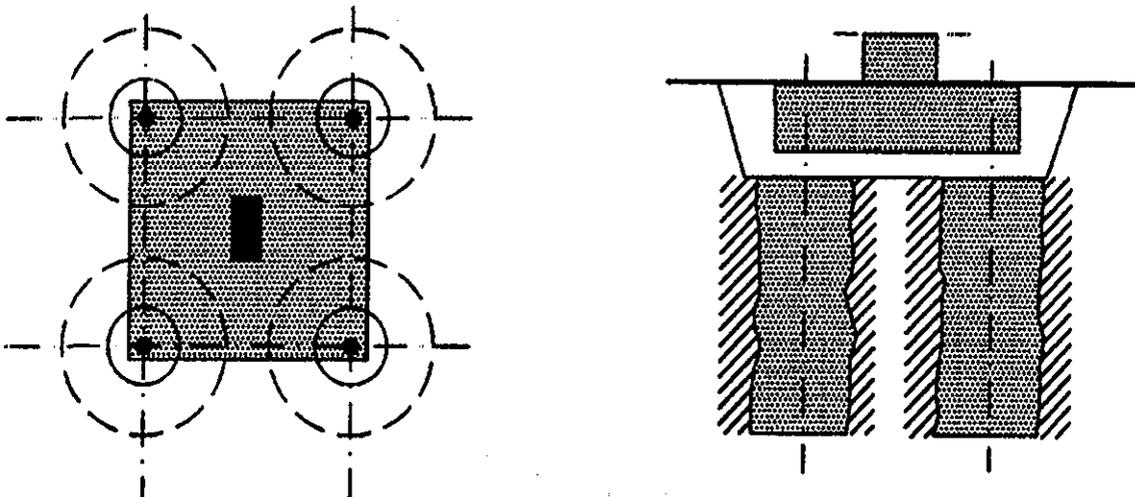


fig.5.22 Distribución de las columnas de grava bajo una zapata (Keller,1997).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.3.6 Predicción de la densificación

Para determinar la densidad relativa de suelos granulares, generalmente en la práctica se realizan pruebas basadas en la resistencia a la penetración (SPT o CPT).

Baez (1995) evaluó 18 casos, en donde fueron realizadas pruebas tipo SPT y CPT antes y después de la vibrosustitución, con lo cual desarrolló una expresión empírica, que predice el mejoramiento del terreno en función del número de golpes $(N_1)_{60}$. Cerca de 400 pruebas sirvieron para establecer la función empírica-matemática con la que se determina el valor de $(N_1)_{60}$ después del tratamiento como función del valor de $(N_1)_{60}$ antes del tratamiento, para distintas relaciones de área $Ar=Ac/A$, fig. 5.23. Cabe mencionar que estas pruebas se realizaron después de 48 horas del tratamiento en arenas finas y limpias.

Las gráficas realizadas por Barksdale y Bachus (1983), fig 5.3, fueron obtenidas de las observaciones de vibrocompactación pero se pueden utilizar en la vibrosustitución suponiendo un diámetro de la columna de grava igual que 0.762 m (2.5 pies). Sin embargo, con este procedimiento no se toma en cuenta el estado inicial de compactad y de la fracción fina que contenga un determinado suelo; entre otros parámetros que intervienen en el grado de mejoramiento.

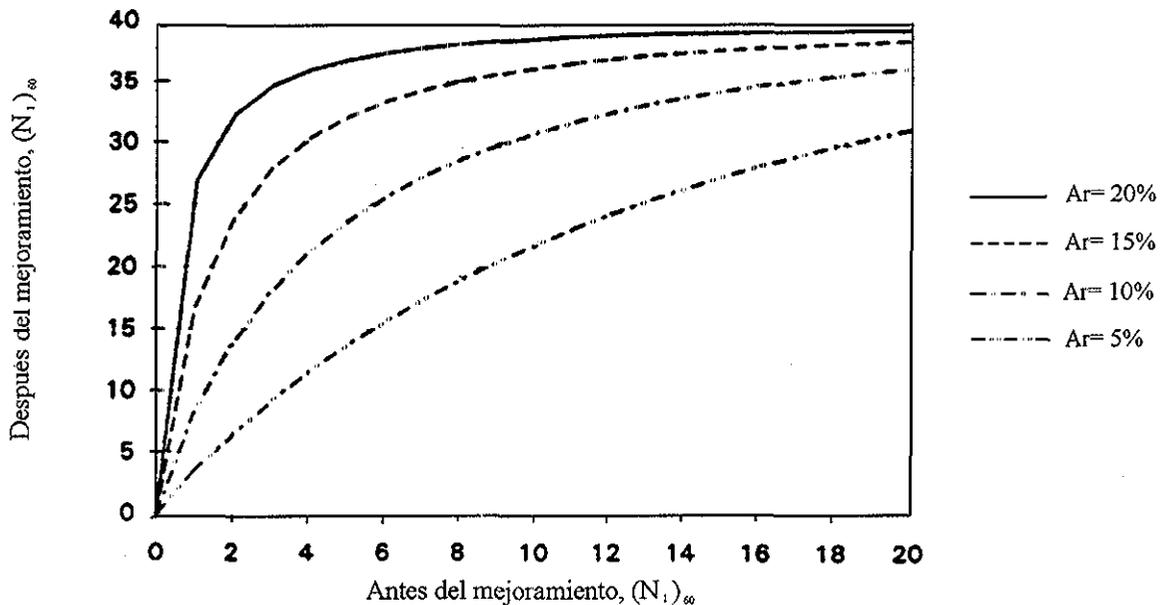


fig 5.23 Predicción de $(N_1)_{60}$ después del mejoramiento, para arenas finas y limpias.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.3.7 Descripción de la técnica

Los dos métodos de instalación más comunes son: vibrosustitución por vía húmeda y vibrosustitución por vía seca. A éste último también se le llama vibrodesplazamiento.

El método de vibrosustitución por vía seca, se utiliza para mejorar suelos finos blandos, creando perforaciones mediante el desplazamiento del terreno producido por las fuerzas horizontales impartidas por el vibrador, ayudado por aire comprimido en cada punto del tratamiento.

Estos sistemas, implican el uso de un vibrador eléctrico para ayudar a realizar la perforación y densificar el suelo.

Estos procesos de vibrosustitución vía húmeda y vibrodesplazamiento implican la realización de la perforación por medio de agua y aire a presión, respectivamente, hasta una profundidad específica, alimentando la perforación con grava, a partir de esta profundidad se empieza a introducir y extraer la sonda con una vibración de 30 Hz, por lo que la grava se empieza a densificar y adherir en el suelo circundante.

Vibrosustitución por vía húmeda

- 1) Penetración: Asistido por la inyección de agua, el vibrador oscilante penetra por peso propio hasta la profundidad deseada, según las características del terreno. El agua provoca un flujo hacia el exterior, removiendo y arrastrando las partículas de arcilla y creando un espacio anular alrededor del vibrador y del tubo de suspensión.
- 2) Sustitución: Una vez alcanzada la profundidad a mejorar, se procede al relleno de grava por tramos de unos 50cm, siendo compactada y penetrada, por la vibración, en las paredes del terreno natural.

El movimiento del vibrador en ascenso descenso aunado a las fuerzas horizontales de la propia vibración y el flujo de agua a presión por las boquillas superiores, no permiten que se desarrolle el efecto de arqueado entre las paredes de la perforación, el relleno y el vibrador, este efecto aumentaría la resistencia a la penetración del vibrador.

- 3) Terminado: El fin de cada escalón de ascenso y relleno, es indicado por la resistencia al bajar el vibrador, ésta es medida por el consumo de corriente eléctrica (amperes).

Este proceso de ascenso y relleno se repite hasta alcanzar la superficie del terreno, obteniéndose una columna de grava compactada.

Si las paredes del suelo son inestables, el flujo de agua y el movimiento de la grava remueven el material fino y permiten a la grava expandirse hasta alcanzar el equilibrio. Es por ello que el diámetro de las columnas varía en su altura, coincidiendo en los estratos más blandos con los diámetros mayores. Los diámetros normales de las columnas de grava obtenidas mediante esta técnica son de 0.8 a 1.1m, fig. 5.24.

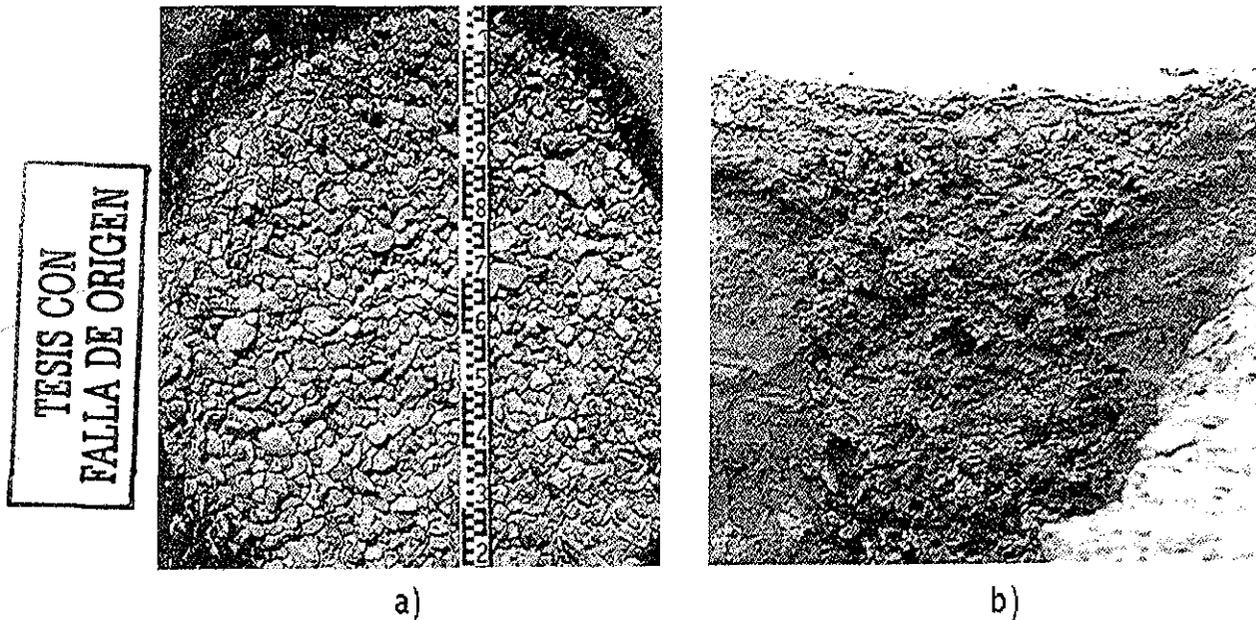


fig. 5.24 a) Vista en planta y b) sección de una columna de grava ejecutada por vibrosustitución (Keller, 1997)

Vibrosustitución por vía seca o vibrodesplazamiento.

- 1) Penetración: En esta técnica el vibrador penetra en el terreno por el efecto de la vibración y del peso propio del vibrador así como de los tubos de extensión. El terreno es desplazado lateralmente y se va creando una perforación de paredes estables, necesario para la extracción del vibrador, ayudado por la inyección de aire comprimido por la punta del vibrador.

El aire comprimido sirve para mantener las paredes de la perforación estables y ayuda a la penetración, si el caudal y presión de aire son considerables pueden causar daños a la estructura de las arcillas normalmente consolidadas,

- 2) Relleno: Cuando se alcanza la profundidad requerida, se extrae el vibrador y se realiza el primer relleno de grava, siendo de unos 50cm cuando se compacta. Para

compactar el relleno el vibrador es introducido de nuevo, como si se tratara de una masa vibratoria, desplazándose la grava hacia abajo y lateralmente.

Durante la extracción del vibrador, la succión creada por el peso del aparato en sus ascensos puede crear inestabilidades en las paredes de los tramos inferiores de la perforación. El aire comprimido compensa la succión y ayuda al izado del vibrador.

- 3) Terminado: El proceso de relleno se repite hasta completar la columna. El diámetro común de columna de grava obtenido con el método seco es de 60 a 75cm. Así, con un mismo vibrador el diámetro de la columna resultante es menor en esta técnica que por la vía húmeda.

5.3.8 Material de relleno

El tipo de grava a emplear depende de la técnica de ejecución utilizada, ya que es función del tipo de terreno y de la posición del NAF.

Técnica por vía húmeda (vibrosustitución): Ya que el relleno se deja caer desde la superficie, se puede utilizar tamaños de grava desde $\frac{3}{4}$ " hasta 4", tanto canto rodado como grava triturada. Es mejor utilizar una grava bien graduada en lugar de una uniforme, para lograr una columna con menos vacíos y por lo tanto más rígida (López, 2002).

Técnica por vía seca (vibrodesplazamiento): Debe de ser grava bien graduada, con tamaños entre $\frac{1}{4}$ " y $\frac{3}{4}$ ". La grava puede ser de origen natural o procedente de trituración debe ser dura y limpia (sin arenas ni finos). Al igual que en el caso anterior, se logra un íntimo contacto entre la grava compactada y el suelo natural que la rodea, debido al desplazamiento (López, 2002).

5.3.9 Verificación del mejoramiento

En este tipo de tratamiento con columnas de grava, es importante extremar el control durante la ejecución, puesto que el área de la sección transversal de la columna tiene una importancia crítica en relación con la capacidad de carga. Los ensayos de penetración son muy útiles antes y después de la mejora con vibrosustitución.

Se pueden utilizar otro tipo de control, como por ejemplo, mediciones de velocidad de ondas superficiales Rayleigh, las cuales afectan a importantes volúmenes de suelo.

5.4 Comparación entre vibrocompactación y vibrosustitución

Ambos métodos se basan en el vibrador de fondo anteriormente descrito (sección 5.1). La diferencia radica en el material de relleno y en los efectos debido a éste. Los beneficios de cada método se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5.4 Beneficios de los métodos vibro.

Vibrocompactación	Vibrosustitución
Densificación (vibración)	Densificación (vibración y desplazamiento)
	Drenaje
	Refuerzo

Aunque cada beneficio que proporciona la vibrosustitución varían entre depósitos, combinados forman una técnica muy eficiente para mitigar el fenómeno de licuación.

5.4.1 Densificación

Como ya se dijo, la densificación se debe a las vibraciones, las cuales generan exceso de presión de poro, hasta que se licua el suelo de una manera controlada, entonces, la disipación de presión de poro conduce a un arreglo más compacto del suelo. Para que se repita este mecanismo se requiere una aceleración mayor que al inicio, ya que el suelo está más compacto.

En el caso de vibrosustitución, el mecanismo anterior se desarrolla hasta el momento en que se introduce el relleno (grava), ya que éste proporciona suficiente drenaje para que el exceso de presión de poro sea insignificante, por lo que un segundo mecanismo de compactación se debe a la incrustación de la grava en el suelo por el desplazamiento de ésta, ayudada por las fuerzas horizontales generadas por el vibrador.

Como resultado de la instalación de un grupo de columnas de grava, se tiene un confinamiento del suelo.

5.4.2 Drenaje

Este tema se trató en los drenes de grava (ver sección 4.1.1.). Para que el drenaje de las columnas de grava sea eficiente, estas deben de tener un espaciamiento tal que las presiones de poro generadas en un sismo se disipen de manera instantánea. De esta manera es posible controlar la presión de poro y consecuentemente minimizar los posibles asentamientos.

Seed y Boooker (1977) proponen un método para estabilizar suelos potencialmente licuables mediante el uso de drenes de grava. La técnica consiste en evaluar la posibilidad de licuación del sitio sin drenes obteniendo la relación N_{eq}/N_1 , donde N_{eq} es el número

equivalente de ciclos del sismo de diseño y N_1 es el número de ciclos necesarios para que ocurra la licuación. Por otra parte, para un radio de columna de grava dado, $d/2$, se calcula el factor adimensional de tiempo T_{ad} , que relaciona la duración del sismo con las propiedades de consolidación de la arena mediante la siguiente ecuación:

$$T_{ad} = \left(\frac{K}{\gamma_w} \right) \left(\frac{t_d}{m_{v3}} \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right) \dots \dots \dots (31)$$

Donde:

K = coeficiente de permeabilidad del suelo

γ_w = peso específico del agua

t_d = duración del sismo

m_{v3} = coeficiente de variación volumétrica del suelo

d = diámetro de la columna de grava

Otros parámetros necesarios en el análisis son: la relación de presión de poro, $r_u = u/\sigma'_o$, que relaciona la presión de poro y el esfuerzo efectivo, y D , que representa el espaciamiento efectivo entre columnas fig. 5.25.

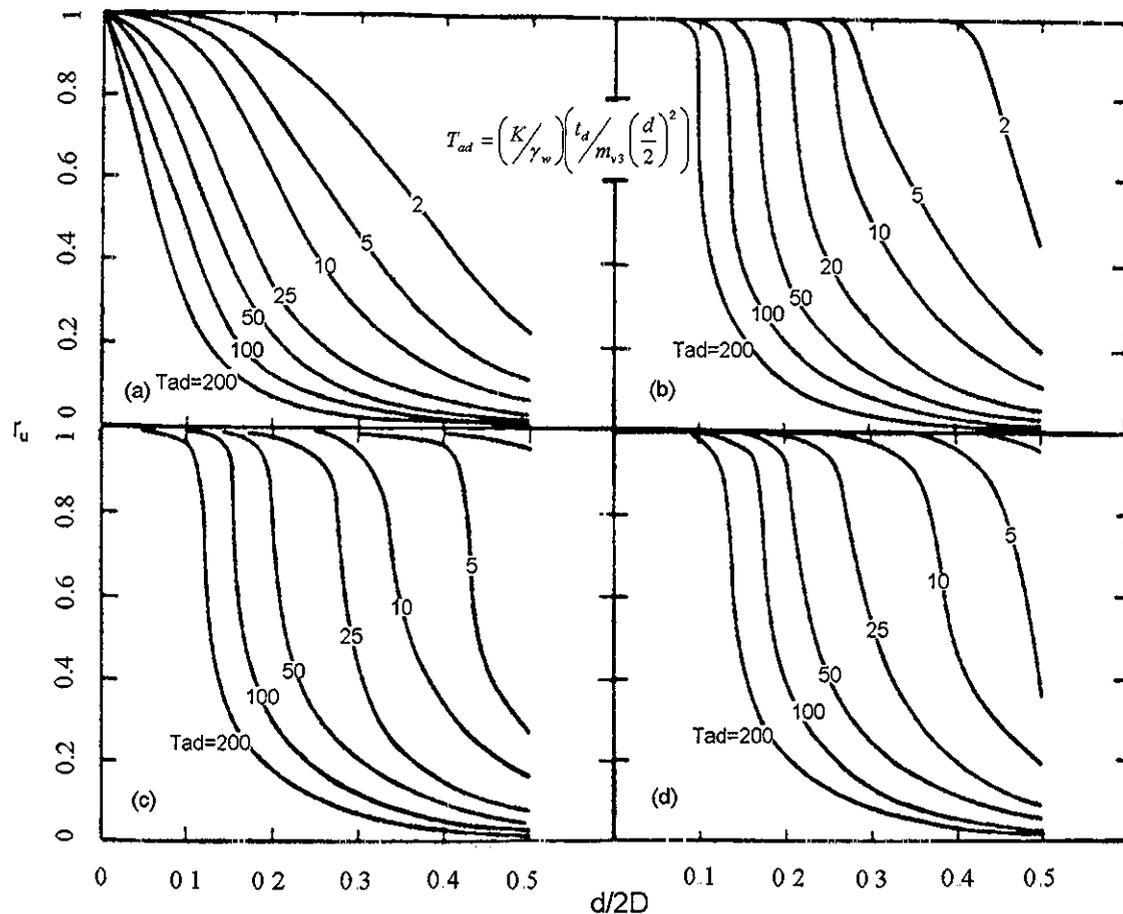


fig. 5.25 Relación entre el máximo r_u y los parámetros del sistema de drenaje para:
 a) $N_{eq}/N_1=1$; (b) $N_{eq}/N_1=2$; (c) $N_{eq}/N_1=3$; (d) $N_{eq}/N_1=4$ (Seed y Booker, 1977).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Asumiendo flujo radial, la presión de poro entre el suelo y el sistema de drenaje puede expresarse por medio de los parámetros adimensionales $d/2D$, N_{eq}/N_1 y T_{ad} . La fig 5.25. ilustra la relación entre la presión de poro desarrollada en cualquier parte del sistema suelo-dren y las propiedades tanto del suelo como del sismo. El diseño consiste en estimar la mayor relación de presión de poro que se puede generar durante el sismo, generalmente menor a 0.5 para prevenir asentamientos grandes. Posteriormente para las condiciones del suelo y sismo dados es posible conocer T_{ad} y N_{eq}/N_1 y así determinar $d/2D$.

En la práctica, para evaluar la disipación de presión de poro durante sismos se puede utilizar el programa de elementos finitos LARF (Liquefaction análisis for radial flow).

La diferencia entre permeabilidades del dren y suelo K_d y K_s , respectivamente, debe de ser lo suficientemente grande para permitir un gradiente hidráulico y que la granulometría del dren no permita una obstrucción (Seed y Booker, 1977). Se recomienda que los diámetros del relleno y suelo estén dentro de los siguiente límites:

$$20D_{s,15} < D_{G,15} < 9D_{s,85}$$

El relleno debe de tener una graduación entre 3/8" y 2", aunque en la práctica se ha utilizado un tamaño hasta de 4".

5.4.3 Refuerzo

El refuerzo se debe a la alta rigidez del relleno en comparación a la del suelo por mejorar. La proporción de carga transferida a la columna depende de las características de carga, rigidez relativa entre suelo y columna, el diámetro y espaciamiento entre columnas.

La solución más utilizada para estimar la carga concentrada en columnas fue presentada por Priebe 1976, ver sección 5.3.3.1.

Este mismo autor presenta un método simplificado para analizar los efectos del refuerzo durante un evento sísmico. En un sistema de columnas y suelo, el punto que tiene mayor potencial de licuación es el que se encuentra más alejado de las columnas, ya que es el que tiene menor influencia de los efectos de éstas. El esfuerzo cortante cíclico producido en el sistema mencionado debido a un sismo, es tomado en una proporción mayor por las columnas de grava que por el suelo circundante. Por esta razón se hace una reducción en la relación de esfuerzos cíclicos ($CSR = \tau_{av}/\sigma'_{vo}$) aplicado en el suelo, para calcular el potencial de licuación después del mejoramiento por vibrosustitución. Esta reducción consiste en el cálculo de un factor, el cual es multiplicado posteriormente por CSR. Este factor es el inverso del factor de mejoramiento, n , visto en la sección 5.3.3.1. Por lo que a un mejoramiento mayor se tiene un factor de reducción, $1/n$, menor y por lo tanto un menor CSR en el suelo que está más alejado de las columnas de grava. Si se observa la fig. 3.1

(capítulo 3) podemos notar que al reducir la CSR se requiere de un $(N_1)_{60}$ menor para caer en la zona de no licuación.

Lo anterior es sólo por efecto del refuerzo debido a las columnas de grava, por otro lado, se tiene el efecto de la densificación, ya mencionada, la cual influye en el aumento de $(N_1)_{60}$ en el suelo que está más alejado de las columnas de grava.

El factor de reducción se muestra como gráfica, fig. 5.26, donde se relaciona A/A_c y con $1/n$.

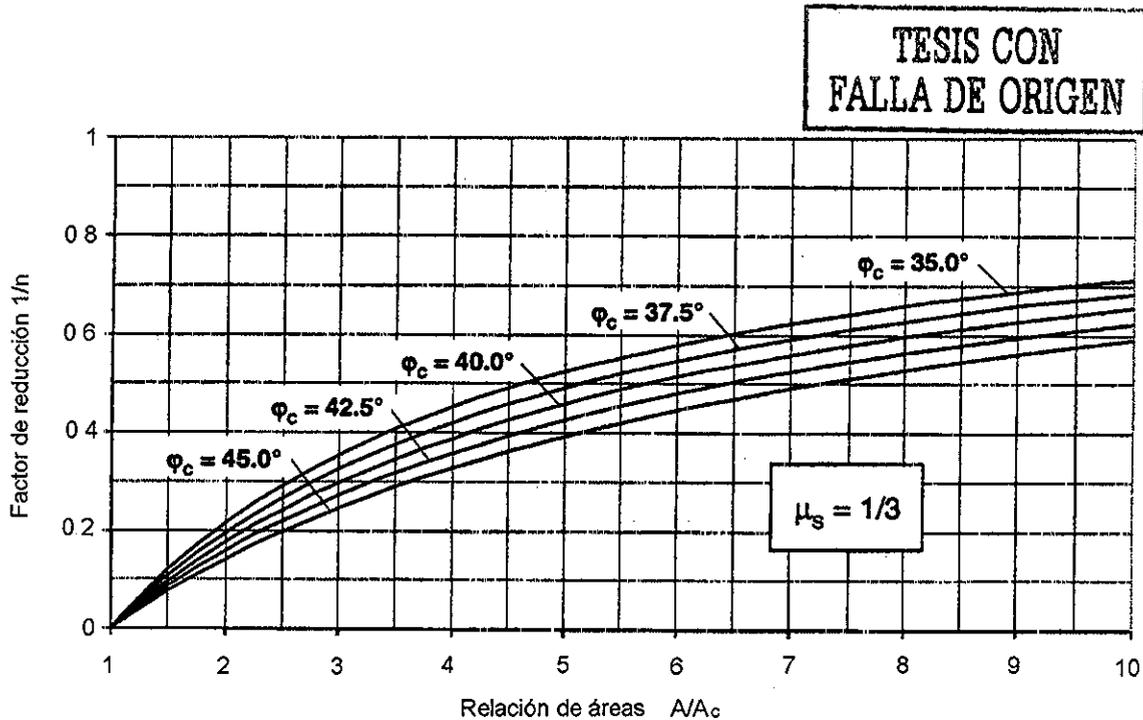


fig 5.26 Factor de reducción, $(1/n)$, de CSR, (Priebe, 1995)

Como se puede observar en la figura anterior, a medida en que sea mayor el mejoramiento del suelo se obtendrá un factor de reducción, $1/n$, menor; este factor se multiplica por la relación de esfuerzos cíclicos, CSR, el

Por otra parte, Báez y Martín, 1993, proponen un factor de reducción de CRS, K_g , basado en relación de áreas, A_r , y relación de módulos de rigidez, G_r , de columna y suelo; donde $A_r = A_c/A$ y $G_r = G_c/G_s$. Este factor de reducción se ilustra en la fig. 5.27.

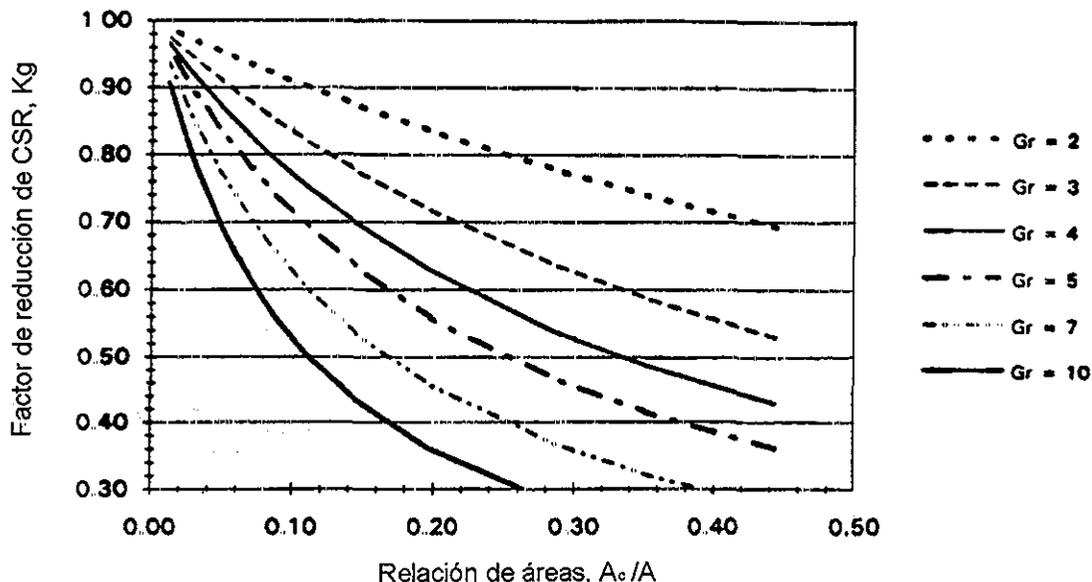


fig. 5.27 Factor de reducción de CRS, Kg, (Báez y Martín, 1993).

Los tipos de suelo más susceptibles a licuarse son: arenas limpias, arena limosas y limos sin plasticidad. Los factores de mejoramiento del método de vibrosustitución son, densificación, drenaje y redistribución de esfuerzos; su contribución de éstos depende del tipo de suelo a mejorar. La siguiente tabla muestra de forma cualitativa lo antes indicado (López, 2002).

Tipo de suelo	Arenas limpias	Arenas limosas CF<15%	Arenas limosas CF≥15%	Limos sin plasticidad
Densificación	XX	X	X	
Drenaje	X	X	X	
Redistribución de esfuerzos	X	X	XX	XX

Donde:

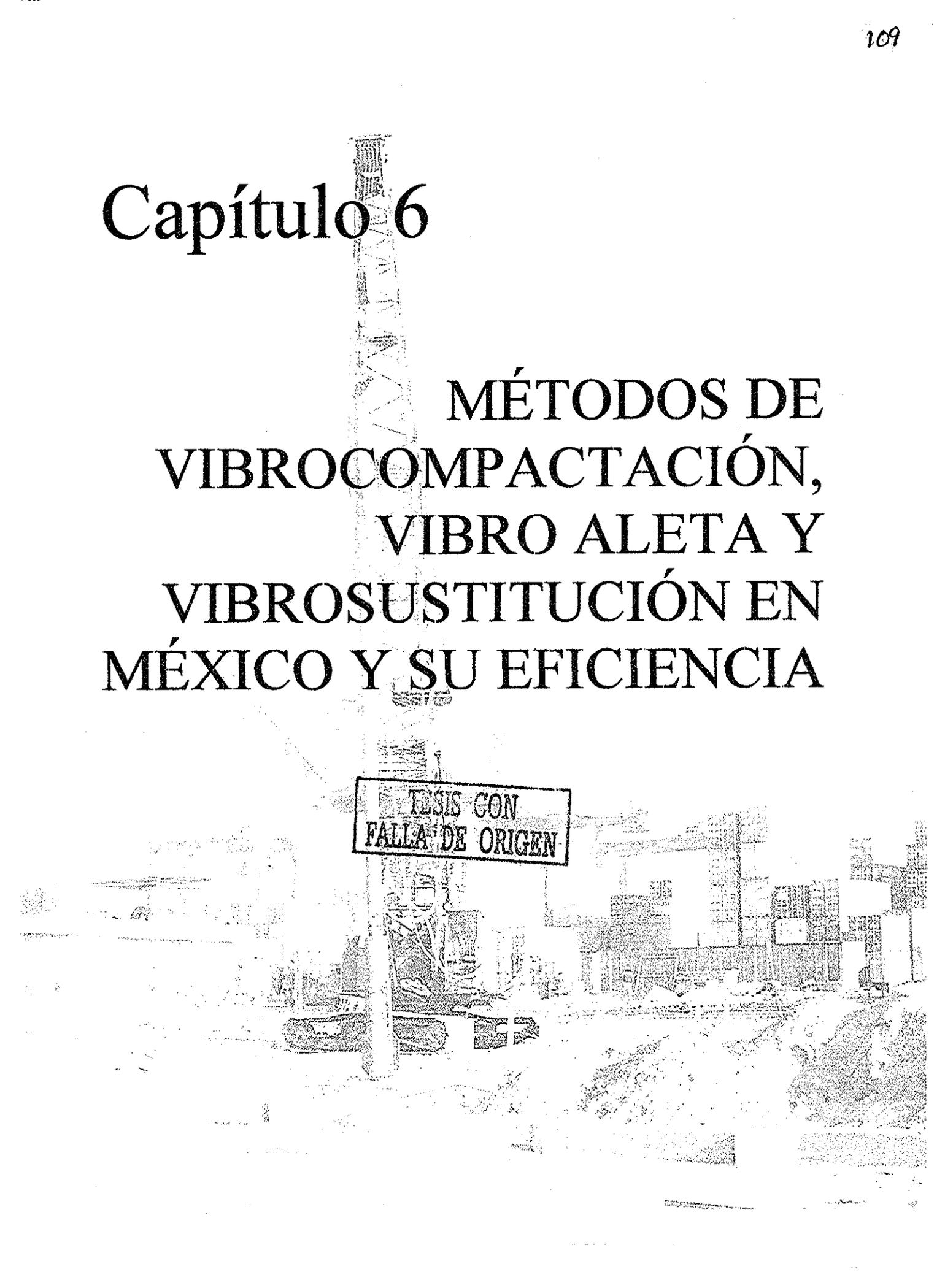
XX indica una mayor contribución que X.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Capítulo 6

MÉTODOS DE VIBROCOMPACTACIÓN, VIBRO ALETA Y VIBROSUSTITUCIÓN EN MÉXICO Y SU EFICIENCIA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

2. It is essential to ensure that all data is entered correctly and consistently.

3. Regular audits should be conducted to verify the accuracy of the information.

4. The system should be designed to be user-friendly and easy to navigate.

5. Security measures must be implemented to protect sensitive data from unauthorized access.

6. The implementation of the system should be monitored closely to ensure it meets the needs of the organization.

7. The system should be able to handle large volumes of data efficiently.

8. The system should be able to generate reports and summaries in a clear and concise manner.

9. The system should be able to integrate with other existing systems.

10. The system should be able to handle changes and updates easily.

11. The system should be able to handle multiple users simultaneously.

12. The system should be able to handle data from different sources.

6 MÉTODOS DE VIBROCOMPACTACIÓN, VIBRO ALETAS Y VIBROSUSTITUCIÓN APLICADOS EN MÉXICO Y SU EFICIENCIA

En este capítulo se presentan las experiencias con las técnicas vibratorias (vibrocompactación, vibrosustitución y vibro aleta), algunas bien documentadas, pero desafortunadamente en otras se cuenta con poca información. Como se podrá constatar en este apartado, el mejoramiento de suelos con estas técnicas, ha tomado fuerza en los últimos 6 años en México, puesto que, tuvieron que pasar 31 años para que se volviera a utilizar dichas técnica, debido a que en las ultimas décadas se ha tenido un mayor entendimiento y desarrollo de éstas.

El primer caso de aplicación de vibrocompactación con vibroflot; en el puerto pesquero piloto de Alvarado, Ver, 1964 (Tamez, 1979). No fue si no hasta 1993 cuando se volvió a recurrir a vibrosustitución, para la cimentación de la planta de tratamiento de aguas negras de Puerto Vallarta, Jalisco. En el puerto industrial de Lázaro Cárdenas (1997), se mejoró el suelo de la terminal de carbón, empleando esta técnica. En 1997 y 1998 en el puerto de Manzanillo se aplicó compactación con vibro aleta y vibrocompactación con vibroflot, respectivamente; el primer caso fue en la rehabilitación del patio de contenedores, y el segundo en la cimentación de dos domos para el almacenamiento de granos. En la ampliación del patio de contenedores se utilizó vibrosustitución (1998); en 1999 se empleó ésta misma para cimentar el hospital general de Manzanillo y por último, en el 2001, se utilizó vibrosustitución en la ampliación de la bodega de consolidación del patio de contenedores en el puerto de Manzanillo.

6.1 Puerto pesquero en Alvarado, Veracruz, (1964)

En la sección 2.1.1 se mencionó la geología y la sismicidad de la región. Para el proyecto del puerto pesquero a orillas de la Laguna de Alvarado, se estudió detalladamente el subsuelo en el área que ocuparía.

Los suelos de la región son, en parte depósitos fluviales del río Papaloapan, constituidos por arenas finas limosas y limos arenosos, por otra parte, sedimentos marinos de arenas finas limpias y de arcillas blandas, además hay arenas limpias de duna, fig 6.1, (Vieitez, 1978).

6.1.1 Estratigrafía de la zona

Se realizaron pruebas tipo penetración estándar y pruebas con penetrómetro holandés, encontrándose que hasta una profundidad de 8m hay depósitos de arenas finas uniformes, sueltas con una resistencia a la penetración $N < 10$, y con un contenido de limo menor que 15%, al cual le subyacen arenas limosas de compacidad media, con un espesor de 3m, y debajo de éstas una capa de arcilla muy blanda y de alta compresibilidad de espesor variable entre 0 y 3m. Bajo la arcilla aparecen de nuevo arenas finas, pero de alta compacidad ($N > 30$), fig 6.2.

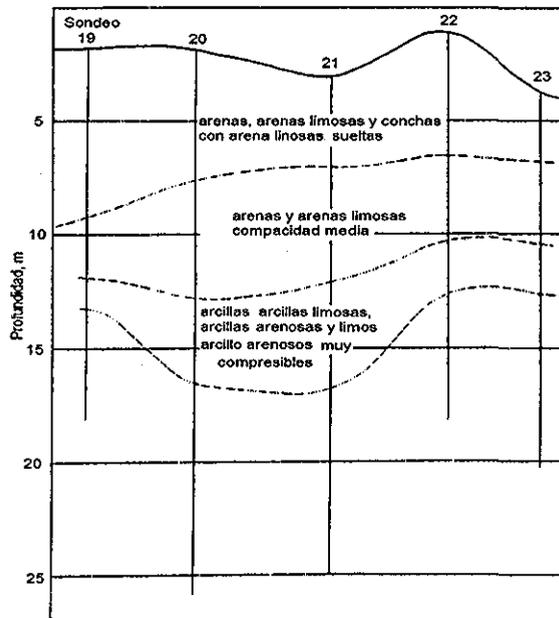


fig. 6.1 Suelos de la región de Alvarado (Vieitez, 1978).

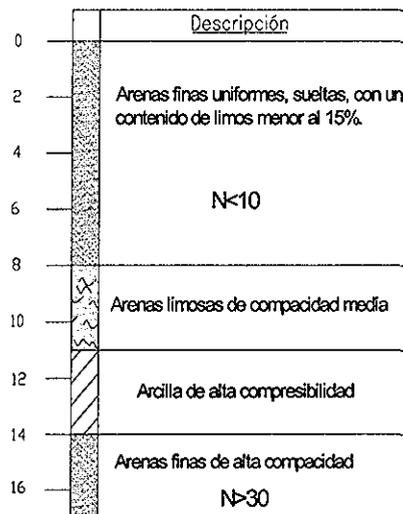


fig. 6.2 Estratigrafía del área en estudio, puerto pesquero en Alvarado (Vieitez, 1978).

6.1.2 Trabajos desarrollados de vibrocompactación

Este es el primer caso de mejoramiento de suelo en México utilizando vibrocompactación que se reporta en la literatura. La profundidad promedio de mejoramiento fue de 12m. Para reducir el riesgo de licuación, se recomendó la densificación de los suelos granulares sueltos, por medio de vibradores de fondo, este vibrador tenía un diámetro de 30cm y 3m

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

de longitud, operado por un motor eléctrico de 40HP, 440 volts y 60 amperes. El vibrador penetraba auxiliado por chiflones de agua que descargaban de 80 a 100 m³/hora.

El material de relleno fue arena gruesa de alta permeabilidad. El vibrador se retiraba al registrar el amperímetro la máxima lectura, lo cual sucedía a 10min después de empezar el vibrado. La separación de los puntos de vibrado, correspondieron a una $D_r=65$ y 70% del suelo mas retirado de los puntos ya mencionados; esta decisión fue meramente arbitraria, ya que no se tenía un método para verificar el potencial de licuación de un suelo (Tamez, 1979). En la zona del muelle se llegó a una $D_r=75\%$, que correspondía a una separación entre los puntos de aplicación de la vibración de 1.60m.

6.1.3 Comparación de sondeos previos y posteriores del mejoramiento

En la fig.6.3 se ilustra la comparación de dos sondeos (CPT) previo y posterior al mejoramiento; se observa que en el primer estrato (arena fina, hasta los 8m) se tuvo el mayor incremento del valor promedio de resistencia, aproximadamente del 300% (de 30kg/cm² llegó a 120kg/cm²); en el segundo estrato (de 2m de espesor) como era de esperarse, se registró un mejoramiento menor, ya que contenía un porcentaje de finos mayor que 15%, en valores promedio de resistencia a la penetración, se pasó de 20 a 50kg/cm², mejorándose un 150%; en estos sondeos solo se detectó una capa delgada de arcilla, en el siguiente estrato (arena limosa 3m de espesor) los valores promedios de resistencia a la penetración, pasaron de 50 a 85kg/cm², mejorándose un 70%.

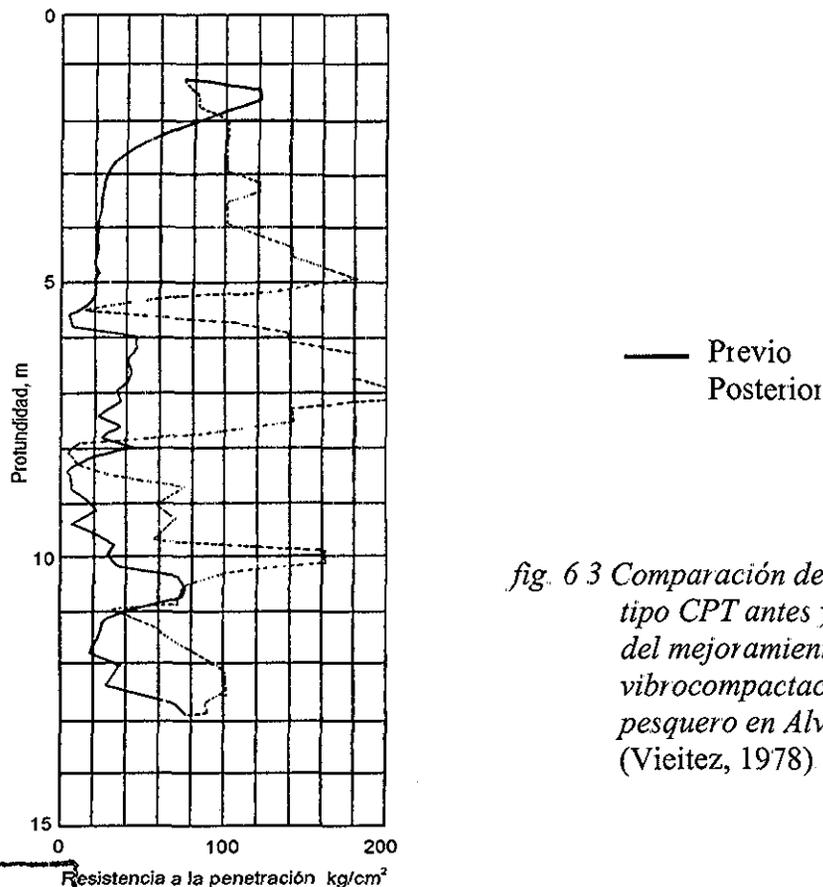


fig. 6.3 Comparación de sondeos tipo CPT antes y después del mejoramiento por vibrocompactación, puerto pesquero en Alvarado, (Vieitez, 1978).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.2 Planta de tratamiento de aguas negras de Puerto Vallarta, Jalisco (1993)

El proyecto de mejoramiento de suelos se efectuó para la cimentación de la planta de tratamiento de aguas negras de Puerto Vallarta (Báez y López, 1995).

La planta de tratamiento de aguas negras de Puerto Vallarta, se localiza en la costa del Pacífico, en una llanura aluvial, a una Latitud $20^{\circ} 36' N$, y a una Longitud $105^{\circ} 15' W$, afectada por la zona de subducción entre las placas de Cocos y de Rivera. Las estructuras principales de la planta son dos tanques de aireación (zona Este) de $100 \times 40m$, y cuatro tanques de sedimentación final (zona Oeste) con un diámetro de $46m$ cada uno.

6.2.1 Estratigrafía de la zona

Se realizaron pruebas tipo penetración estándar para la interpretación estratigráfica, encontrándose en la parte Este una mayor cantidad de arcilla que en la parte Oeste, la fig. 6.4 ilustra los perfiles respectivos, otros sondeos indican una transición gradual entre ambas zonas.

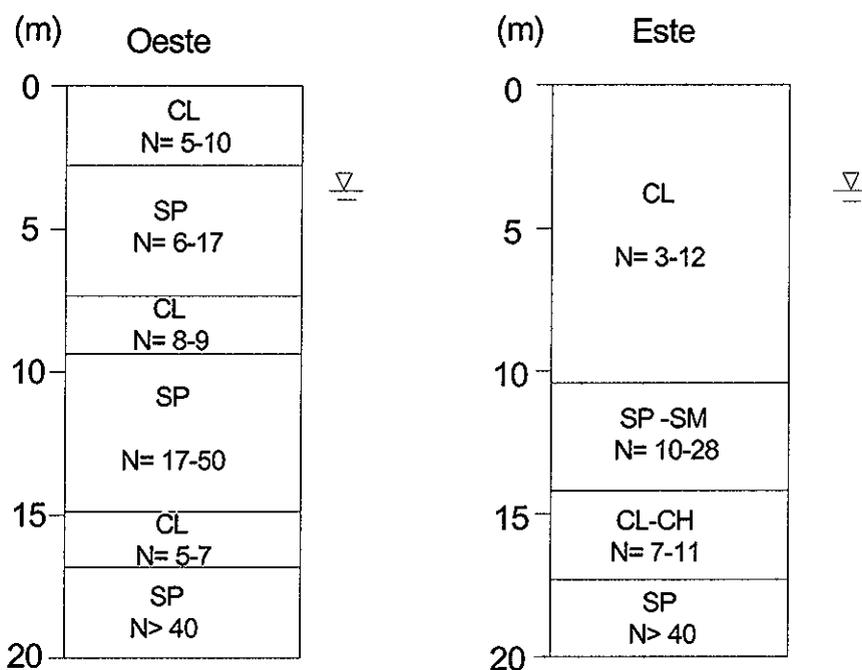


fig. 6.4 Sondeos tipo SPT en las zonas Oeste y Este, indicando el número de golpes, N Planta de Tratamiento de Aguas Negras de Puerto Vallarta, Jalisco (Báez y López, 1995).

6.2.2 Mejoramiento del suelo

En ausencia de un programa de mejoramiento del suelo, en la zona Este se esperaba un asentamiento de por lo menos 28.5cm, y en la zona Oeste se esperaba licuación debido a un sismo de magnitud igual a 7.5.

Por lo que se requería de una cimentación profunda o de un mejoramiento de suelos, seleccionado este último (vibrosustitución) por ser el óptimo. Se estimó que el diámetro y la separación entre los centros de las columnas de grava debían ser de 1m y 2.6m, respectivamente, con una longitud de 17m aproximadamente (Báez y López, 1995).

Se hicieron análisis de asentamientos con columnas de grava, y se determinó que era necesario colocar una precarga de 50 kPa, equivalente al peso de las estructuras. De esta manera, las columnas de grava no sólo reforzaron a las arcillas, si no que actuaron como drenes verticales para reducir los asentamientos totales.

6.2.3 Sondeos después del mejoramiento

Los sondeos previos y posteriores fueron realizados por una cuadrilla de trabajo usando el mismo equipo.

La resistencia a la penetración del terreno se presenta como un promedio de las resistencias en cada capa, las pruebas se dividieron en dos zonas, Este y Oeste, por las diferencias referidas al tipo y espesor del suelo. En las tablas 6.1 y 6.2 se puede observar el valor de N (SPT), antes y después del mejoramiento; para las zonas antes mencionadas, respectivamente.

Tabla 6.1 Comparación de N (SPT), antes y después del mejoramiento por vibrosustitución, zona Este. Planta de Tratamiento de Aguas Negras de Puerto Vallarta, Jalisco (Báez y López, 1995).

Clasificación	Espesor del estrato (m)	Profundidad (m)	N antes (promedio)	N después (promedio)
CL	3-4.5	3-4.5	19.3	10.6
CL	2-10	7.6-12.8	7.2	8.4
SP/SM	4-5.5	13.7-16.8	41	57
CL/CH	3.5-5.5	17.3-17.4	6.5	6.3

Tabla 6.2 Comparación de N (SPT), antes y después del mejoramiento por vibrosustitución, zona Oeste Planta de Tratamiento de Aguas Negras de Puerto Vallarta, Jalisco (Báez y López, 1995).

Clasificación	Espesor del estrato (m)	Profundidad (m)	N antes (promedio)	N después (promedio)
CL	2-4.9	2-4.9	8	7.9
SP/SW	1.2-5.5	6-7.3	12.9	30.8
CL/CH	1-3	7.6-9.1	9.3	8.3
SP	3.7-6.4	12.2-15.2	41.5	66
CL/CH	1.5	17.4-18.3	5.8	10
SP/SM	Fin de sondeo			

Como era de esperarse, no se observó mejoramiento en la consistencia de los estratos de arcilla, al contrario, en algunos estratos de consistencia dura se redujo el número de golpes, N (SPT), pasando a una consistencia media o blanda, esto podría ser por agrietamiento o remoldeo (Báez y López, 1995).

El desplazamiento de la arcilla, debido a la instalación de las columnas de grava, no se ve reflejado en el número de golpes, N (SPT), el verdadero beneficio de las columnas se refleja en la redistribución de esfuerzos (Priebe, 1976).

Resulta interesante el incremento en el número de golpes, N, del quinto estrato (arcilla de la zona Oeste), de acuerdo con la experiencia de López y Hayden (1992), Sobol et al, (1993), algunos suelos finos muestran incremento en la resistencia a la penetración, debido a que el diámetro de las columnas de grava es grande y su espaciamiento entre ellas pequeño; lo que produce una migración intensa de la grava hacia la arcilla.

Báez y López indicaron que esta capa de arcilla está entre dos estratos mucho más rígidos, lo que puede provocar una intensa migración de la grava hacia la arcilla, o que estos estratos rígidos le den un gran confinamiento al estrato de arcilla, produciendo un incremento en la resistencia a la penetración.

El segundo estrato donde se predijo licuación (zona Oeste), se alcanzó un mejoramiento de 138% en la resistencia a la penetración, N; el cuarto estrato de esta zona tenía una alta $D_r=84\%$ antes de realizarse el mejoramiento, aun así se incrementó la resistencia a la penetración en un 70%. La densificación de los suelos granulares superó las expectativas (Báez y López, 1995).

6.3 Patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán (1997)

La terminal de recibo y manejo de Carbón que suministra combustible para la operación de la planta carboeléctrica de la Comisión Federal de Electricidad, se localiza en Petacalco en la isla de Cayacal, que se encuentra en el Delta de la desembocadura del Río Balsas. Se ubica en la vertiente occidental de la sierra madre del sur, en el área correspondiente a la ciudad de Lázaro Cárdenas, teniendo como coordenadas el paralelo 18°, latitud Norte y el meridiano 102°, longitud Oeste.

Dicha terminal se desarrolla a lo largo de una franja de aproximadamente 9.0 km de longitud, que tiene su inicio en el muelle de descarga, que se ubica en la margen izquierda del canal de acceso al puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Michoacán, y que termina en la liga con la planta termoeléctrica. Las principales estructuras que constituyen la terminal son: muelle, transportador c-2, patio de almacenamiento y transportador c-10, fig. 6.5.

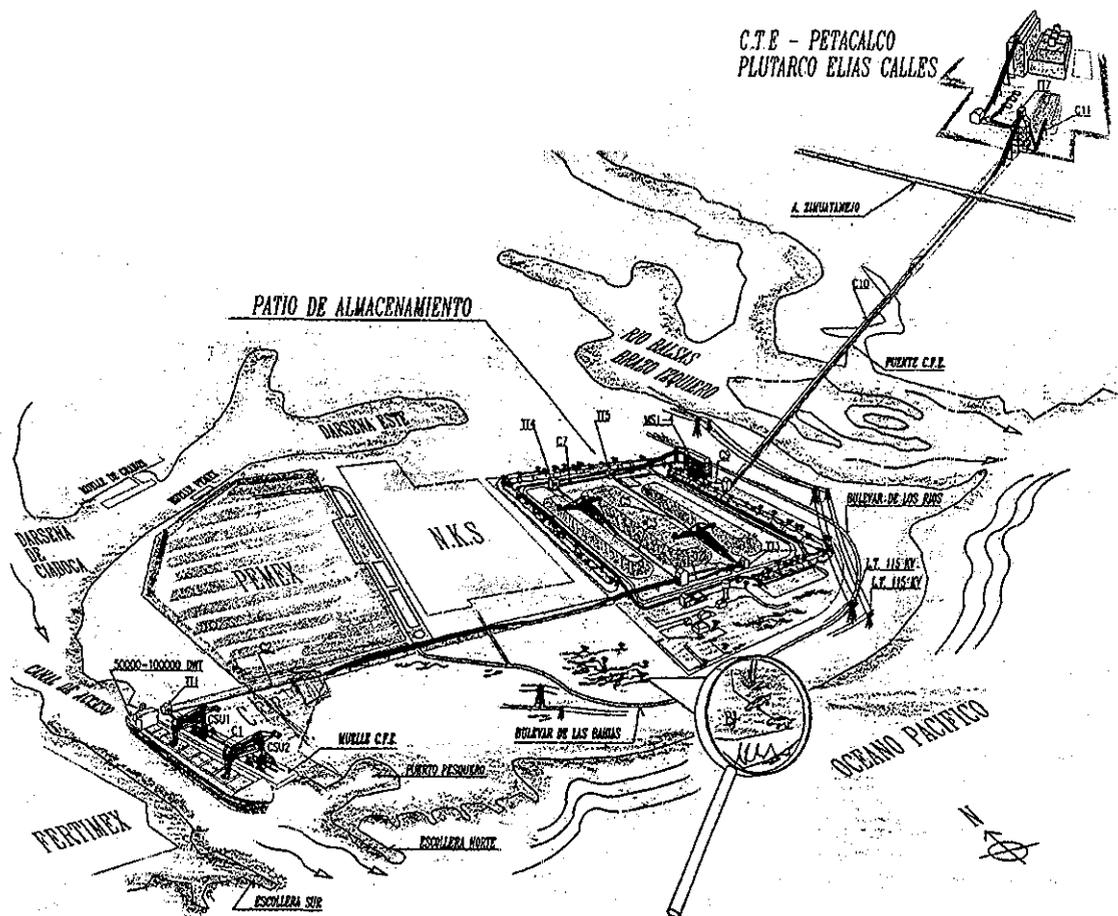


fig. 6.5 Localización y estructuras principales de la terminal de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, (cortesía Proyectos Especializados de Ingeniería, S.C.)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El patio de almacenamiento de carbón cubre una extensión de $420,210\text{m}^2$, el cual consiste principalmente de una plataforma construida sobre un terraplén de 4m de altura en promedio, rodeado de un bordo que funcionará como barrera ambiental. En su primera etapa de construcción sólo consistió en dos apiladoras recuperadoras que corren sobre vías, depositando o recuperando el material a lo largo de su carrera a ambos lados de las vías fig. 6.9. Las vías están apoyadas en durmientes de concreto y en un terraplén de balasto cuya base es de 17m, altura de 1.5m y una corona de 12m.

6.3.1 Estratigrafía y propiedades de los diversos estratos

Desde el punto de vista geológico el Delta del Río Balsas se caracteriza por cuatro aspectos (Mooser, 1986).

- a) La posición tectónica
 - b) Las unidades que la forman
 - c) Los procesos que le dieron origen
 - d) Distribución de daños durante el sismo de 1985
-
- a) Queda conformada por las posiciones relativas de la placa de Cocos que se hunde bajo el continente; esta trinchera se encuentra aproximadamente a 4km de profundidad y a 40km de la playa y en ella se han localizado algunos de los focos sísmicos más importantes fig. 6.6.
 - b) Las unidades Geológicas del Delta del Balsas quedan definidas por: Los médanos, aluviones y manglares cercanos a la playa, los depósitos de planicie costera, el Delta Antiguo y el Delta Moderno. Estos dos últimos son las unidades de importancia más relevante, por su extensión y localización dentro de la zona. Los depósitos del Delta antiguo están formados por conglomerados, aluviones, arenas y suelos finos en estado muy compacto. Los depósitos del Delta Moderno están compuestos por aluviones, gravas, arenas y arenas limosas en estado suelto a medianamente compacto, con algunos depósitos de limos y arcilla suave fig. 6.7.
 - c) Desarrollo de las unidades del Delta. Se trata de un delta complejo que se formó por acumulación y erosión de materiales, debido a los cambios en los niveles del mar.
 - d) Distribución de daños, según las diferentes unidades del Delta, durante el sismo de Septiembre de 1985. La mayor densidad de daños provocados por el sismo de septiembre de 1985, se localiza en la zona del Delta Moderno, formado por suelos sueltos. En la Siderúrgica SICARTSA, localizada a mano izq. de FERTIMEX (ver fig 6.5), los daños no fueron importantes debido a que las cimentaciones están formadas por pilotes apoyados en los suelos compactados del Delta Antiguo. La población de Lázaro Cárdenas también localizada en el Delta Antiguo no sufrió daños de importancia en las cimentaciones.

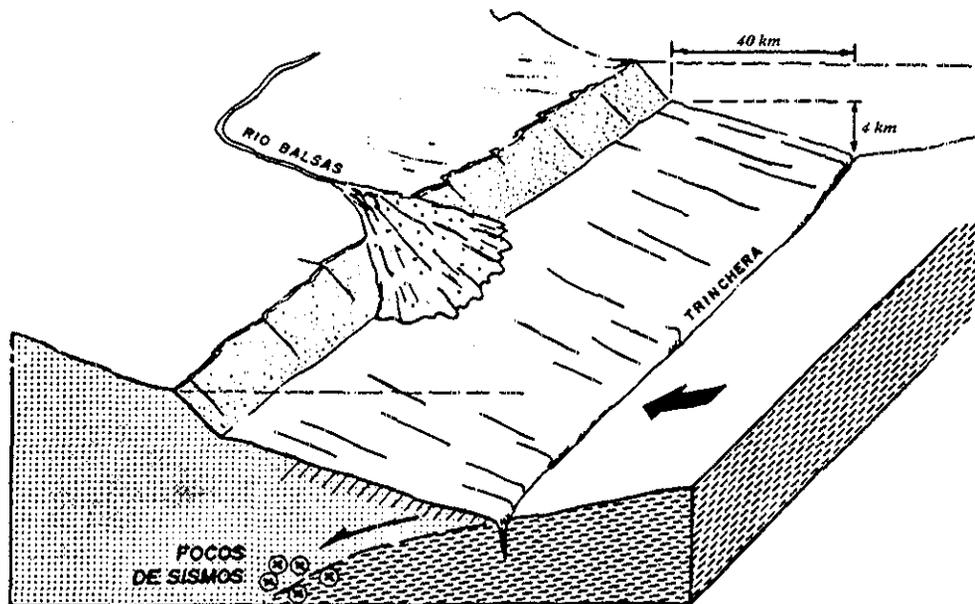


fig. 6 6 Posición tectónica del Delta, Lázaro Cárdenas, Michoacán, (Mooser, 1987).

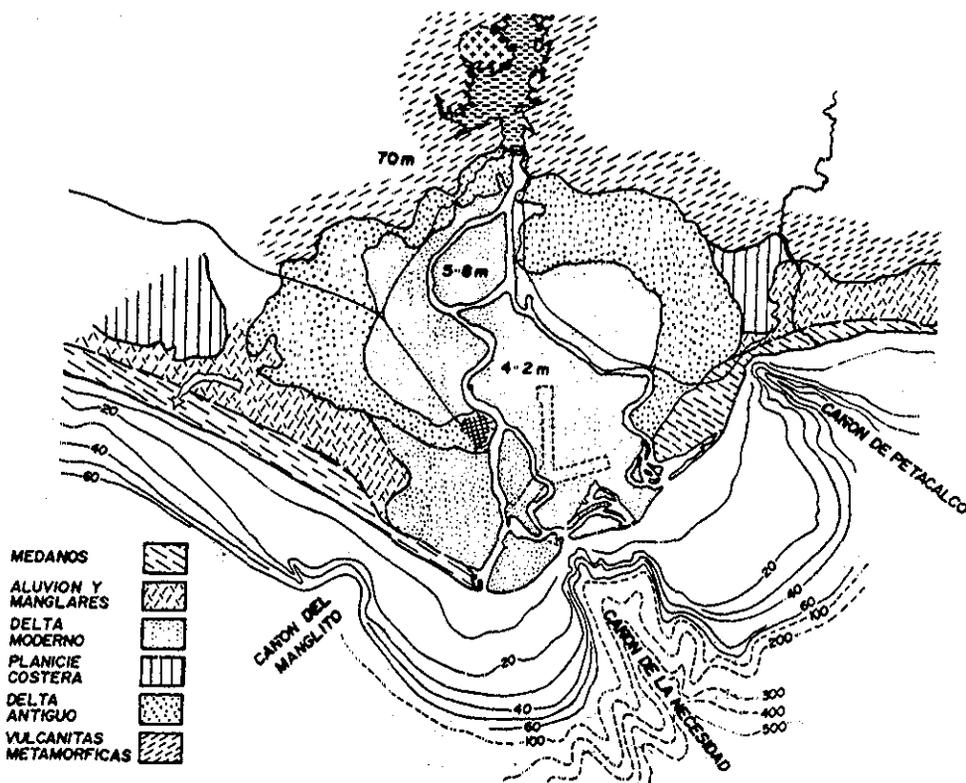


fig. 6 7 Unidades geológicas del Delta, Lázaro Cárdenas, Michoacán, (Mooser, 1987)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La estratigrafía se encuentra conformada por un estrato muy superficial con un espesor entre 1.0 y 3.0m de arcilla con algo de materia orgánica para luego considerar una sola unidad estratigráfica hasta los 60m explorados, compuesta por un material de origen aluvial de arenas finas superficialmente y medias a gruesas a mayor profundidad; intercaladas por gravas y arcillas en lentes no mayores a 5.0 y 3.0m de espesor, respectivamente (fig. 6.8). Cabe destacar la presencia de una arena fina, entre los 2 y 7m de profundidad, de baja a media compactación, con un número de golpes entre 4 y 26; lo que indica que este material es susceptible a licuarse (Menache y Jaramillo, 1998).

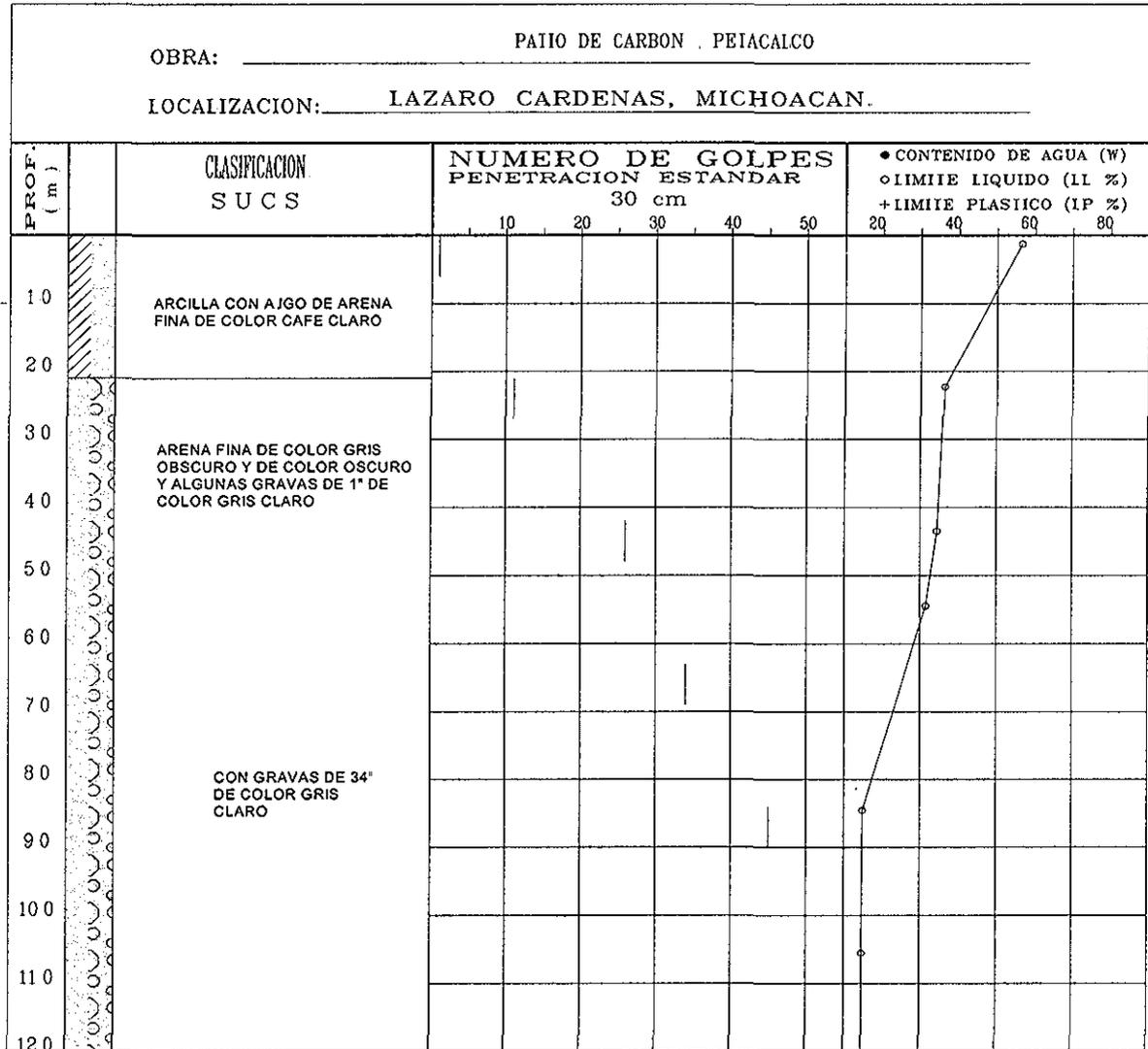


fig. 6.8 Estratigrafía en el patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán (cortesía Proyectos Especializados de Ingeniería, S.C.)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

6.3.2 Mejoramiento del suelo

El principal problema del sitio, es la presencia de suelo licuable en los primeros metros. En los sismos de 1979 y 1985 (ver segundo capítulo) se observaron evidencia de este fenómeno en varias zonas de la región. Se eligió el procedimiento de mejoramiento de suelo más eficiente para este proyecto y así poder cimentar las estructuras ya mencionadas.

El tratamiento se hizo por medio de vibrosustitución; la distribución de las columnas de grava recomendada fue una retícula de 2.58m x 2.44m, fig. 6.10, abarcando el terraplén que soportaría a las máquinas apiladoras recuperadoras y partes de las pilas de carbón, fig 6.9, la profundidad de tratamiento correspondió a 16m como se muestra en la figs. 11 y 12. En el área restante, que corresponde al mayor volumen de almacenamiento de carbón, no se recomendó tratamiento ya que los asentamientos que llegaran a presentarse no afectaría la operación del sistema; solo se analizó que los desplazamientos esperados pudieran ser soportados por la geomembrana existente en la base y que evitará la contaminación del subsuelo.

El detalle N° 1 de la fig 6.9 se ilustra en la fig. 6.10.

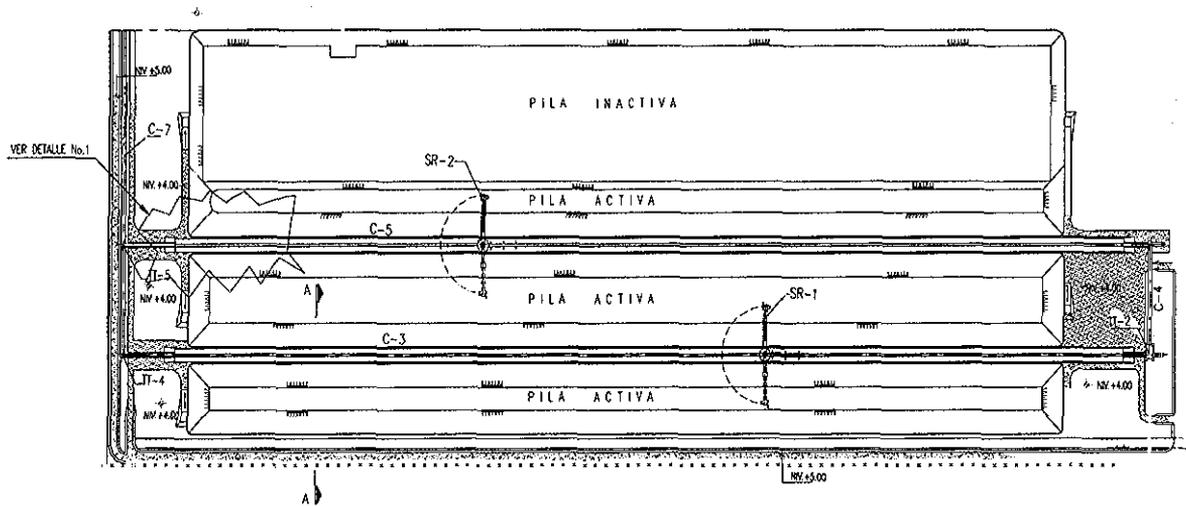


fig 6.9 Arreglo geométrico de las vías de carbón en planta. Patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán (cortesía Proyectos Especializados de Ingeniería, S.C.)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

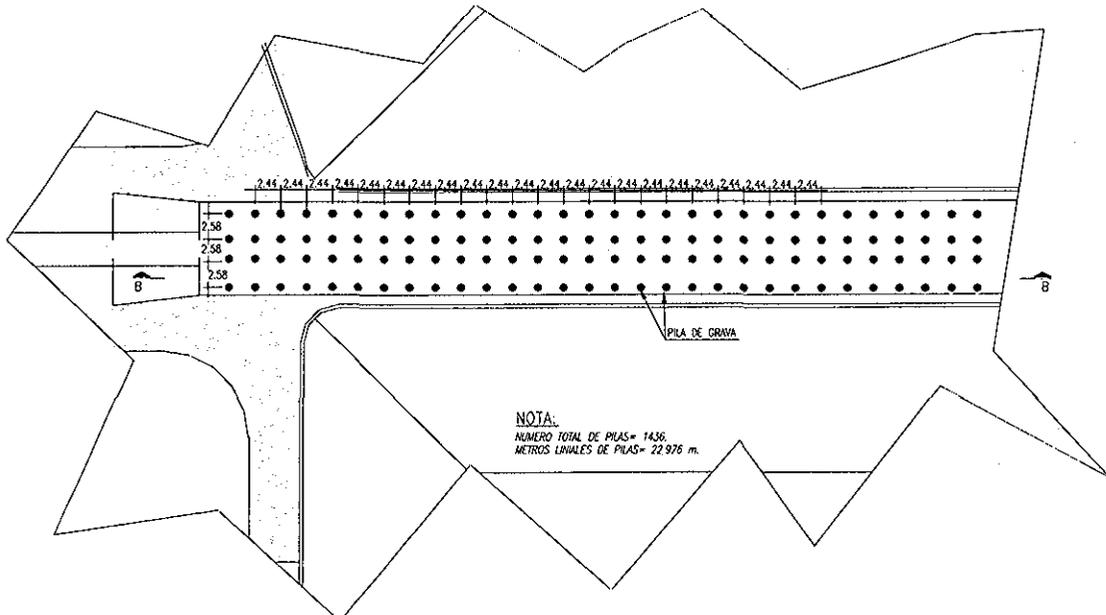


fig. 6.10 Ubicación de las columnas de grava en planta, detalle N° 1 de la fig. 6.9. Patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán (cortesía Proyectos Especializados de Ingeniería, S.C.)

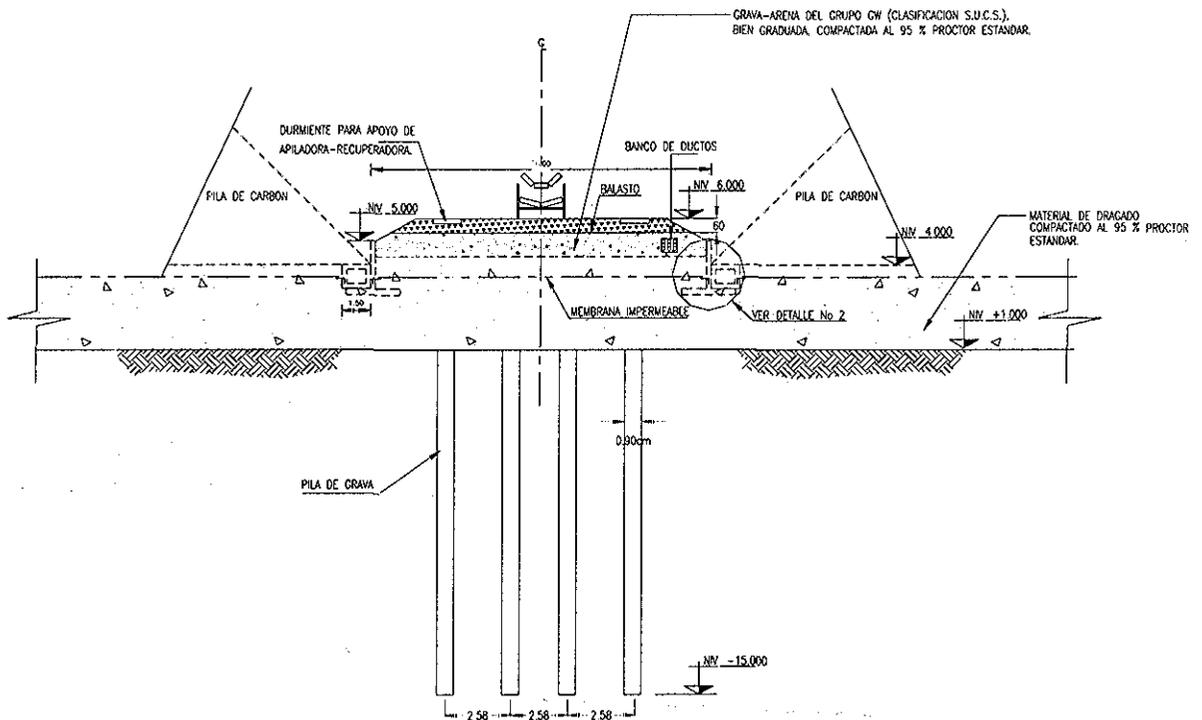


fig. 6.11 Corte transversal A-A de la fig. 6.9. Patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán (cortesía Proyectos Especializados de Ingeniería, S.C.)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

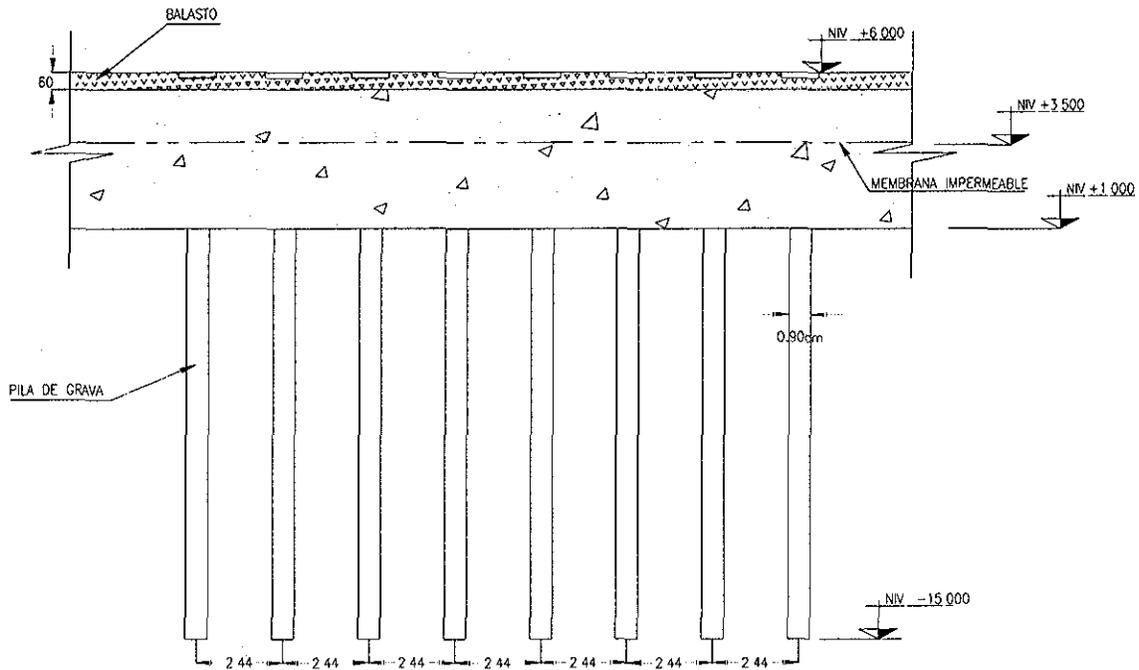


fig. 6.12 Corte longitudinal B-B indicado en la fig 6.10 Patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán (cortesía Proyectos Especializados de Ingeniería, S.C.)

El vibrador de fondo, Keller tipo "S", se utilizó para este mejoramiento, y tiene las siguientes características:

Longitud	2.9m
Diámetro	0.460m
Peso	2400kg (sin tubos de extensión)
Frecuencia	30 Hz
Fuerza Centrífuga	206kN (23 toneladas)
Motor	Eléctrico 380Volts
Capacidad	160Hp

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.3.3 Sondeos posteriores del mejoramiento

En la campaña de seguimiento y control, se hicieron pruebas de cono dinámico y de penetración estándar como una medida de verificación del mejoramiento. El número de golpes promedio inicial, de acuerdo a la prueba de penetración estándar variaba entre 6 y 34 golpes en los primeros 7m antes del tratamiento; después del tratamiento se registraron valores promedio que fluctuaban entre 15 y 48 golpes. El primer estrato (arena fina) que

tenía la compacidad más baja, tuvo un mayor porcentaje de mejoramiento; es de resaltar que el estrato de arcilla también presentó un importante incremento en su resistencia; el tercer estrato (arena fina) se incrementó en promedio un 40%. Como se observa en la fig 6.13, el número de golpes es mayor a $N > 50$, para una profundidad promedio de 9m, por lo que, no era necesario un mejoramiento de 16m de profundidad.

Lo anterior se ilustra en la fig 6.13, donde se presentan los perfiles promedio del número de golpes con la profundidad, antes y después del mejoramiento.

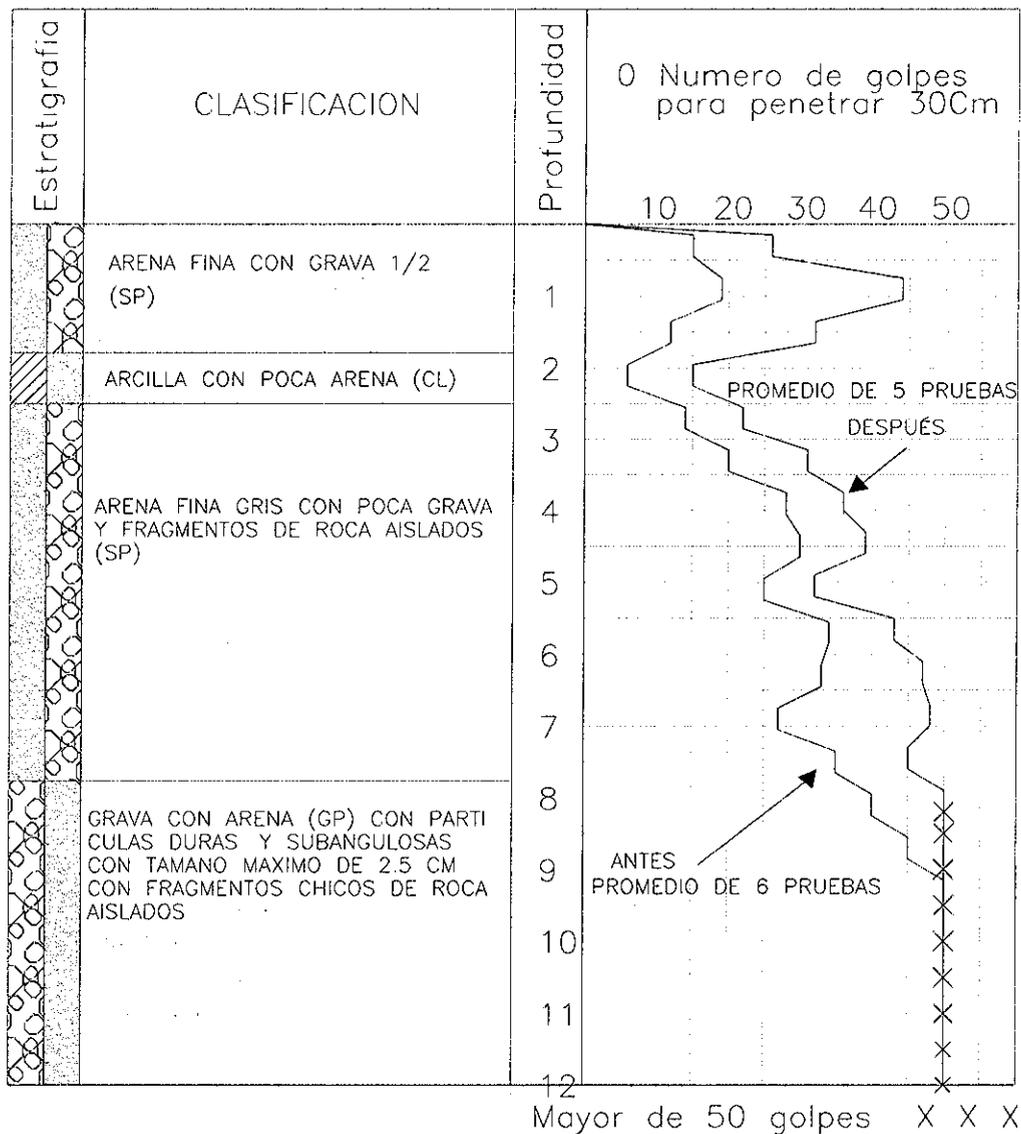


fig. 6.13 Promedio de penetración estándar antes y después del mejoramiento por vibrosustitución, en el patio de carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán. Basado en sondeos realizados por Proyectos Especializados de Ingeniería, S.C.

6.4 Manzanillo, Colima.

6.4.1 Antecedentes

El puerto de Manzanillo, en el estado de Colima, es un puerto natural que sirve a la cuenca del Pacífico. Localizado en la porción llamada Costa de Oro de la Riviera Mexicana, en la bahía del mismo nombre en la costa del Pacífico, en el estado de Colima, a $104^{\circ} 20' 30''$ de longitud oeste y $19^{\circ} 01' 30''$ de latitud norte, cuenta con excelentes vías de comunicación ferroviarias, carreteras y navieras. Este puerto es uno de los más importantes de la costa occidental mexicana, en gran medida por sus conexiones ferroviarias con el interior del país. Manzanillo es el principal vínculo entre el pacífico y el corredor industrial y comercial más importante del país, conformado por las zonas norte, occidente y centro, en donde se localizan los siguientes estados: Aguascalientes, San Luis Potosí, Jalisco, Guanajuato, Querétaro, Zacatecas, Nuevo León, Coahuila, Morelos, Estado de México, Distrito Federal, Hidalgo, Nayarit, Durango, Michoacán y Colima.

Además de ser un importante puerto y sede de la marina mexicana, Manzanillo es una atractiva área turística de clima tropical y playas extensas. Las figs. 6.14 y 6.15 ilustran el croquis del puerto y las instalaciones portuarias, respectivamente.

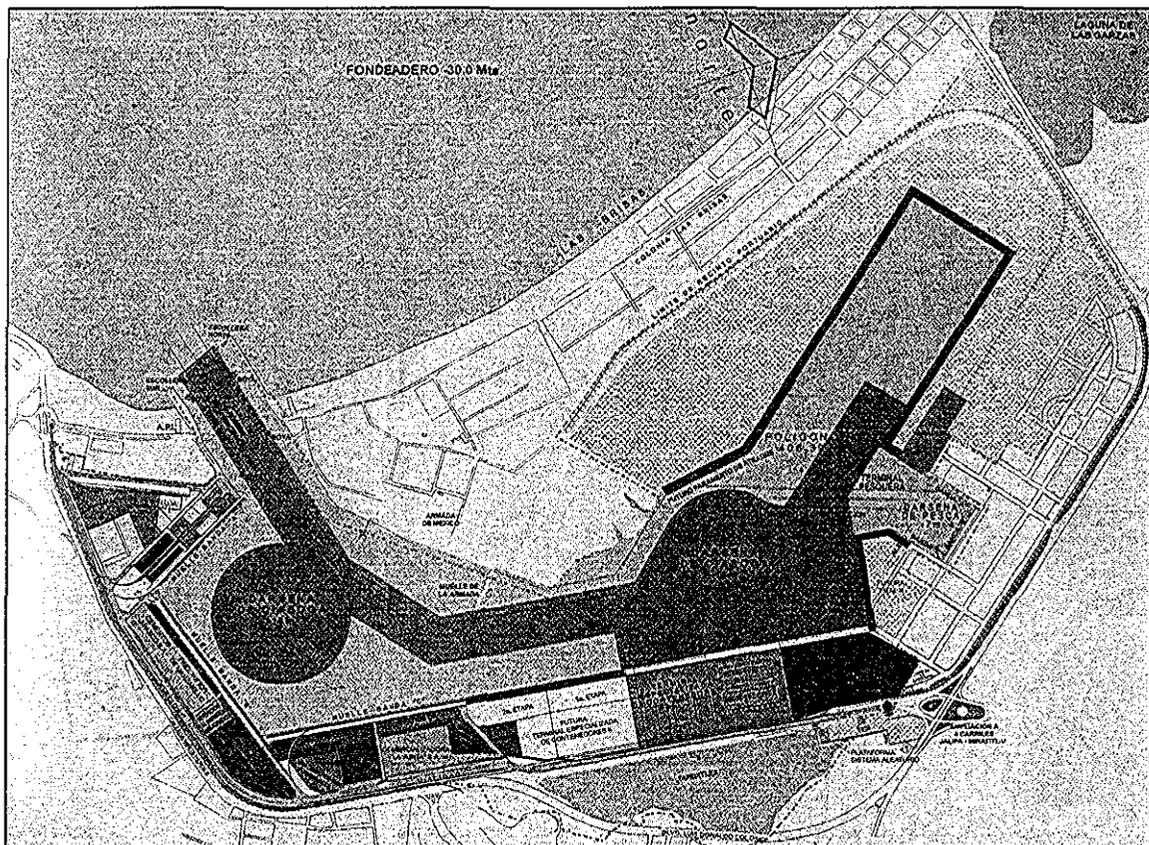


fig. 6.14 Croquis del puerto de Manzanillo (cortesía de Administración Portuaria Integral, API)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Debido al crecimiento del puerto de Manzanillo, se ha ganado terreno al mar depositando grandes volúmenes de suelos granulares, procedentes del dragado de la Laguna de Tapeixtles, y de los bancos de La Tigra, Ejido de Tapeixtles y La Floreña. Estos materiales han sido colocados hidráulicamente, sin compactar.

6.4.2 Descripción general del subsuelo de Manzanillo

La ciudad de Manzanillo, Colima; se localiza al noroeste de la Sierra Madre del Sur, la cual se caracteriza por presentar cadenas montañosas con elevaciones de hasta 2,700m sobre el nivel del mar, con pendientes bastante pronunciadas hacia la costa del Pacífico; la planicie costera es angosta y en algunas zonas no existe planicie costera ya que los lomeríos están demasiado cerca a la costa.

Desde el punto de vista morfológico, la región se puede dividir en las siguientes unidades: una zona montañosa con pendientes fuertes, en las que afloran rocas con drenaje; a lo largo del litoral de la bahía afloran depósitos de playa, al oriente de esos depósitos se encuentra una zona pantanosa; por último, colindando con los pantanos, se localiza una zona constituida por depósitos aluviales y suelos transportados por los ríos y escurrimientos que bajan de la cordillera. Estos suelos aluviales, están constituidos superficialmente por variaciones de arena y limo que presentan a veces intercalaciones de estratos arcillosos.

En la ciudad de Manzanillo los depósitos aluviales están constituidos por grava con arena y se confunden con los depósitos de talud. Los depósitos de talud, ocupan una porción muy limitada en la zona occidental de la ciudad; están constituidos por materiales heterogéneos formados por grava, arena y limo (Martínez et al, 2000).

6.4.3 Rehabilitación y ampliación de patios en la Terminal especializada de contenedores

Durante el sismo de octubre de 1995, se presentó el fenómeno de licuación en esta área, específicamente en los rellenos conformados por material producto del dragado y arenas sueltas, teniendo como efecto que las instalaciones hidráulicas y sanitarias construidas en los rellenos del puerto sufrieran daños, además, otras edificaciones complementarias sufrieron fuertes asentamientos. Como consecuencia de los daños registrados en las instalaciones del puerto de Transportación Marítima Mexicana (TMM), fig. 6.16, ocasionó que las grandes grúas que cargan y descargan los barcos dejaran de funcionar, así como las grúas pórtico que acomodan los contenedores en el patio de almacenamiento no pudieran transitar, debido a los asentamientos que sufrió el subsuelo; y una gran parte de las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias y de otros tipos sufrieron graves daños, lo que obligó a suspender las actividades en este puerto, ocasionando pérdidas millonarias no sólo a los concesionarios del puerto sino también a los usuarios (Martínez, 2000).

En 1997 se inició la rehabilitación de las instalaciones dañadas en los patios de la terminal especializada de contenedores del puerto, para tal efecto se tuvo que demoler la losa existente, para hacer los trabajos necesarios, fig. 6.16.

En 1998 la empresa Transportación Marítima Mexicana, incrementó el área de almacenamiento de contenedores, ya que tiene gran movilización de grandes cantidades de mercancía a través de contenedores. Asimismo, amplió la longitud del muelle de recibo pasando de 250 a 500 m de largo, sobre este nuevo muelle se colocaron otras dos grúas, con las que se realizan las maniobras de carga y descarga de los barcos. La ampliación de los patios de almacenamiento se realizó hacia el sur de la primera Terminal, fig. 6.16, con una altura promedio de 3m con respecto al nivel medio del mar.

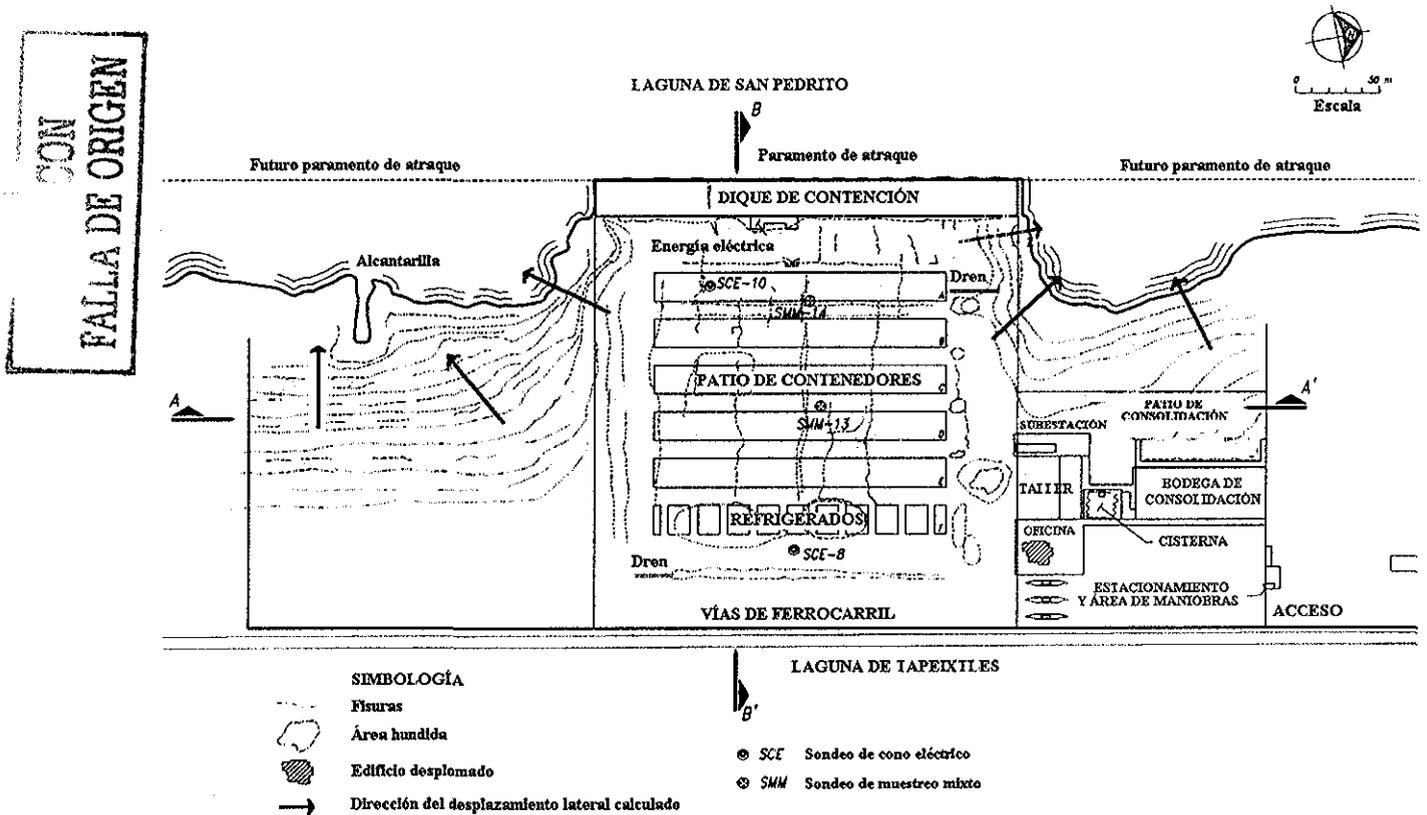


fig 6.16 Ampliación de los patios de almacenamiento y la longitud del muelle (cortesía Taboada)

Se realizaron sondeos tipo: penetración estándar, mixto, de cono dinámico y de cono eléctrico, para definir la estratigrafía del lugar, así como para evaluar el potencial de licuación de los rellenos que fueron utilizados para ganarle terreno al mar. La localización de los sondeos se indican en la fig. 6.17.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

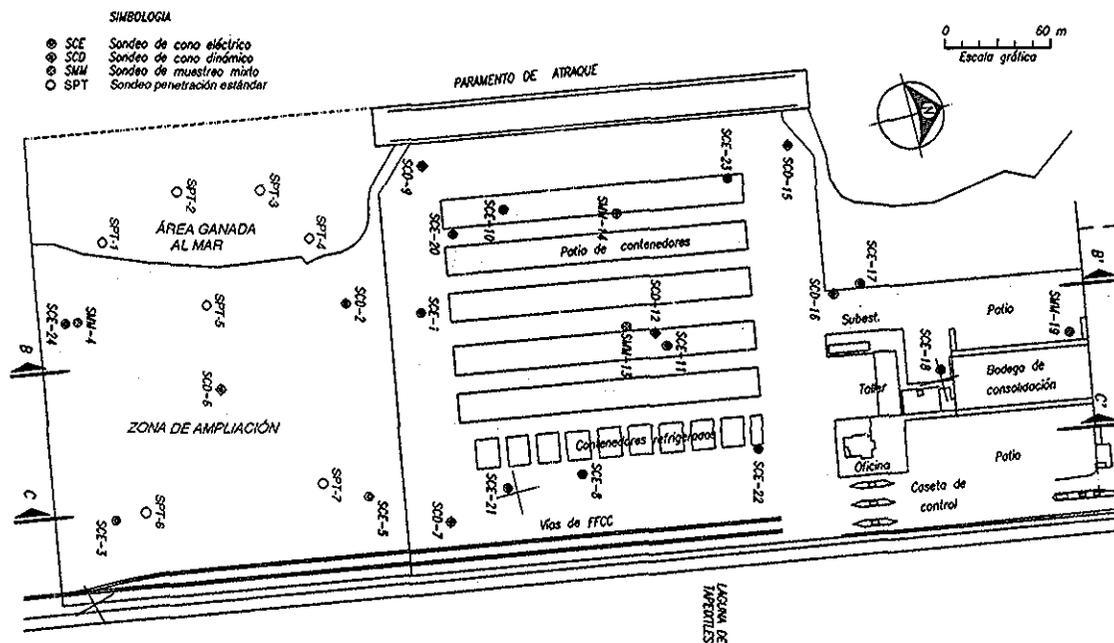


fig 6.17 Localización de sondeos en la terminal especializada de contenedores (cortesía TGC).

Los sondeos mostrados en la figura 6.17 se realizaron en distintos períodos, el primero corresponde a la investigación del subsuelo debido a la rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores (1997), que fue dañada por los efectos del sismo de 1995, para lo cual se realizaron sondeos mixtos, de cono eléctrico y de cono dinámico (círculos negros); el segundo periodo corresponde a la ampliación de la Terminal Especializada de Contenedores (1998), en la que se ejecutaron siete sondeos de penetración estándar, SPT (círculos blancos).

En la ampliación de la Terminal, los sondeos SPT-1, SPT-2, SPT-3 y SPT-4 se hicieron antes de que se le ganara terreno al mar, por lo que había un tirante de agua aproximadamente de 6m, posteriormente se realizó el relleno a volteo con material granular.

Con los sondeos realizados se interpretaron los cortes mostrados en las figuras 6.18 y 6.19, con lo que se concluyó que la estratigrafía más común en la zona de la Terminal de Contenedores, es la siguiente, fig. 6.20.

Primer estrato: De la profundidad 0 a 2.8m (la profundidad 0m corresponde a la cota +3 m con respecto al nivel medio del mar) se distingue un relleno controlado formado por arenas poco limosas con algunas gravas, café grisáceo, medianamente compacta.

Segundo estrato: De 2.8 a 12.2 m de profundidad se identifica la presencia de rellenos hidráulicos compuestos por arenas mal graduadas (uniformes) poco limosas (SP, SP-SM, SM) gris, en estado suelto a medianamente compacto. En la porción sureste del sitio se encuentran lentes arcillosos y van decreciendo hacia el mar.

Tercer estrato: De 12.2 a 16.0 m, yace un depósito de laguna, formado por, arenas finas limosas y turba.

Cuarto estrato: De 16.0 a 21.5 m de profundidad se localiza un estrato arcilloso (CL) muy consolidado, de color gris verdoso. Casi al finalizar este estrato aparece un lente arenoso de color café grisáceo muy compacto.

Quinto estrato: De 21.5 a 23.8 m (fin de sondeos) se encuentra un manto arcilloso muy compactado (CL), con poca arena café claro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

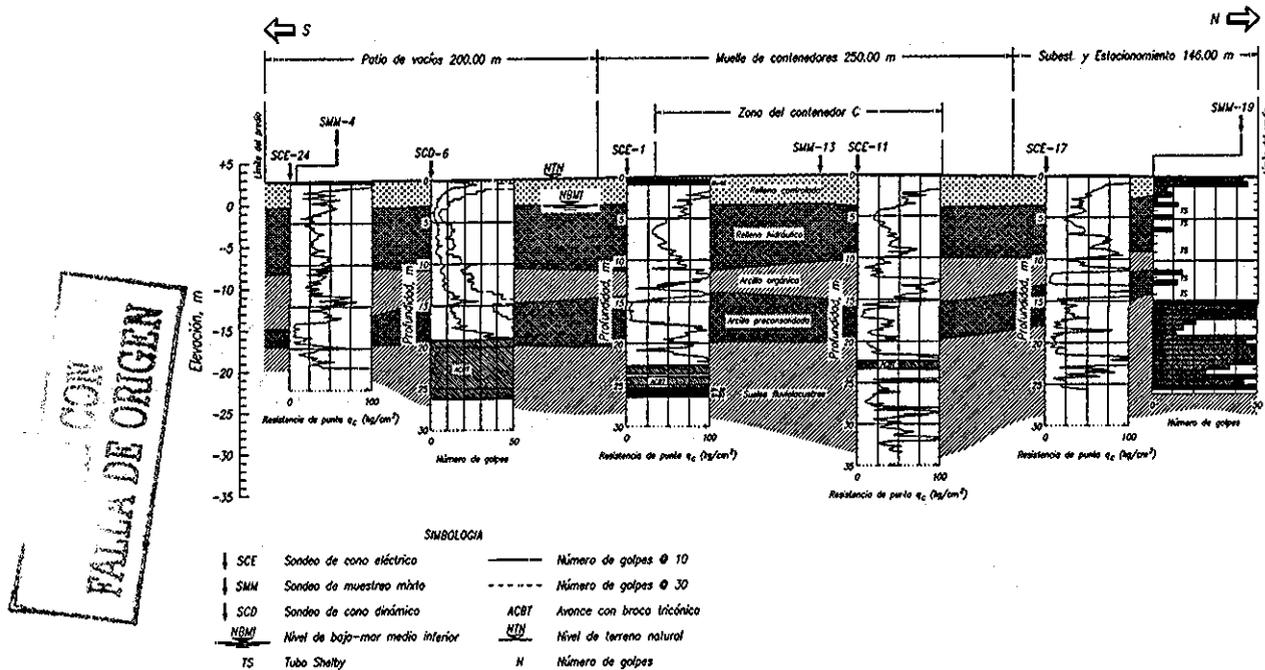


fig 6.18 Interpretación estratigráfica del corte B-B indicada en la fig. 6.17. **Rehabilitación y ampliación de patios en la Terminal especializada de contenedores (cortesía TGC)**

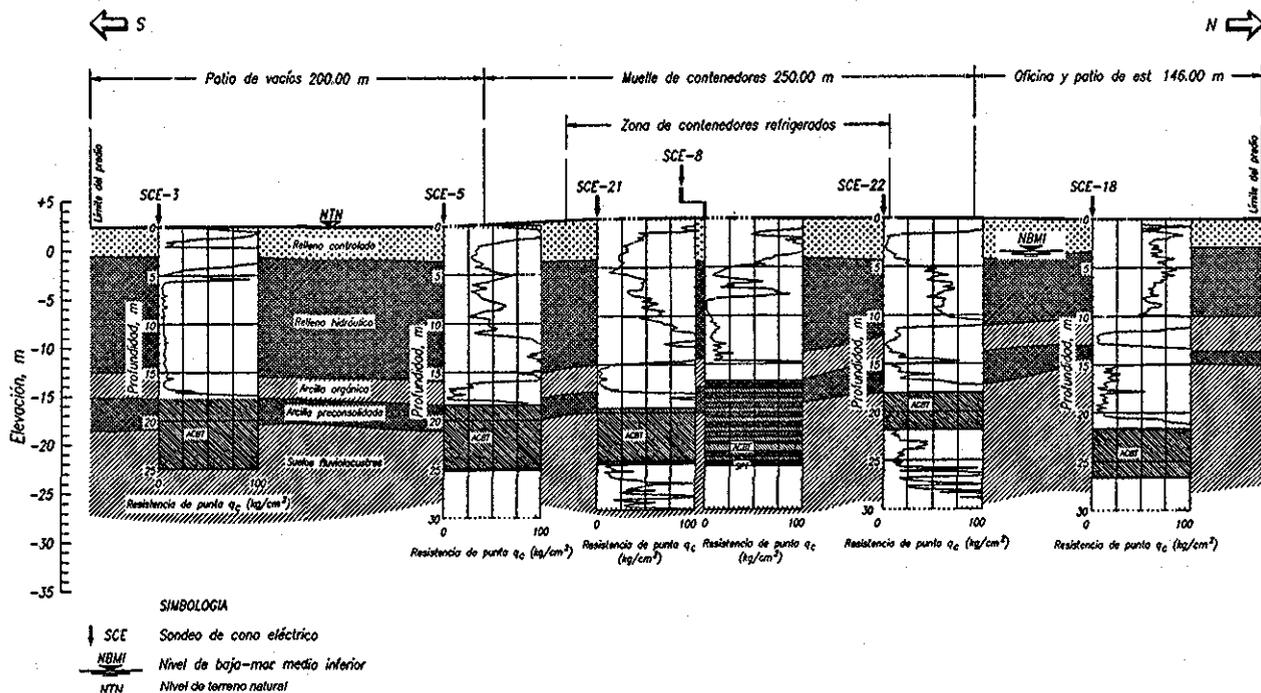
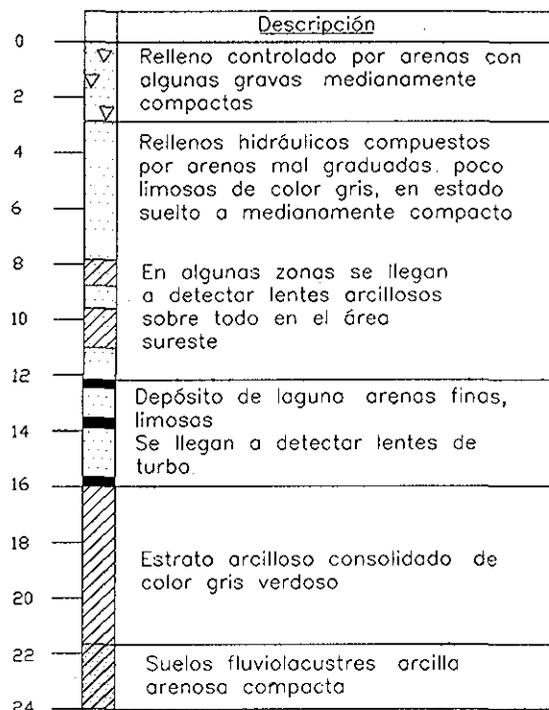


fig. 6.19 Interpretación estratigráfica del corte C-C' indicada en la fig. 6.17. **Rehabilitación y ampliación de patios en la Terminal especializada de contenedores (cortesía TGC)**



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig. 6 20 Estratigrafía de la ampliación de la Terminal de Contenedores, basada en los sondeos realizados por TGC.

6.4.3.2 Mejoramiento de suelo en la rehabilitación y ampliación de la Terminal Especializada de Contenedores

Con los sondeos hechos en 1997 se evaluó el potencial de licuación, y aunado a la experiencia de 1995 se concluyó que se tenía que mejorar el suelo, por la posible repetición del fenómeno de licuación.

Macdonel y Sifuentes (1998), se basaron en los sondeos de penetración estándar realizados en el área de ampliación, para evaluar el potencial de licuación de los rellenos granulares que conforman el subsuelo de los patios de Contenedores. Obtuvieron que para una aceleración mayor de 0.3g el fenómeno de licuación podía afectar los rellenos granulares sueltos a medianamente compactos, en un espesor de cuando menos 9.6 m con respecto al nivel actual de los patios, cota +3m.

A raíz de conocer la susceptibilidad de los rellenos a sufrir licuación bajo sismos similares al que ocurrió en 1995, se observó que en varias edificaciones de Manzanillo, era necesario aplicar métodos para mejorar las condiciones del subsuelo; siendo el método más frecuente el de vibrosustitución (columnas de grava) que se realiza con vibradores de fondo, hasta una profundidad determinada, buscando con ello optimizar las propiedades geotécnicas de los suelos para que sean capaces de soportar cargas, con asentamientos tolerables y se eviten fallas como las presentadas en 1995.

La rehabilitación de la terminal incluyó mejoramiento de suelo, que se llevó a cabo mediante compactación, con vibro aletas y vibrohincador externo, con las características mostradas en la fig. 6.21:

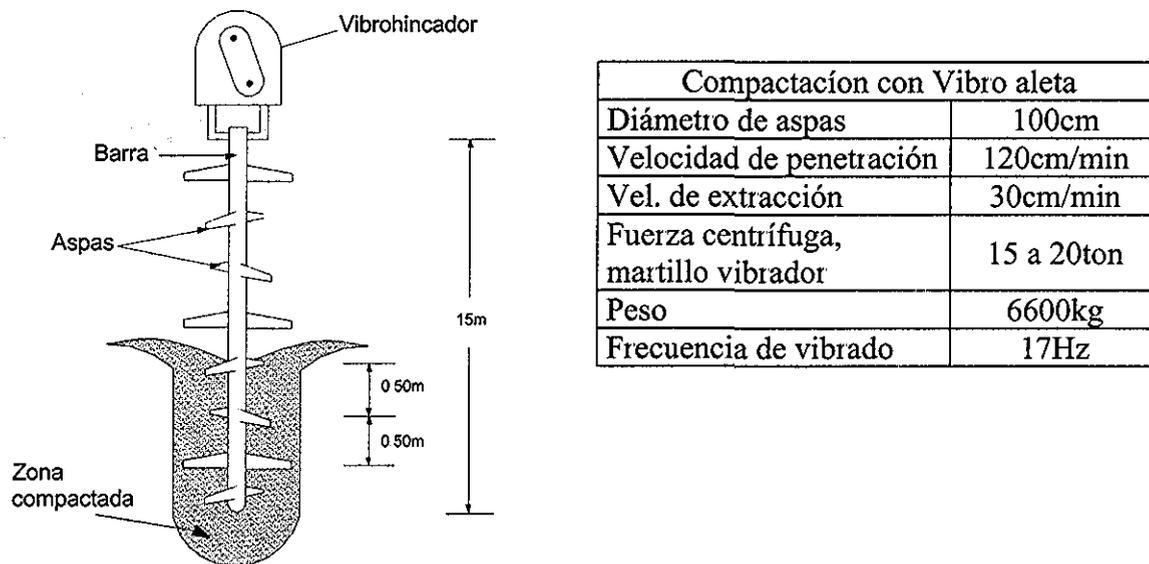


fig. 6.21 Características del tubo vibrador y vibrohincador (Cortesía TGC).

6.4.3.3 Trabajos de compactación con vibro aleta en la rehabilitación

Para realizar la compactación con vibro aleta se tuvieron que retirar las losas, la base hidráulica y la capa subrasante; así como todas las instalaciones que interferían con el proceso de densificación.

El mejoramiento se llevó a cabo en un área de aproximadamente 25000 m², mediante un arreglo mínimo de separación entre barrenos compactadores de 1.3m, estas separaciones se realizaron en forma de un triángulo equilátero (tres bolillos).

El área de mejoramiento se dividió en dos partes, la primera corresponde a la parte adyacente al muelle, abarcando las bandas A, B y C; la segunda incluye las bandas D, E y F, fig. 6.22. La longitud de los barrenos fue variable en cada etapa, dependiendo del límite inferior del relleno hidráulico, en la parte adyacente al muelle se alcanzó una profundidad de 13m, y en la segunda etapa se alcanzó una profundidad aproximada a 8.7m; el diámetro del barreno compactador fue de 1m, en todo el proceso.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

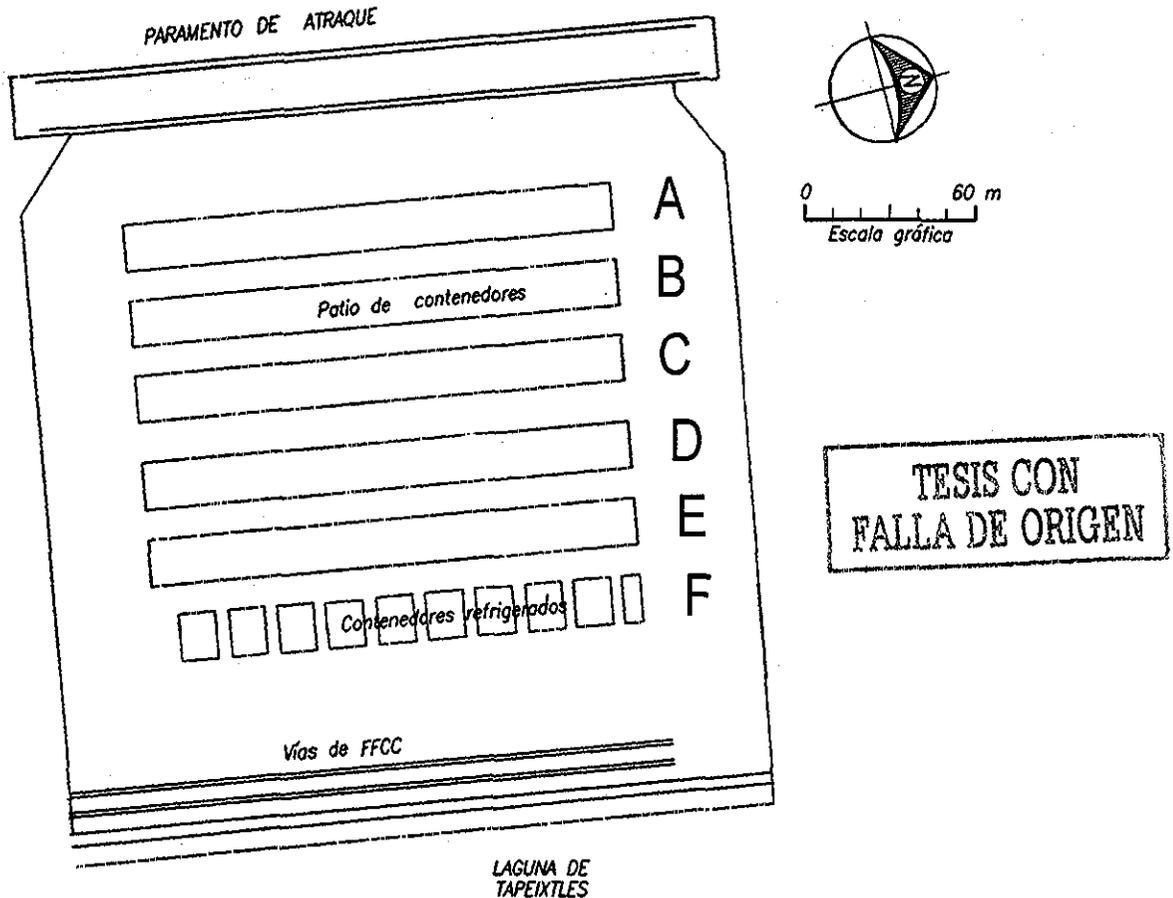


fig. 6.22 División del patio de contenedores en bandas (cortesía TGC)

6.4.3.3.1 Sondeos posteriores del mejoramiento

Para llevar un control en la calidad del mejoramiento de suelo, se realizaron pruebas de cono eléctrico a cada 50 m^2 , durante el proceso de densificación; ejecutándose en el centro de los arreglos de los barrenos compactados.

Los sondeos verificados de las bandas A, B y C, se realizaron hasta una profundidad de 13m; y en las bandas restantes se ejecutaron hasta una profundidad de 8.7 m, ya que estas fueron las máximas en que se mejoró el suelo, en las zonas respectivas.

Los valores de resistencia, proporcionados por la compañía que realizó los sondeos previos y posteriores al mejoramiento, están truncados en valores de 130 y 180 kg/cm^2 , respectivamente. Por esta razón, no se puede precisar el mejoramiento que se obtuvo en el relleno controlado, ya que ambos sondeos sobrepasan estos valores.

En las cuatro comparaciones que se realizaron, el mejoramiento fue menos eficiente en la parte superior del relleno hidráulico, que va aproximadamente de las profundidades 2 a 4m, a partir de esta se puede observar, en cada comparación, que se tiene una mayor eficiencia del mejoramiento en profundidades donde el suelo tiene menor resistencia figs. 6.23a, b, c y d.

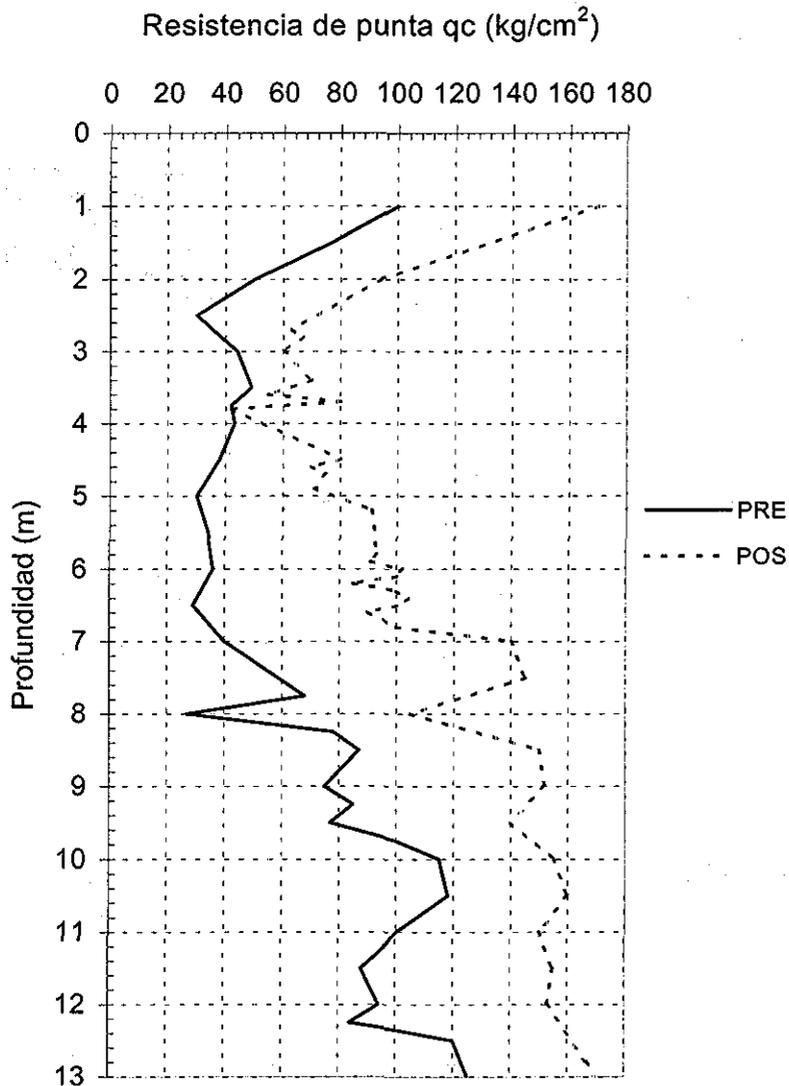
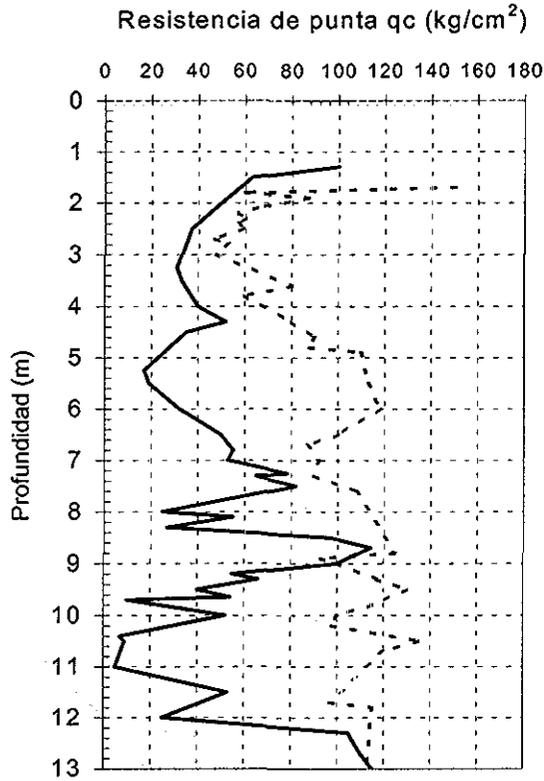


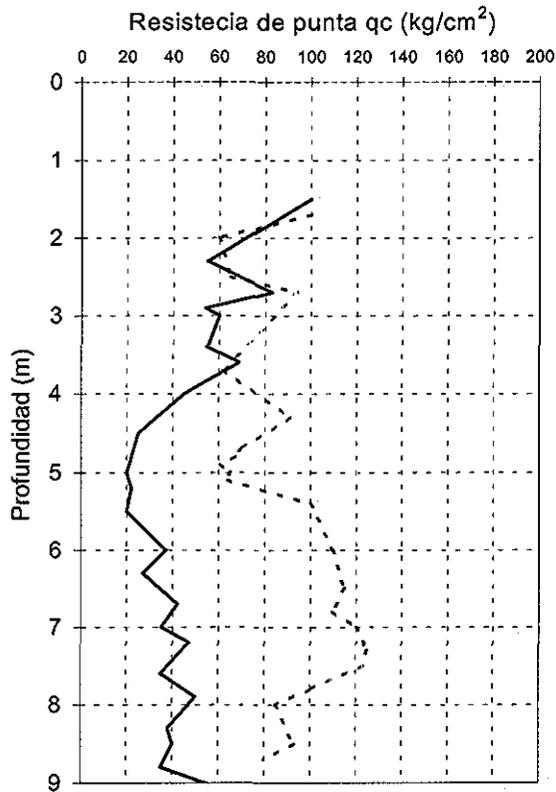
fig. 6.23a. Comparación en la banda A de sondeos de cono eléctrico previos y posteriores al mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



— PRE
- - - POS

fig. 6.23b. Comparación en la banda C de sondeos de cono eléctrico previos y posteriores, al mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.



— PRE
- - - POS

fig. 6.23c. Comparación en la banda D de sondeos de cono eléctrico previos y posteriores, al mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

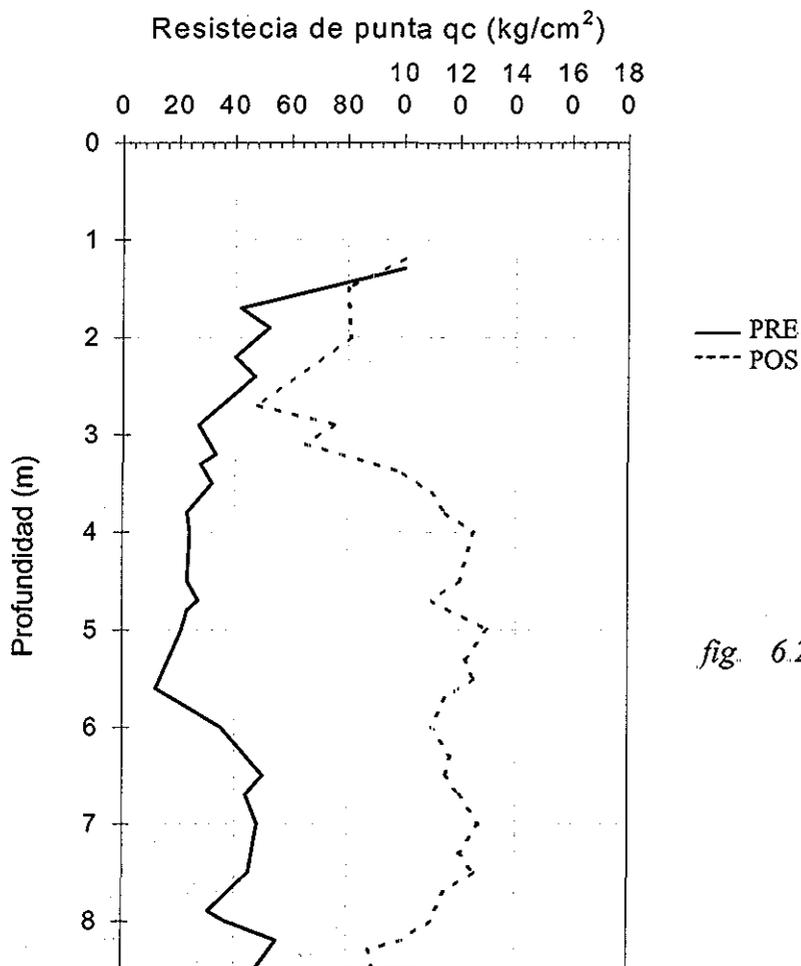


fig. 6.23d. Comparación en la banda F de sondeos de cono eléctrico previos y posteriores, al mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.

En las siguientes tablas, se muestra el porcentaje de mejoramiento para cada banda, se calculó con el área entre las resistencias de los sondeos previos y posteriores, para intervalos de profundidades donde el mejoramiento fue semejante.

Tabla 6.3. Porcentajes de mejoramiento para distintos rangos de profundidad, banda A. Mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.

Profundidad (m)	Porcentaje de mejoramiento (%)
2 a 5	25
5 a 7	63
7 a 8	77
8 a 9.5	61
9.5 a 11	48
11 a 13	52

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.4. Porcentajes de mejoramiento para distintos rangos de profundidad, banda C. Mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.

Profundidad (m)	Porcentaje de mejoramiento (%)
1.9 a 4.3	21
4.3 a 6.7	64
6.7 a 7.7	27
7.7 a 8.5	51
9.5 a 9.5	36
9.5 a 13	72

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Tabla 6.5. Porcentajes de mejoramiento para distintos rangos de profundidad, banda D. Mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.

Profundidad (m)	Porcentaje de mejoramiento (%)
1.7 a 4	11
4 a 5	42
5 a 8.7	66

Tabla 6.6. Porcentajes de mejoramiento para distintos rangos de profundidad, banda F. Mejoramiento con vibro aleta, en la rehabilitación de la TEC.

Profundidad (m)	Porcentaje de mejoramiento (%)
1.2	32
4 a 5	93
5 a 8.7	75

6.4.3.4 Trabajos de vibrosustitución desarrollados en la ampliación

Transportación Marítima Mexicana a través de su empresa Operadora Portuaria Manzanillo (OPM) amplió su muelle de 250 a 500 metros lineales.

El área disponible para ampliar el patio de contenedores fue una superficie de 45,000 m², aproximadamente el 70% de esa superficie correspondía a tierra firme, la otra parte fue rellenada con un material granular sin compactar, para llegar al nivel de proyecto, cota +3. La vibrosustitución se llevo a cabo de la cota de +3 a -7 m, 10 m de profundidad.

El mejoramiento de suelo se realizó en toda el área de ampliación de la Terminal de Contenedores. En total se construyeron 4400 columnas de grava a 10 m de profundidad, con un diámetro promedio de 90 cm cada una.

El volumen de grava utilizado para formar las columnas fue del orden de 29,000 m³ con granulometría de 1 a 3" de diámetro.

Los trabajos de vibrosustitución duraron aproximadamente seis meses y se fueron aplicando conforme estaban disponibles los frentes de trabajos, ya que algunas áreas estaban ocupadas por contenedores vacíos, además, se diseñó un programa especial para no interferir con las maniobras propias de los patios (Martínez et al., 2000).

La separación entre cada columna de grava fue de 3 x 3m en el área de tierra firme y de 2.7 x 2.7m en la superficie ganada al mar ya que se tenía una compacidad menor, en esta área se observaron asentamientos del orden de 50cm al estar construyendo las columnas de grava, lo que nos indica la efectividad visible del método.

El agua que se utilizó para la vibrosustitución fue tomada del mar. Para ello se utilizaron bombas con 10kg/cm² de presión. Asimismo, se construyeron canales para desalojar el agua de los patios hacia el mar.

6.4.3.4.1 Sondeos posteriores del mejoramiento

Durante el proceso de vibrosustitución se efectuaron pruebas de penetración estándar, cercanas a las previas, para verificar el mejoramiento alcanzado.

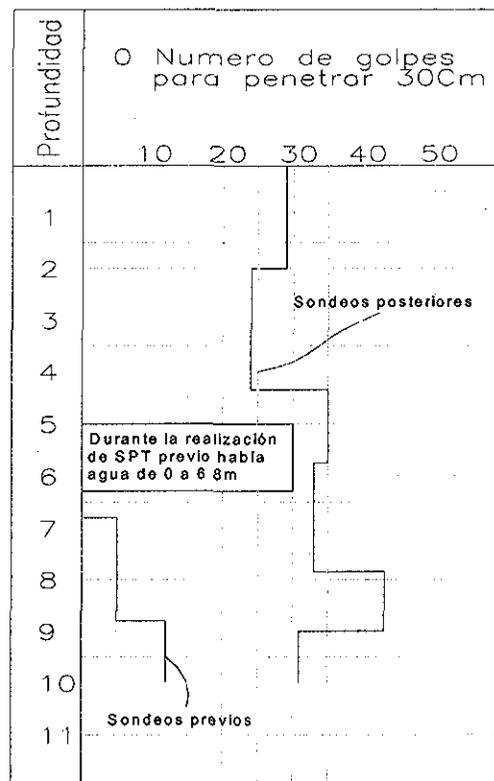
Las comparaciones entre los sondeos previos y los posteriores al tratamiento, se hicieron hasta una profundidad de 10 m, ya que fue la máxima profundidad que se mejoró.

Se compararon primero los sondeos previos y posteriores al mejoramiento en la superficie ganada al mar; para ello se utilizó el promedio de todas las pruebas de penetración estándar realizadas antes y después de la vibrosustitución (Martínez et al., 2000).

El promedio de esos valores se presenta en la figura 6.24, en ella podemos observar que en la profundidad de 0 a 6.8m donde había un tirante de agua, y que posteriormente fue rellenada con material granular a volteo sin compactar; los sondeos verificados indicaron un número de golpes entre 25 a 35 golpes. De 6.8 a 10.0m de profundidad, antes del mejoramiento, los suelos presentaban un promedio de número de golpes de $N=6$. Después de la vibrosustitución, se alcanzaron hasta 43 golpes con la prueba de penetración estándar, fig. 6.24.

En el área de terreno firme también se compararon los valores promedio de las pruebas de penetración estándar, antes y después del mejoramiento (Martínez et al., 2000). En la fig. 6.25. se muestra que en la profundidad de 0 a 2.0 m, el número de golpes pasa de 15 a 32. De 2.0 a 4.3 m, la resistencia a la penetración se incrementó de 10 a 21 golpes; el sondeo verificado registró un lente areno-arcillosos, estos materiales cohesivos no responden a las vibraciones como los suelos granulares limpios. Algo similar sucedió en el estrato de 4.3 a 6.8 m.

En el resto de la profundidad, se registraron valores altos de penetración estándar, en promedio los suelos mejoraron en un 190%, respecto a los valores obtenidos en los sondeos previos.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig. 6.24 Comparación en la superficie ganada al mar de sondeos previos y posteriores a la vibrosustitución en la ampliación de la TEC (Martínez et al., 2000).

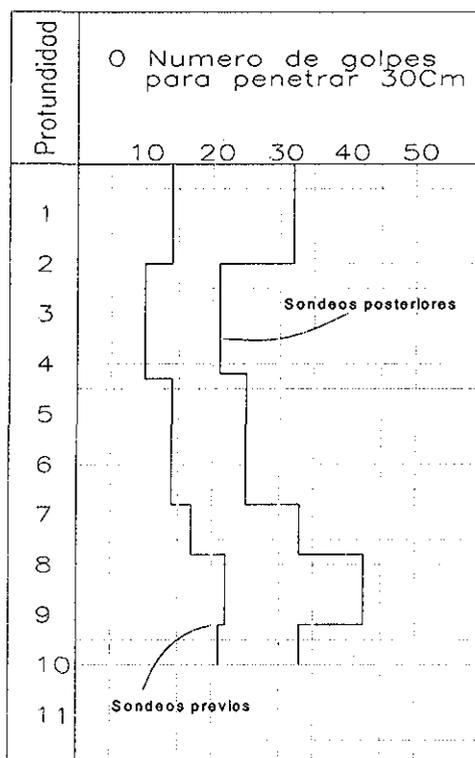


fig. 6.25 Comparación en tierra firme de sondeos previos y posteriores a la vibrosustitución en la ampliación de la TEC (Martínez et al., 2000).

En la superficie ganada al mar los suelos granulares se mejoraron bastante bien, ya que antes de la vibrosustitución dichos suelos presentaban una resistencia baja, después del mejoramiento los sondeos registraron 36 golpes en promedio en toda la profundidad de 10 m. En esa área, la vibrosustitución se realizó en una cuadrícula de 2.7 x 2.7 m.

En la zona de terreno firme las columnas de grava se construyeron con una separación de 3 x 3 m, en esta zona se alcanzaron valores hasta de 46 golpes en los suelos granulares limpios; antes del mejoramiento, en esos mismos suelos el número de golpes en la prueba de penetración estándar era de 22 golpes.

En esta zona se alcanzó hasta 32 golpes en promedio, en toda la profundidad de 10 m. El promedio de todos los valores de penetración estándar antes del tratamiento, era de 17 golpes, lo que induce que en promedio se obtuvo un mejoramiento del 90%.

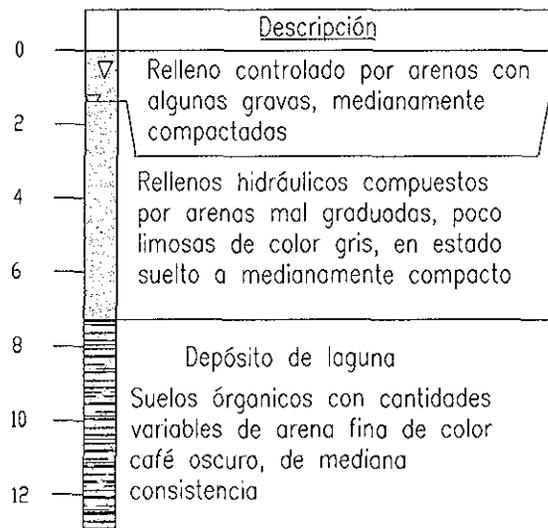
Hubo casos aislados donde no se alcanzaron los 30 golpes, sobre todo en algunos estratos areno-arcillosos, pero mejoraron notablemente pasando de 10 a 21 golpes. Los suelos arcillosos no responden a las vibraciones con la misma intensidad que los granulares limpios, pero tampoco se consideran licuables.

6.4.4 Ampliación de la bodega localizada en la Terminal de Usos Múltiples, T.U.M., (2001)

En el año de 2001 se amplió la bodega localizada al norte de la terminal especializada de contenedores, esta ampliación se realizó hacia la zona sur de la bodega de consolidación de la Terminal de Usos Múltiples (T.U.M.), fig. 6.15, para tal efecto, se demolió el taller existente fig. 6.20, y se retiró la cimentación, que correspondía a una losa de concreto de 0.30m, apoyada en una base hidráulica de 0.60m. Debido a los antecedentes del potencial de licuación de la zona, se decidió mejorar el suelo por medio del proceso de vibrosustitución.

6.4.4.1 Estratigrafía de la zona

La interpretación de la estratigrafía local, fig.6.26, se realizó con la ayuda de tres sondeos tipo penetración estándar, ejecutados hasta una profundidad de 13m, en el área de ampliación de la bodega; con estos se concluyó que había diferencia con la estratigrafía de la terminal especializada de contenedores; en esta interpretación el relleno hidráulico disminuyó su espesor y el depósito de laguna aumentó.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

fig. 6.26 Estratigrafía más común en el área de la ampliación de la bodega localizada en la TUM Basada en sondeos realizados por LAINCO S.A. de C.V.

6.4.4.2 Trabajos de vibrosustitución desarrollados

Para realizar la vibrosustitución se tuvo que retirar la losa, la base hidráulica; así como todas las instalaciones que interferían con el proceso de densificación.

El mejoramiento se llevó a cabo en un área aproximada de 2785m^2 , fig. 6.27, en total se construyeron 288 columnas de grava de 10m de longitud, con un diámetro promedio de 90cm, mediante un arreglo de separación entre columnas de grava de $3 \times 3\text{m}$.

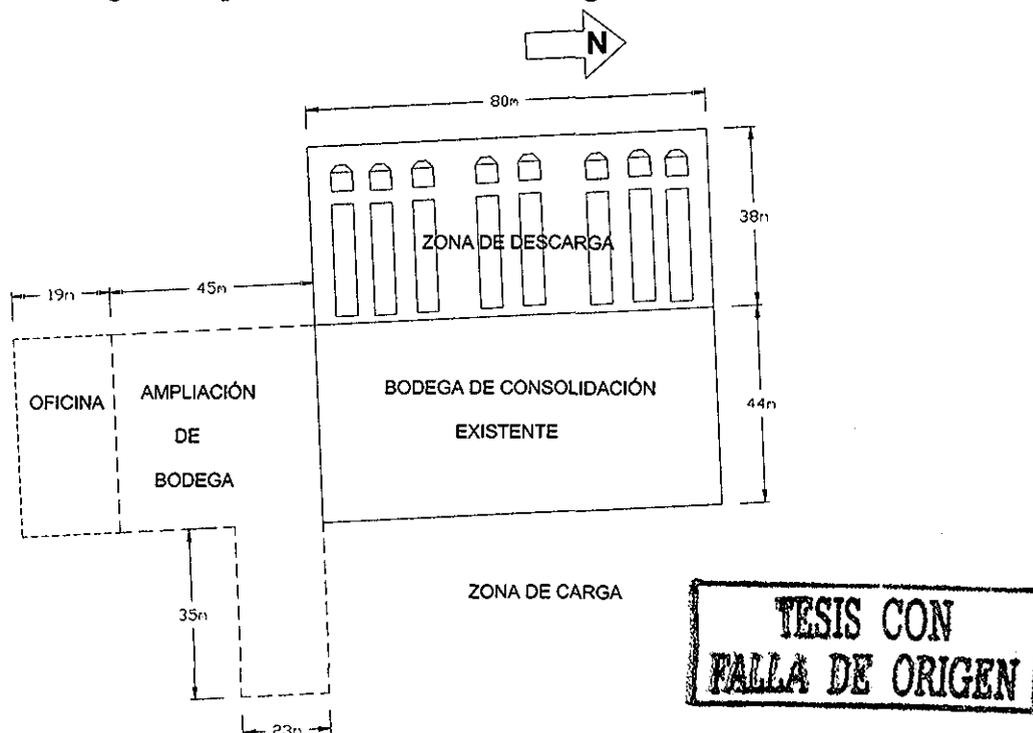


fig. 6.27 Ampliación de la bodega localizada en la Terminal especializada de contenedores.

Se llevó un control en la energía suministrada a un motor de 400 volts; cuando la intensidad de corriente alcanzaba 220 amperes, se lograba la compactación especificada, ya que el incremento de la densidad, provoca un aumento en el consumo de energía del motor, sirviendo esto como un control del proceso.

El tiempo requerido para la construcción de cada columna fue aproximadamente de 15 minutos.

El volumen de grava utilizado para formar las columnas fue del orden de 1835 m^3 , con granulometría de 1 a 3" de diámetro. El agua que se utilizó para la vibrosustitución fue tomada del mar. Para ello se utilizaron bombas de 10 kg/cm^2 de presión.

Debido a que no se quitaron por completo obras subterráneas cercanas a los puntos de mejoramiento (vigas de liga y fosa séptica), en dos ocasiones se provocó un exceso de potencia, quemándose algunos componentes del generador de energía, y como consecuencia, el vibrador dejó de funcionar y su extracción solo con ayuda de la grúa fue imposible, por lo que se retiró el material circundante al vibrador y sin cortar el flujo de agua la grúa hizo viable el objetivo (ver fig. 6.28).



fig 6.28 Retiro del material circundante al vibrador para extraerlo. El mejoramiento se realizó por vibrosustitución en la ampliación de la bodega localizada en la TUM.

Como se puede observar en la fig. 6.27 al sur de la ampliación de la bodega, se contempló la construcción de una oficina, su cimentación se terminó de construir antes de que las columnas de grava en colindancia se realizaran, la separación entre cimentación y columnas de grava fue de 1.5m. En la fig. 6.29 se muestra un asentamiento visible del subsuelo de la cimentación, por lo que la distancia de influencia de una sola columna para este caso fue de aproximadamente 2m.

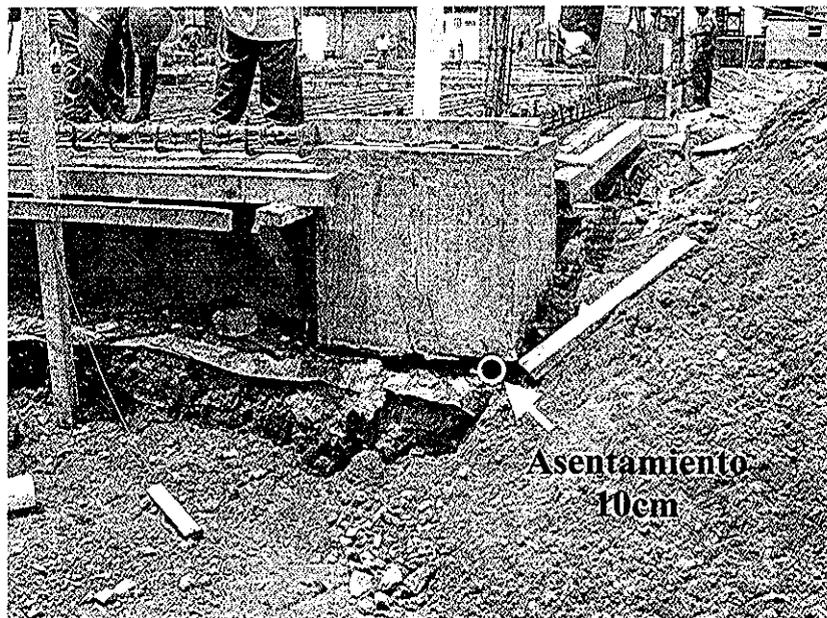


fig 6.29 Asentamiento bajo el dado producido por la construcción de una columna de grava a la derecha de éste. El mejoramiento se realizó por vibrosustitución en la ampliación de la bodega localizada en la TUM.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El asentamiento promedio de toda el área mejorada fue de 50cm. Los trabajos de mejoramiento de este sitio finalizaron en marzo del 2001.

6.4.4.3 Sondeo posterior del mejoramiento

Hasta el momento, solo se ha realizado un sondeo tipo penetración estándar posterior al mejoramiento, éste se comparó con el sondeo previo más cercano. Ambos sondeos se ejecutaron hasta una profundidad de 12m, aunque las columnas de grava llegaron hasta 10m.

En la fig. 6.30 se ilustra el incremento de N, debido al mejoramiento. En el relleno controlado el número de golpes, N, es mayor de $N > 50$, tanto para las pruebas realizadas antes del mejoramiento, como las realizadas después de éste. En el relleno hidráulico se tiene un incremento importante, pasando de un promedio de $N=10$ a un promedio de $N=50$, pero se observa un mayor incremento en su parte superior. En el depósito de laguna, se tuvo un incremento alto en la parte superior, esto se puede deber a una gran migración de la grava hacia el suelo circundante; en su parte inferior no se muestra un mejoramiento importante, ya que se trata de suelos orgánicos, no susceptibles a ser vibrocompactados. Es de resaltar, que se registró un valor mínimo de $N=35$, en el estrato potencialmente licuable (relleno hidráulico).

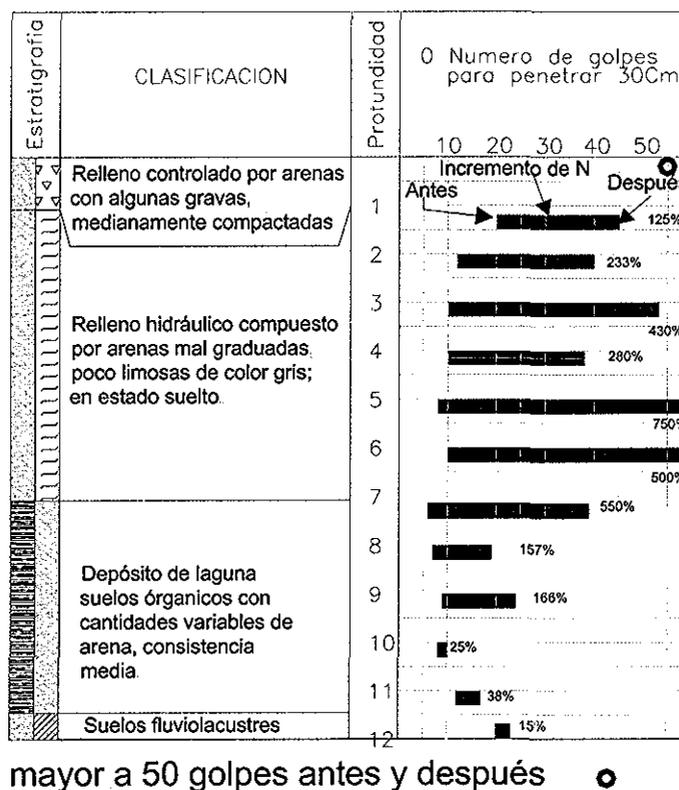


fig. 6.30 Incremento del número de golpes, N. El mejoramiento se realizó por vibrosustitución en la ampliación de la bodega localizada en la TUM.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.4.5 Domos de almacenamiento en Manzanillo, Colima (1998)

En el año de 1998 se construyó una terminal para la importación de granos en el puerto de Manzanillo, comercializadora "La Junta", fig. 6.15, los componentes principales de esta terminal constan de: un sistema de bandas conductoras para la descarga de barcos, un par de domos con un diámetro de 52m para el almacenamiento de granos y una terminal de carga para ferrocarril, fig. 6.31.

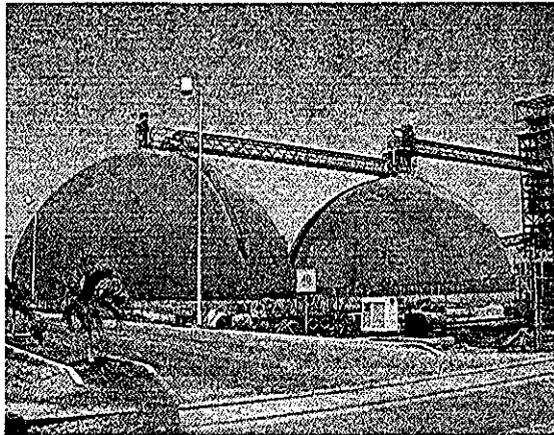
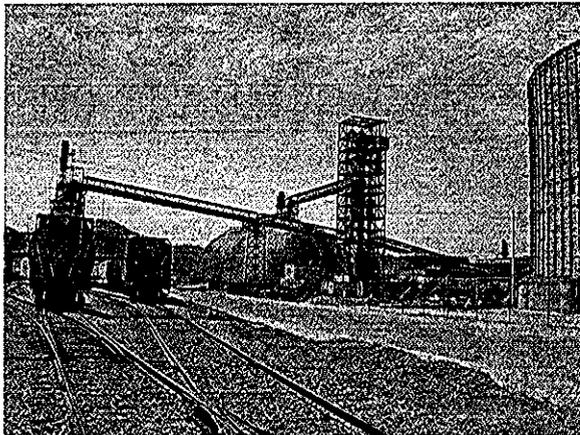


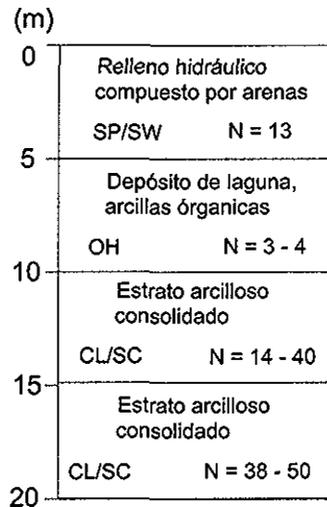
fig. 6.31 Componentes de la terminal de granos, comercializadora "La Junta", Manzanillo, Colima.

6.4.5.1 Estratigrafía y resistencia a la penetración antes y después del mejoramiento

El perfil idealizado del suelo es el siguiente: un primer estrato de relleno hidráulico de arena, SP/SW, apoyado en arcillas orgánicas muy suaves (OH), por debajo de éstas se encuentra una serie de arcillas arenosas, CL/SC, y por último se encuentra un estrato de arena arcillosa con grava.

En la fig. 6.33 se observa el perfil idealizado y el número de golpes, N, de cada capa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

fig 6.33 Perfil idealizado con su respectivo promedio de número de golpes, N. Domos de almacenamiento en Manzanillo, Colima (Suelo - Estructura, 1994,1998).

6.4.5.2 Trabajos de mejoramiento del suelo

La cimentación de los domos es bastante interesante, consta de un reforzamiento del terreno con pilotes de 15m de longitud, colados in situ, con un diámetro de 40cm, y con un cabezal en forma de hongo de 1m de diámetro, los cuales están desarticulados de la superestructura. Sobre los pilotes se colocó y compactó un estrato de grava arenosa de 1m espesor y posteriormente se colocó un estrato de grava de 1.2m de espesor; la separación entre pilotes es de 2.5m; se realizó vibrocompactación en la base y en el relleno hidráulico, alrededor de los pilotes, fig. 6.32.

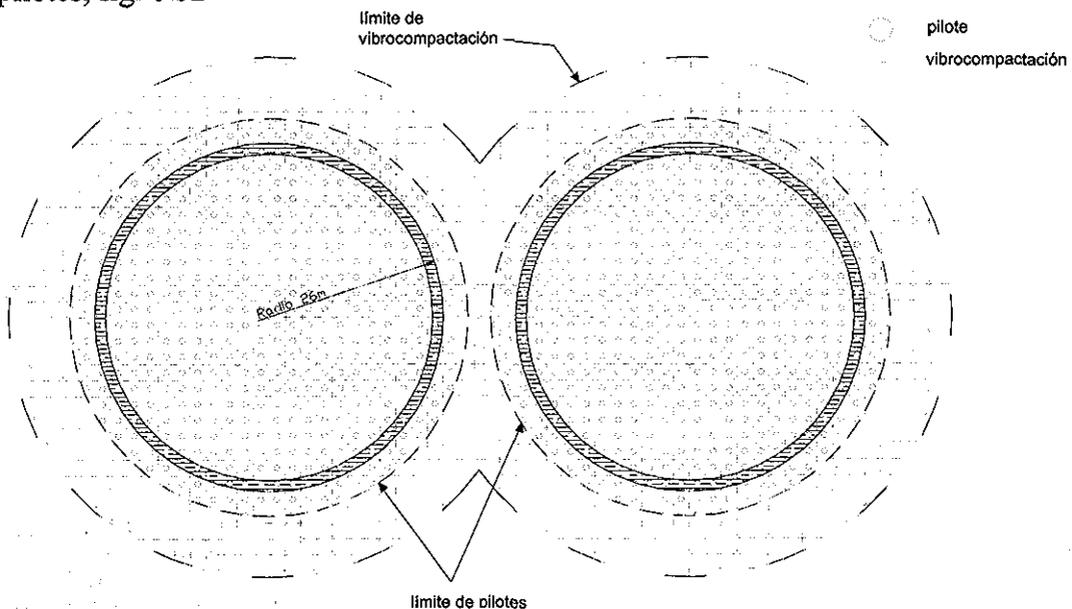


fig. 6.32 Distribución de pilotes y de los puntos de vibrocompactación. Domos de almacenamiento en Manzanillo, Colima.

El proceso de vibrocompactación se realizó con un vibrador tipo "S" descrito en el capítulo quinto.

El relleno de grava en la superficie, además de la arena vibrocompactada y los cabezales, transmiten las cargas a los pilotes en forma eficiente, esto se cuantificó con un análisis de diferencias finitas, determinándose el espaciamiento y la geometría del cabezal óptimos (López et al., 1999).

Este sistema de cimentación proporciona ventajas técnicas y económicas. Dentro de las ventajas técnicas se puede mencionar la admisión de ciertas deformaciones verticales, ya que el sistema es bastante flexible.

6.4.5.3 Sondeos posteriores del mejoramiento

El relleno hidráulico tenía un promedio de número de golpes de $N=13$ antes de hacerse el mejoramiento, después de éste, la resistencia a la penetración aumentó a $N=50$. Cabe señalar que, el relleno fue afectado por el desplazamiento inducido por la instalación de los pilotes y por la vibrocompactación.

6.4.6 Hospital general del IMSS en Manzanillo, Col. (1999)

El lugar donde se construyó el Hospital General de Zona (HGZ) del Instituto Mexicano del Seguro Social, se encuentra en la Av. "Las Garzas s/n", a 130m de distancia del Blvd. Miguel de la Madrid, en la ciudad de Manzanillo, Colima, fig. 6.34. El predio tiene un área de 3.01Ha, teniendo un desnivel máximo de 0.40m. Al sur y sureste se encuentra la Av. "Las Garzas", mientras que en la colindancia Norte existe estructuras de uno y dos niveles destinadas para casa habitación, en tanto que en las colindancias restantes se ubican predios baldíos con una topografía similar a la zona en estudio. El hospital se forma por cuatro cuerpos constituidos por uno y dos niveles.

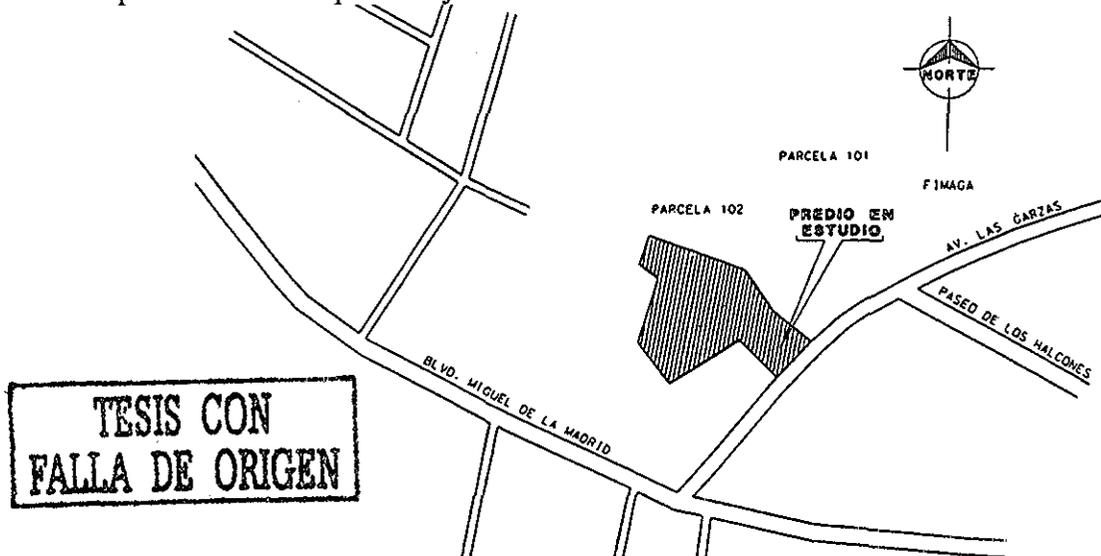


fig. 6.34 Localización del Hospital General de Zona en Manzanillo, Colima, (cortesía IEC, S. C.)

6.4.6.1 Estratigrafía de la zona

Para la identificación de la estratigrafía en esta zona, se realizaron sondeos de penetración estándar. En general, hasta una profundidad promedio de 19m a partir del terreno natural, el subsuelo está constituido por una serie de intercalaciones de estratos de arcilla y de arena, a partir de esta profundidad y hasta la máxima explorada se presenta un depósito de arena de alta compacidad. Las condiciones estratigráficas con detalle son las siguientes (fig. 6.35):

Estrato I.- Desde la superficie del terreno natural que tiene cota promedio de +48.9m y hasta elevaciones +48.3 y +45.7, se detectó un depósito de arcilla de consistencia blanda a media, con número de golpes en la prueba de penetración estándar (N) de 1 a 10. El espesor mayor del estrato se detectó en la parte oriente.

Estrato II.- Posteriormente y hasta las elevaciones de +48.20 y +46.1m, se encontró un estrato de arena de granulometría uniforme, de compacidad muy suelta a media, con N de 3 a 25, intercalada por pequeños estratos de arcilla café de consistencia blanda. Este depósito no se detectó en la parte oriente del predio.

Estrato III.- El estrato siguiente es subyacente al interior y se profundiza hasta las cotas +46.3 +44.8m, está formado por una arcilla gris claro y gris oscuro, de consistencia muy blanda a media, con N de 2 a 13.

Estrato IV.- A continuación y hasta las cotas +44.1 y +38.1m, existe un estrato de arena fina a gruesa, de color café y gris, de compacidad suelta a media, con N de 2 a 23.

Estrato V.- Enseguida y hasta las elevaciones +41.7 y 40.5m, se encontró una arcilla gris oscuro y gris claro, de consistencia blanda a media, con N de 2 a 10, intercalada con lentes de arena fina. Este material tiende a desaparecer hacia el oriente y sur del predio.

Estrato VI.- Posteriormente y hasta las cotas de +40.5 y +38.1m, se detectó una arena fina a gruesa, de color gris, de compacidad media a densa, con N de 10 a 34, existiendo lentes con N mayores a 50.

Estrato VII.- A continuación y hasta la cota +38.4 y +35.4m, se encuentra una arcilla de color gris olivo y gris oscuro, de consistencia media a alta, con N de 3 a 26. Esta arcilla no se localizó en la parte sur del predio.

Estrato VIII.- Subyaciendo al estrato anterior y hasta las cotas +35.9 y +29.7m, se halló una arena fina a gruesa de color gris y café, de compacidad media a muy densa, con N de 15 a mayor de 50; este estrato se encontró en la parte sureste y Noreste.

Estrato IX.- Enseguida y hasta la cota +30.9 y +28.7m, se localizó una arena fina a gruesa de color gris y café, de compacidad densa a muy densa, con N de 42 a mayor de 50, exceptuando algunos lentes muy aislados con N de 12 a 22, a partir de la elevación +43.5m (zona sur del predio).

Estrato X.- A continuación y hasta la cota +29.4 y +28.9m, se encontró una arcilla gris oscura y clara de consistencia rígida a muy rígida, con N de 9 a 24. Esta arcilla solo se localizó en la parte sur oriente del terreno en estudio.

Estrato XI.- Finalmente, subyaciendo a la arcilla descrita anteriormente y hasta la máxima elevación explorada que fue -1.1m se detectó una arena fina a gruesa de color café clara, de compacidad densa a muy densa ($N > 35$), excepto su parte superior donde es media ($N = 24$ a 30).

El estrato II, presenta en la parte noreste del predio, una distribución granulométrica semejante a las arenas con potencial de licuación fig. 6.35, teniendo un contenido de finos de 6 a 28%, además la compacidad relativa determinada a través de correlaciones entre el número de golpes en la prueba de penetración estándar y la presión efectiva de campo, tiene un valor máximo de 55%. Así mismo, este estrato se extiende hacia el sur y noreste del predio, con una compacidad variable entre 30% y 70%, y su porcentaje de finos se incrementa a un rango entre 30% y 37%, lo que esto último le reduce el potencial de licuación. Las tres curvas presentadas en la fig. 6.36 corresponden a la granulometría de la parte inferior, media y superior del estrato potencialmente licuable, respectivamente (estrato II).

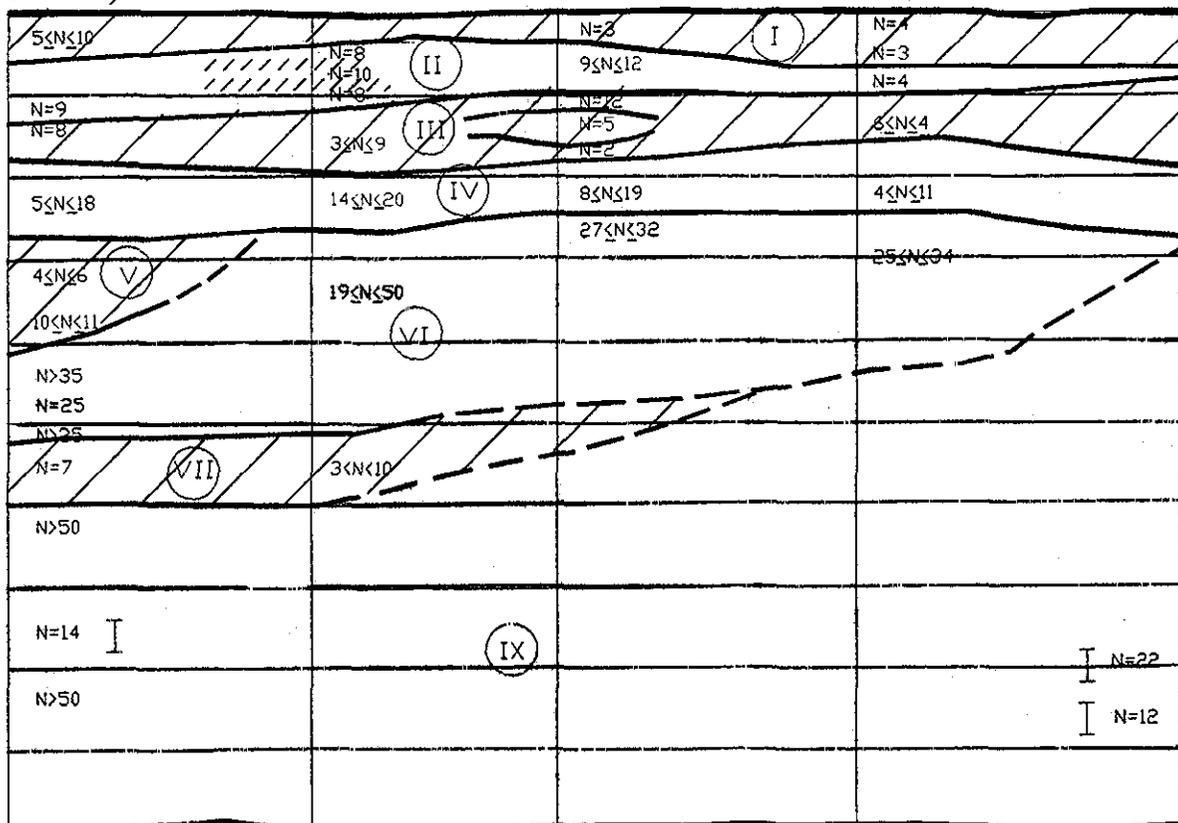


fig 6.35 Interpretación estratigráfica de la zona Norte-Sur. Hospital general del IMSS en Manzanillo, Col. (cortesía IEC, S. C.)

TESTEADO
FALLA DE ORIGEN

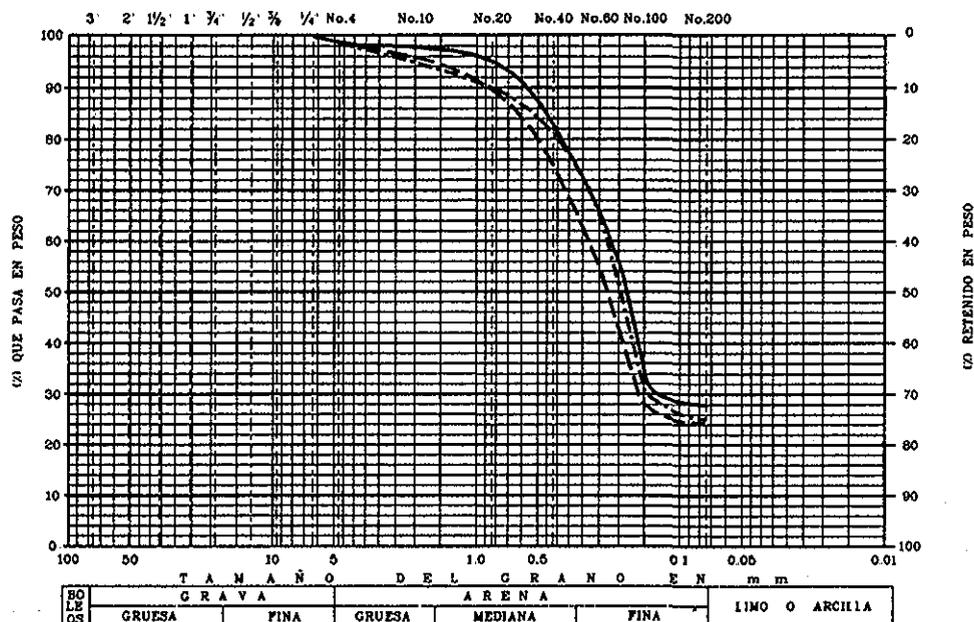


fig. 6.36 Distribución granulométrica del segundo estrato. Hospital General de Zona en Manzanillo, Colima, (cortesía IEC, S. C.)

Por otra parte, el estrato IV presenta una distribución granulométrica diferente a las arenas que tienen potencial de licuación, a excepción de unos casos, sin embargo, en estos la compacidad relativa llega a ser hasta de un 60%, o tienen un alto contenido de finos, por lo que se considera que no tiene problemas de licuación.

Las arenas encontradas a mayor profundidad tienen una compacidad relativa mayor al 70% y salvo excepciones, tienen una distribución granulométrica diferente a las arenas que presentan problemas de licuación.

Pérez et al (1998), evaluaron a partir de los sondeos de penetración estándar el potencial de licuación de los depósitos arenosos granulares que conforman el subsuelo de la zona donde se desplantó el hospital general del IMSS en Manzanillo, Col. Obtuvieron que para aceleraciones máximas mayores de 0.3g, el fenómeno de licuación podía afectar los depósitos granulares sueltos a medianamente compactos.

A raíz de conocer la susceptibilidad de los rellenos y depósitos sueltos a sufrir licuaciones bajo sismos similares a los que ocurrieron en 1995, se decidió hacer un mejoramiento de suelos en el área correspondiente al hospital general, buscando con ello mejorar las propiedades geotécnicas de los suelos para que fueran capaces de soportar cargas, con asentamientos tolerables y evitaran fallas como la licuación de arenas.

TIENEN CON
FALLA DE ORIGEN

6.4.6.2 Trabajos desarrollados de vibrosustitución

De acuerdo con los sondeos, existen estratos de arenas sueltas susceptibles a licuación. En general, el primer estrato de arena, localizado entre los 3 y 6 metros de profundidad, tiene los valores de penetración estándar más bajos, con poco contenido de finos, aunque en algunas zonas; del segundo estrato de arena entre los 8 y 10 metros también presenta potencial de licuación.

El mejoramiento consistió en aplicar el método de vibrosustitución en 8000m^2 ; los puntos de aplicación se distribuyeron en forma cuadrangular de $2.4 \times 2.4\text{m}$; las columnas de grava con un diámetro de 0.90m , se apoyaron en estratos resistentes que se encuentran a profundidades de 5m y 10m . Este mejoramiento se realizó utilizando dos vibradores de fondo tipo "S". Uno de los problemas que se presentó en el mejoramiento, fue la escasa disponibilidad en el lugar de agua requerida por el vibrador. El suministro de agua se realizó mediante un pozo existente en el lugar y una gran cantidad de pipas durante el mejoramiento.

6.4.6.3 Sondeo posterior del mejoramiento

La fig. 6.37 muestra la estratigrafía representante de la zona Noreste del predio en cuestión, como ya se mencionó, es en la que se tiene una menor compacidad. En ésta, también se puede observar que el incremento del número de golpes, N , debido al mejoramiento, es mayor en los estratos de suelos granulares, que en los estratos de arcilla; presentando un porcentaje de mejoramiento de: 122%, 70% y 35%, para el primer, segundo y tercer estrato, respectivamente. Los porcentajes de mejoramiento son mayores en los estratos donde se tenía una menor compacidad relativa.

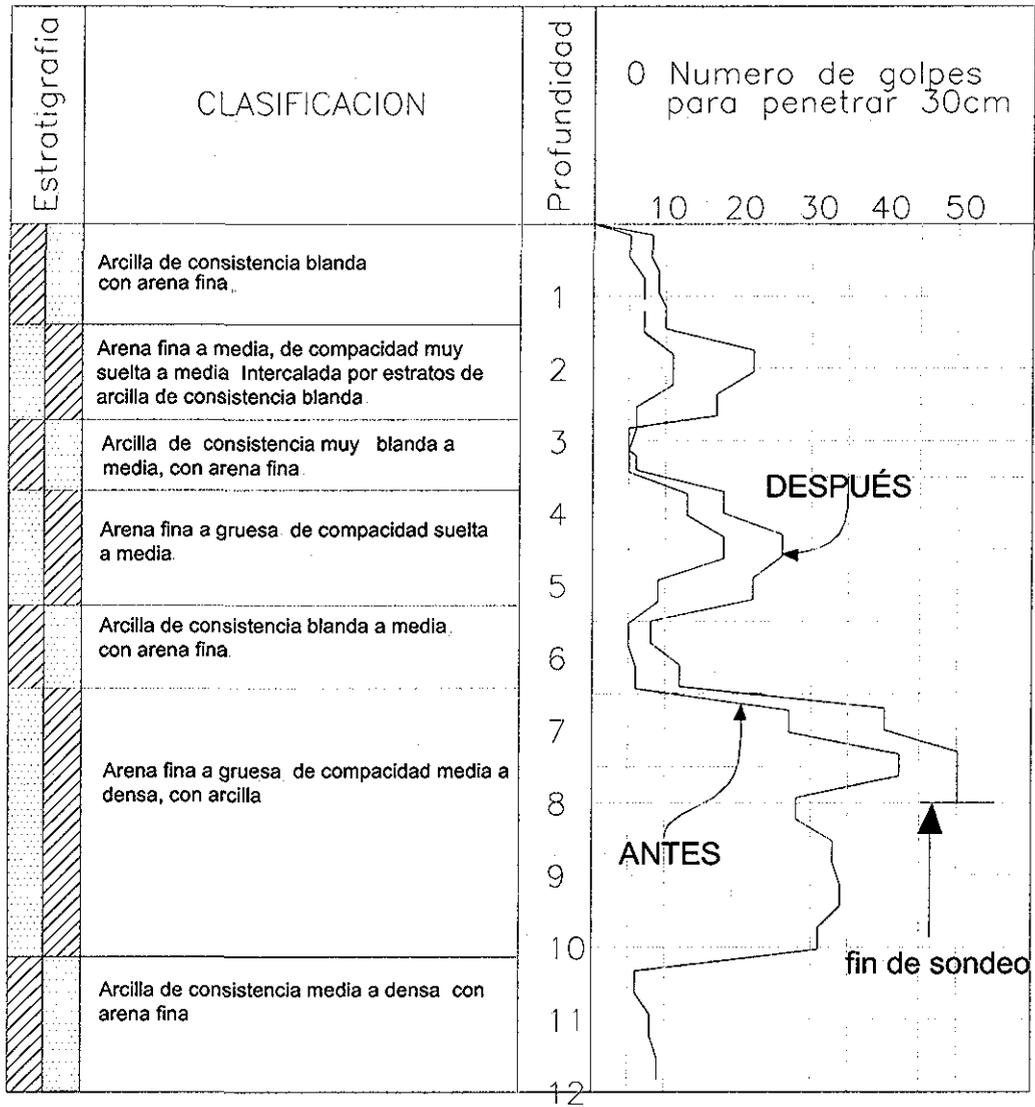


fig 6.37 Comparación del promedio de N, antes y después del mejoramiento por vibrosustitución. Hospital General de Zona en Manzanillo, Colima.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

6.5 Análisis del potencial de licuación

Para determinar la eficiencia del mejoramiento, en algunos de los sitios antes descritos, se comparó el potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento; para tal efecto, se utilizaron los métodos presentados en el capítulo tres; estos métodos como ya se mencionó, consisten en comparar la resistencia a la penetración (número de golpes de la prueba penetración estándar, $(N_1)_{60}$; o la resistencia de punta normalizada, q_{1cN}), con el cociente de esfuerzos cíclicos, τ_{av}/σ_{vo} , que se produce en la masa arenosa a una profundidad dada. Para obtener la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) se consideró la aceleración máxima producida por los sismos que han causado licuación en cada sitio (ver capítulo dos), se hizo esta consideración para ver que hubiera pasado en el caso de que estos lugares hubieran estado mejorados y así determinar su eficiencia. Esta relación (CSR) se comparó con la relación de resistencia cíclica del suelo, CRR, para evaluar el factor de seguridad contra licuación.

En los lugares donde se realizaron pruebas de cono eléctrico, además de emplearse el método de Seed e Idriss modificado (Youd e Idriss, 1997), ya mencionado, se utilizó el método de Robertson et al., (1992) para predecir el potencial de licuación; éste compara la resistencia a la penetración con una resistencia basada en el análisis de una amplia colección de casos historia donde se presentó licuación y donde no; cabe destacar que subestima las características sísmicas de cada sitio, como se verá mas adelante.

A continuación se analiza el potencial de licuación antes y después del mejoramiento en los sitios donde se disponía de la información necesaria para tal efecto.

6.5.1 *Potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento del puerto pesquero en Alvarado, Veracruz*

Como ya se mencionó, este sitio fue mejorado con el método de vibrocompactación, empleando vibroflot con un diámetro (30cm) y capacidad (40 HP) menores a las de los vibradores (tipo "S") que se utilizan actualmente (diámetro 46cm y capacidad 140 HP); la separación de los puntos de vibrado fue de 1.6m, con un diámetro del punto de vibrado de 0.90m.

El mapa de zonificación sísmica que actualmente se usa como base para estimar los movimientos sísmicos en un sitio específico, a falta de estudios detallados para el lugar, se presenta en el capítulo 2.

En este sitio no se tenía antecedentes en la literatura de licuación, por lo que se consideró una aceleración máxima correspondiente a un suelo tipo II y localizado en la zona B (Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, 1993); para calcular la relación de esfuerzos cíclicos, CSR.

6.5.1.1 Potencial de licuación previo y posterior a la vibrocompactación utilizando el método de Seed e Idriss (1982) modificado por Youd e Idriss, 1997. Puerto pesquero Alvarado, Veracruz

En este caso, solo se tenía información de una comparación de un par de sondeos de cono eléctrico (previo y posterior). Enseguida se ejemplifica el procedimiento para obtener el factor de seguridad a una profundidad de 7m.

Análisis previo al mejoramiento

Para evaluar el potencial de licuación, es necesario estimar la relación de esfuerzos cíclicos, CSR, y la relación de resistencia cíclica, CRR. Para fines didácticos se presentan los cálculos necesarios para esta evaluación

Datos para estimar CSR:

Aceleración máxima en la superficie	$a_{\text{máx}} := 0.2 \text{ g}$	
Peso volumétrico	$\gamma := 17$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Profundidad	$z := 7$	m
Profundidad del nivel de aguas freáticas	$z_w := 0$	m
Peso volumétrico del agua	$\gamma_w := 10$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Esfuerzo vertical total a la profundidad z	$\sigma_{v0} := z \cdot \gamma$	
	$\sigma_{v0} = 119$	kPa
Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z	$\sigma_{v0}' := \sigma_{v0} - [\gamma_w (z - z_w)]$	
	$\sigma_{v0}' = 49$	kPa

Factor de corrección que toma en cuenta los efectos de amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar materiales de poca rigidez, como son los suelos (Youd e Idriss, 1997), ver pag. 26.

$$r_d := \frac{(1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad \dots (2)$$

$$r_d = 0.949$$

Sustituyendo los valores en la siguiente expresión se obtiene la relación de esfuerzos cíclicos que se inducen por un sismo en la masa arenosa (ver pag.26) :

$$CSR := 0.65 \frac{a_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d \quad \dots (1)$$

$$CSR = 0.299$$

Datos para estimar CRR

Magnitud del sismo M := 6.5

Resistencia de punta q_c := 3500 kPa

Presión atmosférica Pa := 100 kPa

Factor de normalización
(ver pag. 34) $C_Q := \left(\frac{Pa}{\sigma_{vo}}\right)^{0.5} \quad \dots (11)$

$$C_Q = 1.429$$

Resistencia normalizada
(ver pag. 34) $q_{c1N} := C_Q \left(\frac{q_c}{Pa}\right) \quad \dots (10)$

$$q_{c1N} = 50$$

Con este valor de q_{c1N} se obtiene la relación de resistencia cíclica, CRR, para un sismo de magnitud de 7.5 (Youd e Idriss, 1997), ver pag. 34

$$CRR_{7.5} := \begin{cases} \left[0.833 \left(\frac{q_{c1N}}{1000} \right) + 0.05 \right] & \text{if } q_{c1N} < 50 \\ \left[93 \left(\frac{q_{c1N}}{1000} \right)^3 + 0.08 \right] & \text{if } 50 \leq q_{c1N} < 160 \end{cases} \quad \dots(9)$$

$$CRR_{7.5} = 0.092$$

Idriss (1995) propone un factor de corrección de CRR para un sismo con magnitud, M, diferente a 7.5, y está dado por la siguiente expresión (ver pag. 49):

$$MSF := \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad \dots(24)$$

$$MSF = 1.442$$

En este caso, la magnitud del sismo es de 6.5; por lo que, la relación de resistencia cíclica, $CRR_{6.5}$, toma el siguiente valor:

$$CRR_{6.5} := MSF \cdot CRR_{7.5}$$

$$CRR_{6.5} = 0.132$$

Finalmente, se obtiene el factor de seguridad, FS, comparando ambas relaciones, CSR, y $CRR_{6.5}$ (ver pag. 48):

$$FS := \frac{CRR_{6.5}}{CSR} \quad \dots(23)$$

$$FS = 0.441$$

Con este factor de seguridad menor a la unidad indica licuación a la profundidad analizada (7m).

Análisis posterior al mejoramiento

Después del mejoramiento, la relación de esfuerzos cíclicos se mantiene constante, puesto que el método de mejoramiento es vibrocompactación y no tiene influencia del relleno, la que aumenta es la relación de resistencia cíclica, puesto que la resistencia de punta aumenta.

Datos para estimar CRR :

Magnitud del sismo	$M := 6.5$
Resistencia de punta	$q_c := 20000 \text{ kPa}$
Presión atmosférica	$P_a := 100 \text{ kPa}$
Factor de normalización (ver pag. 34)	$C_Q := \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^{0.5}$ $C_Q = 1.429$
Resistencia normalizada (ver pag. 34)	$q_{c1N} := C_Q \left(\frac{q_c}{P_a} \right)$ $q_{c1N} = 285.714$

Como se puede observar, el valor de q_{c1N} está fuera del rango de valores que definen a la curva CRR_{7.5}, lo cual, indica que no tiene riesgo de licuarse.

$$CRR_{7.5} := \begin{cases} \left[0.833 \left(\frac{q_{c1N}}{1000} \right) + 0.05 \right] & \text{if } q_{c1N} < 50 \\ \left[93 \left(\frac{q_{c1N}}{1000} \right)^3 + 0.08 \right] & \text{if } 50 \leq q_{c1N} < 160 \end{cases}$$

En las tablas 6.7 y 6.8 se despliegan los resultados del análisis de potencial de licuación, previos y posteriores al mejoramiento del suelo, respectivamente. Este análisis se hizo para las profundidades que presentan valores mínimos y máximos de resistencia de punta. Cuando la resistencia de punta corregida, q_{c1N} , es mayor a 160, obviamente no se puede calcular CRR. Por consiguiente el factor de seguridad, F.S, es mucho mayor que uno, evitando así el fenómeno de licuación, como se puede observar en las figuras 6.37 y 6.38. Las últimas cuatro columnas de las tablas previamente mencionadas, corresponden a la corrección por contenido de finos en el estrato de arena arcillosa.

Estos resultados se presentan en la gráfica tradicional de q_{c1N} vs CSR, la curva $CRR_{6.5}$ delimita los resultados que presentan licuación de los que no, figs. 6.37 y 6.39, respectivamente.

De estas gráficas se obtuvo el valor de resistencia q_{c1N} límite, para el cual ya no se presenta licuación. Éste se calculó a partir de la intersección del valor máximo de CSR que se presenta en las profundidades analizadas, con la curva $CRR_{6.5}$. A partir de este punto de intersección se trazó una línea hacia las abscisas, obteniéndose el valor q_{c1N} límite, ver fig. 6.37.

Posteriormente, de la ecuación que define a la resistencia de punta corregida ($q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{Pa} \right)$, donde, $C_Q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5}$) se despejó la resistencia de punta, q_c , ($q_c = Pa \left(\frac{q_{c1N}}{C_Q} \right)$). Por último, sustituyendo el valor de la resistencia q_{c1N} límite, obtenido

anteriormente, se encuentra un valor de q_c límite para cada profundidad analizada. Ésta se graficó junto con la resistencia de punta obtenida en campo, figs. 6.38 y 6.40, en éstas se observa directamente de los sondeos de campo y de manera sencilla las profundidades donde se presenta licuación.

La curva de relación de resistencia cíclica, CRR, y el perfil de resistencia límite de punta, q_c , con la profundidad, nos indican el límite entre licuación y no licuación, figs. 6.37 y 6.38, respectivamente.

El factor de corrección por finos, K_c para el estrato de arena limosa (ver capítulo 3), se estimó partiendo de los datos obtenidos en campo, $CF=15\%$ (este valor es conservador, puesto que se tiene información que es mayor al 15%), aunque no es muy recomendable, como ya se dijo en el capítulo 3, se hizo así puesto que, no se tenía la información necesaria (resistencia en el fuste, f_s) para realizarse como lo recomiendan Robertson y Wride, esta estimación inversa de K_c , nos da una idea de la influencia que tienen los finos en el cálculo de CRR.

Con la hipótesis antes mencionada ($CF=15\%$) se tiene que antes del mejoramiento todo el estrato analizado es potencialmente licuable, excepto los primeros metros (2.7m); considerando la corrección por finos, la parte inferior (10.20 a 10.70m) del segundo estrato que corresponde a una arena limosa también queda exenta de licuación, fig 6.38.

Después del mejoramiento, en los primeros 7.7m (arena fina, CF<15%), se presenta un gran incremento de la resistencia de punta normalizada, q_{cIN} , con lo que el problema de licuación desaparece; en la profundidad de 5.5m, fig 6.40, no se incrementa q_{cIN} , lo que hace pensar que se trata de un estrato arcilloso, puesto que no respondió a la vibración y por lo tanto tampoco se tiene problema de licuación; en el estrato de arena limosa, el análisis sin corrección por finos arroja resultados correspondientes a licuación, para casi todo el estrato, exceptuando las profundidades de 9.80 a 10.20m, con la corrección por finos, estas profundidades se incrementan a 9.50 y 10.80m, a estas profundidades sin potencial de licuación se suman las de 8.60 a 8.95m, fig. 6.40. A una profundidad aproximada de 8m se vuelve a localizar un estrato de arcilla; esto se percibe por las razones antes indicadas. En conclusión, se tuvo un mejoramiento bastante bueno, puesto que si se toma en cuenta la corrección por finos, y las hipótesis de los lentes de arcilla, toda la profundidad analizada queda exenta de licuarse, posterior al mejoramiento.

6.5.1.2 Potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento utilizando el método de Robertson et al, (1992).

Con el método de Robertson et al, (1992); se define tres fronteras: licuación, licuación probable y no licuación, las cuales se definen con las siguientes expresiones, respectivamente:

$$q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_o} \right)^{0.5} < 5000kPa \quad \text{Licuación}$$

$$5000kPa < q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_o} \right)^{0.5} < 7500kPa \quad \text{Licuación Probable}$$

$$q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_o} \right)^{0.5} > 7500kPa \quad \text{No Licuación}$$

Estos límites fueron definidos a partir de una amplia base de datos, en sitios donde se observaron y no evidencias de licuación. Estos tres límites están solo en función de la resistencia de punta, q_c , presión atmosférica P_a , y del esfuerzo efectivo σ'_o . En ningún momento consideran las características del sismo, tales como: magnitud, M, y aceleración máxima en superficie, $a_{m\acute{a}x}$.

Aplicando este método, para las condiciones antes del mejoramiento, se tienen como resultado un suelo potencialmente licuable en las profundidades de 2.7 a 6m y de 8 a 10m, de probable licuación en las profundidades de 6 a 8m y de 10 a 11m, fig. 6.41. Con los datos de resistencia de punta obtenidos después del mejoramiento se observa que ningún estrato analizado es potencialmente licuable, en las profundidades donde se indica una licuación (profundidad de 5.5m y 8m), tampoco corre riesgo de licuarse puesto que se tienen un alto contenido de finos, como se explicó anteriormente (ver fig. 6.42).

El valor de la resistencia de punta mínima (corregida por sobrecarga) necesaria para que no se presente licuación, según este método, es de $q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_o} \right)^{0.5} = 7500 kPa$. Si se normaliza esta

resistencia para todas las profundidades analizadas resulta un $q_{cIN}=75$; entrando a la gráfica de CSR vs q_{cIN} con este valor, se interceptan las curvas para $CRR_{6.5}$ y $CRR_{8.5}$, de esta manera se obtiene un CSR de 0.17 y 0.1, respectivamente (ver figura 6.43). Si ahora, en el primer caso, $CSR=0.17$, despejamos $a_{máx}$ para cada profundidad analizada, de la ecuación

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{máx}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

resultan aceleraciones máximas que varían de 0.108g a 0.166g para la parte superficial y la más profunda, respectivamente; de la misma manera en el segundo caso, para $CSR=0.1$, incluye un intervalo de aceleraciones máximas de 0.063g y 0.068g, respectivamente, para las profundidades ya mencionadas. Con lo cual se concluye que este método subestima el grado de sismicidad de cada sitio. Por lo que se recomienda utilizar el método de Seed e Idris con las modificaciones propuestas por Youd e Idriss en 1997 (ver capítulo 3); para lugares donde la sismicidad es alta.

Tabla 6.9 Resultados del análisis de licuación antes del mejoramiento, Robertson et al., (1992).

ANTES DEL MEJORAMIENTO			
z (m)	qc (kPa)	$5000 (\sigma_{vo}')^{0.5}$	$7500 (\sigma_{vo}')^{0.5}$
		Pa ^{0.5}	Pa ^{0.5}
1.200	7500	1449	2174
1.500	12000	1620	2430
1.700	12000	1725	2587
2.800	3000	2214	3320
4.000	2000	2646	3969
5.300	2000	3045	4568
5.500	1000	3102	4654
5.700	1200	3158	4737
6.000	4800	3240	4861
6.300	4800	3320	4981
6.500	4000	3373	5059
6.700	4200	3424	5136
7.000	3500	3500	5250
7.200	3700	3550	5324
7.500	2100	3623	5434
7.700	3800	3671	5506
7.800	3000	3695	5542
8.000	4500	3742	5612
8.500	1000	3857	5785
8.700	1000	3902	5853
9.000	2000	3969	5953
9.300	1000	4034	6051
9.700	3000	4120	6180
10.000	2800	4183	6275
10.300	7500	4246	6368
10.800	7500	4347	6521
11.000	4000	4387	6581
11.700	2000	4525	6787
12.000	3800	4583	6874
12.400	3000	4658	6987
12.800	7800	4733	7099

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

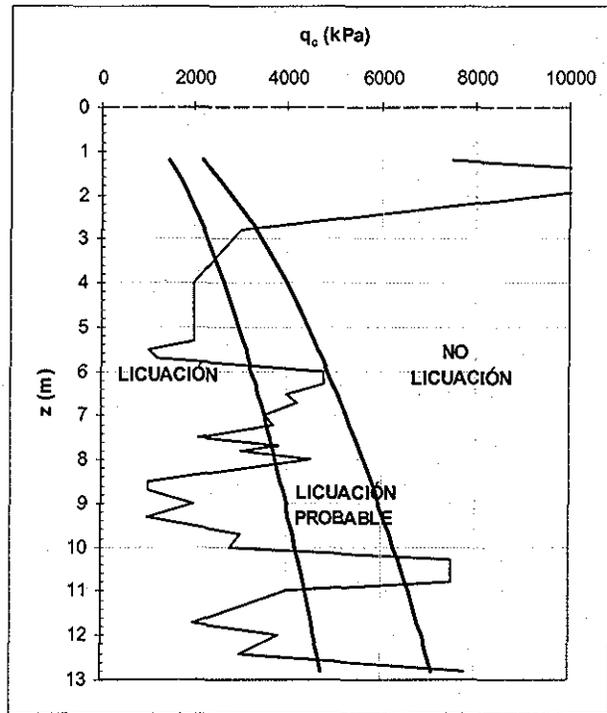


fig. 6.41 Gráfica del análisis de licuación antes del mejoramiento, Robertson et al., (1992) Puerto pesquero en Alvarado.

Tabla 6.10 Resultados del análisis de licuación después del mejoramiento, Robertson et al., (1992).

DESPUES DEL MEJORAMIENTO			
z	qc	$5000(\sigma_{vo}')^{0.5}$	$7500(\sigma_{vo}')^{0.5}$
(m)	(kPa)	$Pa^{0.5}$	$Pa^{0.5}$
1.2	7500	1449	2174
1.5	8000	1620	2430
1.7	7900	1725	2587
2.0	10000	1871	2806
3.0	10000	2291	3437
3.2	12000	2366	3550
3.4	12000	2439	3659
3.6	10000	2510	3765
4.0	10000	2646	3969
4.4	14000	2775	4162
4.6	14000	2837	4256
5.0	18000	2958	4437
5.5	1900	3102	4654
6.0	14000	3240	4861
6.2	18000	3294	4941
6.7	18000	3424	5136
7.0	20000	3500	5250
7.2	20000	3550	5324
7.3	14000	3574	5361
7.5	14000	3623	5434
8.0	800	3742	5612
8.8	8800	3924	5886
9.0	6000	3969	5953
9.3	7000	4034	6051
9.6	6000	4099	6148
10.0	16000	4183	6275
10.5	8000	4287	6430
10.7	7000	4327	6491
11.0	4000	4387	6581
11.7	2000	4525	6787
12.0	3900	4583	6874
12.4	3000	4658	6987
12.8	7800	4733	7099

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

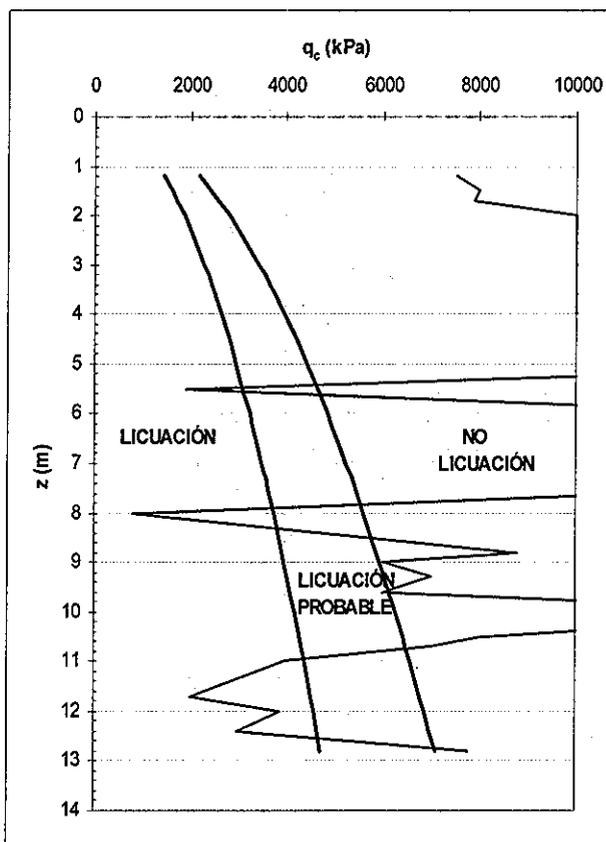


fig. 6.42 Gráfica del análisis de licuación antes del mejoramiento, Robertson et al., (1992) Puerto pesquero en Alvarado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

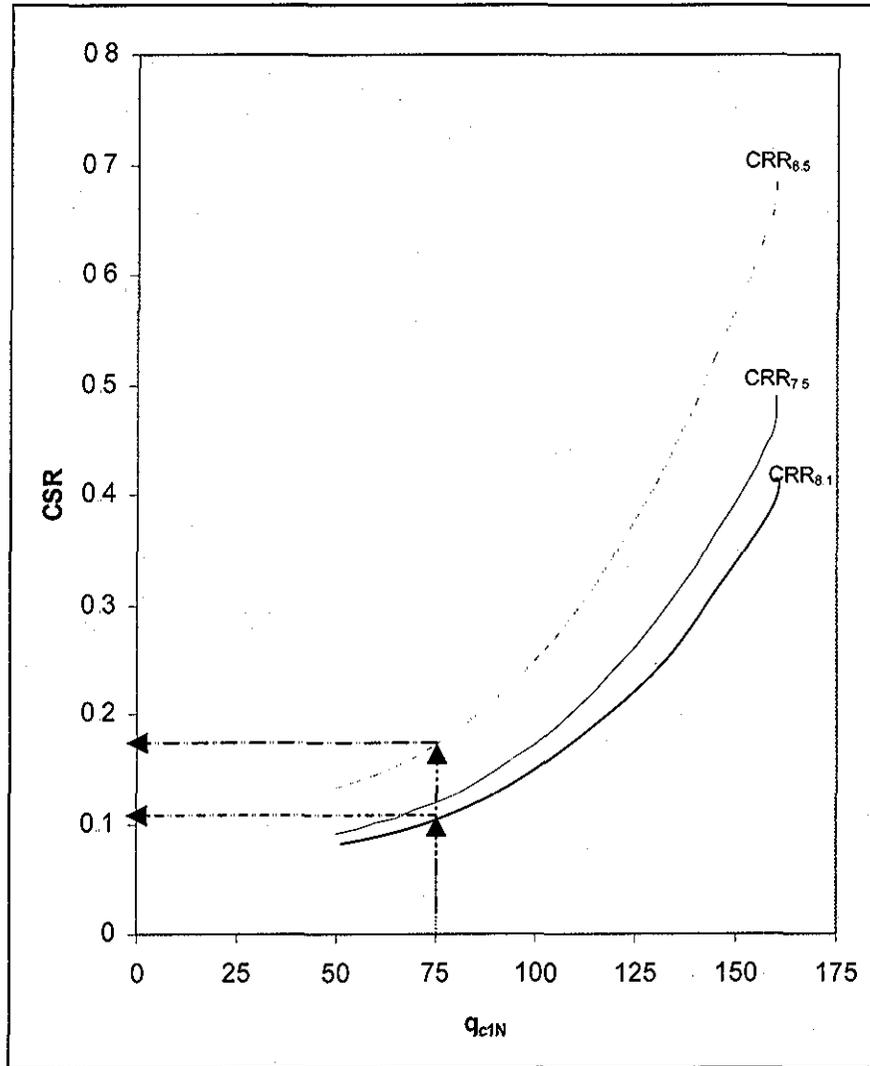


fig. 6.43 Valor máximo y mínimo de CSR que le corresponden a la resistencia mínima para que no se presente licuación (Robertson et al , 1992).

6.5.2 Patio de Carbón en Petacalco, Lázaro Cárdenas, Michoacán

Como ya se mencionó, el método de mejoramiento en Petacalco consistió en vibrosustitución. Las columnas de grava tienen un diámetro de 0.90cm, y están separadas 2.51m. Se formaron con un vibrador de fondo tipo keller "S".

En este sitio se ha registrado en dos ocasiones el fenómeno de licuación, la primera en 1979, con un sismo de $M=6.5$, y una aceleración máxima del terreno de $a_{m\acute{a}x}=0.3g$. La

segunda en 1985, con un sismo de $M=8.1$, y una aceleración máxima del terreno de $a_{\text{máx}}=0.4g$.

6.5.2.1 Potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento en Petacalco (1979), utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997.

Las pruebas realizadas en este sitio, antes y después de la vibrosustitución fueron de tipo penetración estándar. El procedimiento que se siguió para obtener el factor de seguridad contra el potencial de licuación se muestra a continuación para una profundidad de 2.85m. Se presenta a continuación los cálculos necesarios para obtener el F.S.

Análisis previo al mejoramiento

Este procedimiento es similar al que se utilizó para las pruebas de cono eléctrico, con la única diferencia en la gráfica empleada para obtener CRR, en ésta se entra con el número de golpes corregido, $(N_1)_{60}$.

Para evaluar el potencial de licuación, es necesario estimar la relación de esfuerzos cíclicos, CSR, y la relación de resistencia cíclica, CRR.

Cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos, CSR.

Datos necesarios para el cálculo de CSR antes del mejoramiento:

Aceleración máxima en la superficie	$a_{\text{máx}} := 0.3 \text{ g}$	
Peso volumétrico	$\gamma := 18$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Profundidad	$z := 2.85$	m
Profundidad del nivel de aguas freáticas	$z_w := 0$	m
Peso volumétrico del agua	$\gamma_w := 10$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Esfuerzo vertical total a la profundidad
z=2.85m

$$\sigma_{vo} := z \cdot \gamma$$

$$\sigma_{vo} = 51.3 \quad \text{kPa}$$

Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad
z=2.85m

$$\sigma_{vo} := \sigma_{vo} - [\gamma_w (z - z_w)]$$

$$\sigma_{vo} = 22.8 \quad \text{kPa}$$

Factor de corrección que toma en cuenta los efectos de amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar materiales de poca rigidez, como son los suelos (ver pag. 26).

$$r_d := \frac{(1 - 0.4113 z^{0.5} + 0.04052 z + 0.001753 z^{1.5})}{(1 - 0.4177 z^{0.5} + 0.05729 z - 0.006205 z^{1.5} + 0.001210 z^2)} \quad \dots(2)$$

$$r_d = 0.981$$

Sustituyendo los valores en la siguiente expresión se obtiene la relación de esfuerzos cíclicos que se inducen por un sismo en la masa arenosa (ver pag. 26):

$$CSR := 0.65 \frac{a_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}'} r_d \quad \dots(1)$$

$$CSR = 0.43$$

Datos necesarios para el cálculo de CRR antes del mejoramiento :

Magnitud del sismo

$$M := 6.5$$

Número de golpes obtenido en campo

$$N := 14$$

Presión atmosférica

$$Pa := 100 \quad \text{kPa}$$

Factor de corrección por sobrecarga, se recomienda un valor máximo de 2.

(ver pag.32)

$$CN := \left(\frac{Pa}{\sigma_{vo}'} \right)^{0.5}$$

$$C_N := \begin{cases} \left(\frac{Pa}{\sigma_{vo}} \right)^{0.5} & \text{if } CN < 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad C_N = 2$$

Factor de corrección por energía

$$C_E := \frac{E_{real}}{0.60 \cdot E_{teórica}}$$

Ya que el equipo utilizado cuenta con un martillo de seguridad el valor de C_E es de 0.85

$$C_E := 0.85$$

Factor de corrección debido al diámetro de perforación, en este caso el diámetro= 100mm.

$$C_B := 1$$

Factor de corrección por longitud del vástago

$$C_R := 0.75$$

Factor de corrección por método de muestrear

$$C_S := 1$$

(ver pag. 31)

Sustituyendo lo valores anteriores se obtiene el número de golpes corregido, $(N_1)_{60}$,

$$(ver \text{ pag. } 32) \quad (N_1)_{60} := N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

$$(N_1)_{60} = 17.85$$

Con este valor de $(N_1)_{60}$ se obtiene la relación de resistencia cíclica, CRR, para un sismo de magnitud de 7.5, ver pag. 28.

$$x := (N_1)_{60}$$

$$CRR_{7.5} := \frac{0.048 - (0.004721x) + (0.0006136x^2) - (1.673 \cdot 10^{-5} x^3)}{1 - (0.1248x) + (0.009578x^2) - (0.0003285x^3) + (3.714 \cdot 10^{-6} x^4)}$$

$$CRR_{7.5} = 0.193$$

Idriss (1995) propone un factor de corrección de CRR para un sismo con magnitud, M, diferente a 7.5, y está dado por la siguiente expresión:

(Ver pag. 49)

$$MSF := \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad \dots (24)$$

$$MSF = 1.442$$

En este caso, la magnitud de sismo es de 6.5; por lo que, la relación de resistencia cíclica, $CRR_{6.5}$, para esta magnitud tiene el siguiente valor:

$$CRR_{6.5} := MSF \cdot CRR_{7.5}$$

$$CRR_{6.5} = 0.278$$

Finalmente, se obtiene el factor de seguridad, FS, comparando ambas relaciones, CSR, y CRR:

$$FS := \frac{CRR_{6.5}}{CSR}$$

$$FS = 0.645$$

Dado que el F.S. es menor a la unidad, significa que en esta profundidad (2.85m) y con las características sísmicas consideradas, el suelo experimentará licuación.

Procedimiento para obtener el factor de seguridad después del mejoramiento

En este caso, se aplicó el factor de reducción, $1/n$, a CSR, causado por el reforzamiento de las columnas de grava (ver pag. 108), y se obtuvo un CRR con los nuevos datos de $(N_1)_{60}$.

Datos para estimar CSR después del mejoramiento:

Díámetro de la columna $d := 90 \text{ m}$

Área de de la columna $A_c := \frac{\pi \cdot d^2}{4}$

Espaciamiento entre columnas

$$D := 2.51\text{m}$$

Área de influencia de la columna

$$A := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad A = 4.948\text{m}^2$$

Relación de áreas

$$\frac{A_c}{A} = 0.129$$

Ángulo de fricción interna del material de relleno

$$\phi := 40$$

Coefficiente de empuje activo del material de las columnas

$$K_a := \left[\tan \left[\left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \frac{\pi}{180} \right] \right]^2$$

$$K_a = 0.217$$

Sustituyendo en la siguiente expresión que define al factor de reducción de CSR, se tiene:

$$n(K_a) := 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4 \cdot K_a \left[1 - \left(\frac{A_c}{A} \right) \right]} - 1 \right] \quad \dots (29)$$

(ver pag. 93)

$$n(K_a) = 1.698$$

$$\frac{1}{n(K_a)} = 0.589$$

Antes del mejoramiento se tenía un CSR=0.429, después del mejoramiento se reduce a:

$$CSR_d := CSR \cdot \frac{1}{n(K_a)}$$

$$CSR_d = 0.253$$

Datos para el cálculo de CRR posterior al mejoramiento:

Solo cambia el número de golpes obtenido en campo, puesto que, se utilizó el mismo equipo.

Número de golpes obtenidos en campo $N := 22$

Número de golpes corregido

$$(N1)_{60} := N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (N1)_{60} = 28.05$$

Con este valor de $(N1)_{60}$ se obtiene la relación de resistencia cíclica, CRR, para un sismo de magnitud de 7.5

$$x := (N1)_{60}$$

$$CRR_{7.5} := \frac{0.048 - (0.004721x) + (0.0006136x^2) - (1.673 \cdot 10^{-5} x^3)}{1 - (0.1248x) + (0.009578x^2) - (0.0003285x^3) + (3.714 \cdot 10^{-6} x^4)}$$

$$CRR_{7.5} = 0.344$$

La relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 6.5 es:

$$CRR_{6.5} := CRR_{7.5} \cdot MSF$$

$$CRR_{6.5} = 0.496$$

Finalmente el factor de seguridad es igual a:

$$FS := \frac{CRR_{6.5}}{CSR_d}$$

$$FS = 1.959$$

Lo cual indica que después del mejoramiento del suelo el material ya no es licuable.

Los resultados previos y posteriores del análisis de potencial de licuación se presentan en las tablas 6.11 y 6.12, respectivamente, y gráficamente se muestran en las figs 6.41 y 6.42.

Valores de $(N_1)_{60} > 30$, se presentan en materiales granulares en estado muy denso y en la práctica se consideran no susceptibles a licuación. Por lo cual, en las tablas antes mencionadas no se realizó el cálculo del F.S., puesto que éste es mucho mayor que uno.

Antes del mejoramiento se observa en la tabla 6.11, que el primer estrato de arena es potencialmente licuable, así como la parte superficial del segundo estrato de arena. Después del mejoramiento, no se observa ningún problema de licuación en toda la profundidad analizada, puesto que, el número de golpes corregido, $(N_1)_{60}$, es bastante alto para los estratos de arena.

Es de resaltar que con este tipo de mejoramiento (vibrosustitución) la relación de esfuerzos cíclicos se reduce, en este análisis se consideró dicho efecto y se redujo la relación de esfuerzos cíclicos aproximadamente un 40% debido al efecto de reforzamiento de las columnas de grava, (ver pag. 106 y 107).

Proyecto: Puerto pesquero Alvarado, Veracruz
Técnica: Vibrocompactación

Tabla 6.8 Resultados del análisis de licuación después de la vibrocompactación (Seed e Idriss modificado, Youd e Idriss, 1997).

DESPUES DEL MEJORAMIENTO															
Datos de sismo que causó licuación:															
amax= 0.200		g		γ = 17 000 (kN/m ³)					Ic = 2 000						
M = 6 500		MSF _{6.5} = 1 442							Kc = 1 300						
z (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	rd	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	CRR _{6.5}	F.S.	(qc _{1N}) _{cs}	CRR _{7.5}	CRR _{6.5}	F.S.
1.200	20.400	8.400	0.993	75.00	7500.00	2.00	150.00	0.313	0.394	0.568	1.812				
1.500	25.500	10.500	0.990	80.00	8000.00	2.00	160.00	0.313	0.461	0.665	2.126				
1.700	28.900	11.900	0.989	79.00	7900.00	2.00	158.00	0.312	0.447	0.644	2.064				
2.000	34.000	14.000	0.987	100.00	10000.00	2.00	200.00	0.312							
3.000	51.000	21.000	0.979	100.00	10000.00	2.00	200.00	0.309							
3.200	54.400	22.400	0.978	120.00	12000.00	2.00	240.00	0.309							
3.400	57.800	23.800	0.977	120.00	12000.00	2.00	240.00	0.308							
3.600	61.200	25.200	0.975	100.00	10000.00	1.99	199.20	0.308							
4.000	68.000	28.000	0.973	100.00	10000.00	1.89	188.98	0.307							
4.400	74.800	30.800	0.970	140.00	14000.00	1.80	252.26	0.306							
4.600	78.200	32.200	0.968	140.00	14000.00	1.76	246.72	0.306							
5.000	85.000	35.000	0.965	180.00	18000.00	1.69	304.26	0.305							
5.500	93.500	38.500	0.962	19.00	1900.00	1.61	30.62	0.304	0.076	0.109	0.359				
6.000	102.000	42.000	0.958	140.00	14000.00	1.54	216.02	0.302							
6.200	105.400	43.400	0.956	180.00	18000.00	1.52	273.23	0.302							
6.700	113.900	46.900	0.951	180.00	18000.00	1.46	262.84	0.300							
7.000	119.000	49.000	0.949	200.00	20000.00	1.43	285.71	0.299							
7.200	122.400	50.400	0.946	200.00	20000.00	1.41	281.72	0.299							
7.300	124.100	51.100	0.945	140.00	14000.00	1.40	195.85	0.298				366.234			
7.500	127.500	52.500	0.943	140.00	14000.00	1.38	193.22	0.298				254.601			
8.000	136.000	56.000	0.937	8.00	800.00	1.34	10.69	0.296				251.184			
8.800	149.600	61.600	0.926	88.00	8800.00	1.27	112.12	0.292				13.898	0.062	0.089	0.300
9.000	153.000	63.000	0.923	60.00	6000.00	1.26	75.59	0.291				145.759	0.368	0.531	1.815
9.300	158.100	65.100	0.918	70.00	7000.00	1.24	86.76	0.290				98.271	0.168	0.243	0.833
9.600	163.200	67.200	0.913	60.00	6000.00	1.22	73.19	0.288				112.785	0.213	0.308	1.062
10.000	170.000	70.000	0.905	160.00	16000.00	1.20	191.24	0.286				95.150	0.160	0.231	0.801
10.500	178.500	73.500	0.894	80.00	8000.00	1.17	93.31	0.282				248.608			
10.700	181.900	74.900	0.890	70.00	7000.00	1.16	80.88	0.281				121.308	0.246	0.356	1.256
11.000	187.000	77.000	0.883	40.00	4000.00	1.14	45.58	0.279				105.148	0.188	0.271	0.965
												59.259	0.099	0.143	0.514

Arena Limpia

Arena Limosa

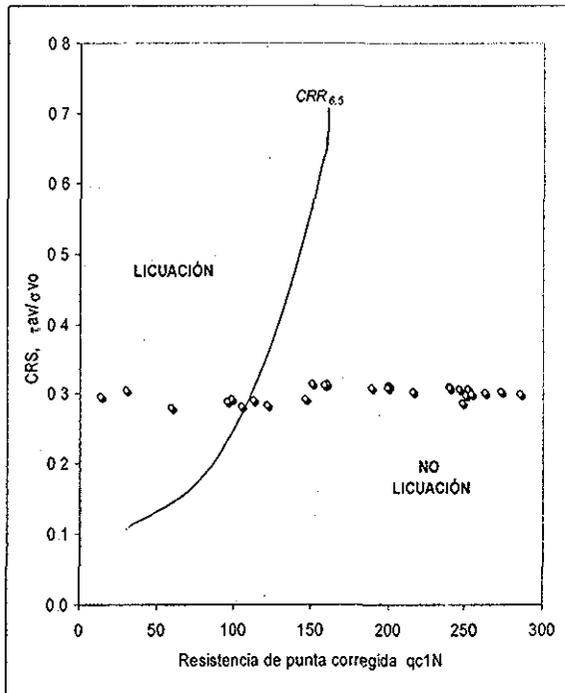


fig. 6.39 Gráfica de los resultados del análisis de licuación después del mejoramiento

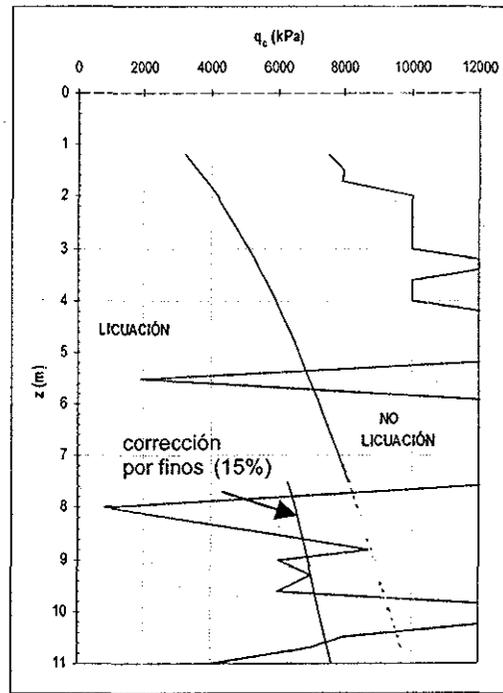


fig. 6.40 Resistencias de punta en campo y limite entre licuación y no licuación, después del mejoramiento.

MOO BIRRY BRUNO COO ALLAN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Puerto pesquero Alvarado, Veracruz
Técnica: Vibrocompactación

Tabla 6.7 Resultados del análisis de licuación antes del mejoramiento (Seed e Idriss modificado, Youd e Idriss, 1997)

ANTES DEL MEJORAMIENTO															
Datos del sismo que causó licuación:															
amax= 0.200 g					$\gamma = 17\ 000\ (kN/m^3)$					Ic= 2 000					
M= 6 500										Kc= 1 300					
MSF _{6.5} = 1.442															
z	σ_{vo}	σ'_{vo}	rd	qc	qc	CQ	qc _{IN}	CSR	CRR _{7.5}	CRR _{6.5}	F.S.	(q _{c1N}) _{cs}	CRR _{7.5}	CRR _{6.5}	F.S.
(m)	(kPa)	(kPa)		(kg/cm ²)	(kPa)										
1.20	20.40	8.40	0.99	75.00	7500.00	2.00	150.00	0.313	0.394	0.568	1.812				
1.50	25.50	10.50	0.99	120.00	12000.00	2.00	240.00	0.313							
1.70	28.90	11.90	0.99	120.00	12000.00	2.00	240.00	0.312							
2.80	47.60	19.60	0.98	30.00	3000.00	2.00	60.00	0.310	0.100	0.144	0.466				
4.00	68.00	28.00	0.97	20.00	2000.00	1.89	37.80	0.307	0.081	0.117	0.383				
5.30	90.10	37.10	0.96	20.00	2000.00	1.64	32.84	0.304	0.077	0.112	0.367				
5.50	93.50	38.50	0.96	10.00	1000.00	1.61	16.12	0.304	0.063	0.091	0.301				
5.70	96.90	39.90	0.96	12.00	1200.00	1.58	19.00	0.303	0.066	0.095	0.313				
6.00	102.00	42.00	0.96	48.00	4800.00	1.54	74.07	0.302	0.118	0.170	0.562				
6.30	107.10	44.10	0.96	48.00	4800.00	1.51	72.28	0.302	0.115	0.166	0.550				
6.50	110.50	45.50	0.95	40.00	4000.00	1.48	59.30	0.301	0.099	0.143	0.476				
6.70	113.90	46.90	0.95	42.00	4200.00	1.46	61.33	0.300	0.101	0.146	0.487				
7.00	119.00	49.00	0.95	35.00	3500.00	1.43	50.00	0.299	0.092	0.132	0.441				
7.20	122.40	50.40	0.95	37.00	3700.00	1.41	52.12	0.299	0.093	0.134	0.450				
7.50	127.50	52.50	0.94	21.00	2100.00	1.38	28.98	0.298	0.074	0.107	0.359				
7.70	130.90	53.90	0.94	38.00	3800.00	1.36	51.76	0.297	0.093	0.134	0.451				
7.80	132.60	54.60	0.94	30.00	3000.00	1.35	40.60	0.297	0.084	0.121	0.407				
8.00	136.00	56.00	0.94	45.00	4500.00	1.34	60.13	0.296				78.174	0.124	0.179	0.606
8.50	144.50	59.50	0.93	10.00	1000.00	1.30	12.96	0.294				16.853	0.064	0.092	0.314
8.70	147.90	60.90	0.93	10.00	1000.00	1.28	12.81	0.293				16.658	0.064	0.092	0.315
9.00	153.00	63.00	0.92	20.00	2000.00	1.26	25.20	0.291				32.757	0.077	0.111	0.382
9.30	158.10	65.10	0.92	10.00	1000.00	1.24	12.39	0.290				16.112	0.063	0.091	0.316
9.70	164.90	67.90	0.91	30.00	3000.00	1.21	36.41	0.288				47.329	0.089	0.129	0.448
10.00	170.00	70.00	0.90	28.00	2800.00	1.20	33.47	0.286				43.506	0.086	0.124	0.435
10.30	175.10	72.10	0.90	75.00	7500.00	1.18	88.33	0.284				114.825	0.221	0.318	1.122
10.80	183.60	75.60	0.89	75.00	7500.00	1.15	86.26	0.280				112.136	0.211	0.304	1.086
11.00	187.00	77.00	0.88	40.00	4000.00	1.14	45.58	0.279				59.259	0.099	0.143	0.514

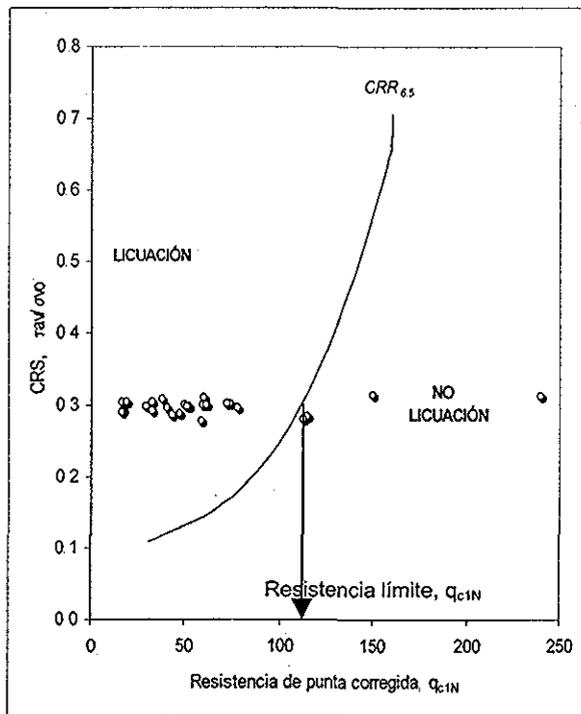


fig. 6.37 Gráfica de los resultados del análisis de licuación antes del mejoramiento

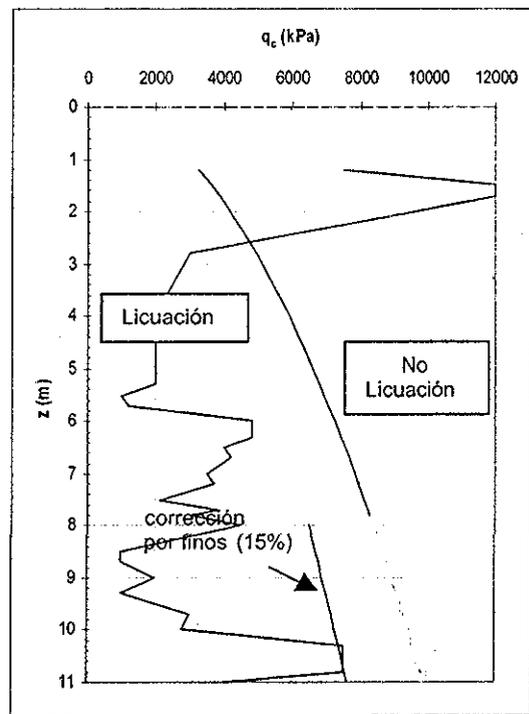


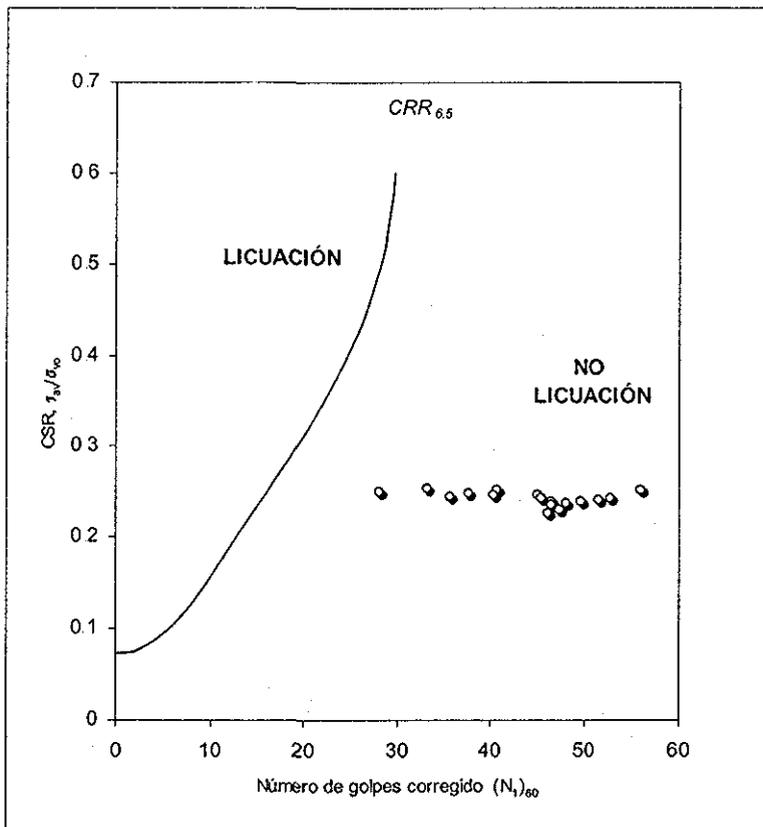
fig. 6.38 Resistencias de punta en campo y límite entre licuación y no licuación, antes del mejoramiento.

TESIS CON FALTA DE ORIGEN

Proyecto: Petacalco Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.12 Resultados del análisis de licuación posteriores al mejoramiento.

DESPUES DEL MEJORAMIENTO																
Datos de sismo que causó licuación:																
amax= 0.3		g		A= 4.95		m ²		A/Ac= 7.78								
M= 6.5		γ= 18		(kN/m ³)		Ac= 0.64		m ²		1/n= 0.58						
MSF _{6.5} = 1.44																
Prof. (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	rd	Nm	(N ₁) ₆₀	CSR	CSRd	CRR _{M=7.5}	CRR _{M=6.5}	F.S.	
0.45	8.10	3.60	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.997	26	33.15	0.437	0.254				
1.05	19.90	8.40	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.992	44	56.10	0.435	0.252				
1.65	29.70	13.20	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.987	32	40.80	0.433	0.251				
2.25	40.50	18.00	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.983	15	19.13						
2.85	51.30	22.80	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.978	22	28.05	0.429	0.249	0.344	0.496	1.994	
3.45	62.10	27.60	1.90	0.85	1.00	0.75	1.00	0.974	31	37.62	0.427	0.248				
4.05	72.90	32.40	1.76	0.85	1.00	0.75	1.00	0.969	36	40.32	0.425	0.247				
4.65	83.70	37.20	1.64	0.85	1.00	0.85	1.00	0.964	38	45.01	0.423	0.245				
5.25	94.50	42.00	1.54	0.85	1.00	0.85	1.00	0.960	32	35.67	0.421	0.244				
5.85	105.30	46.80	1.46	0.85	1.00	0.85	1.00	0.955	43	45.41	0.419	0.243				
6.45	116.10	51.60	1.39	0.85	1.00	0.95	1.00	0.951	47	52.83	0.418	0.242				
7.05	126.90	56.40	1.33	0.85	1.00	0.95	1.00	0.948	48	51.61	0.416	0.241				
7.65	137.70	61.20	1.28	0.85	1.00	0.95	1.00	0.941	45	46.45	0.413	0.240				
8.25	148.50	66.00	1.23	0.85	1.00	0.95	1.00	0.937	50	49.70	0.411	0.238				
8.85	159.30	70.80	1.19	0.85	1.00	0.95	1.00	0.932	50	47.98	0.409	0.237				
9.45	170.10	75.60	1.15	0.85	1.00	0.95	1.00	0.922	50	46.44	0.404	0.235				
10.05	180.90	80.40	1.12	0.85	1.00	1	1.00	0.906	50	47.40	0.397	0.230				
10.65	191.70	85.20	1.08	0.85	1.00	1	1.00	0.890	50	46.04	0.390	0.226				



**TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN**

fig 6.42 Gráfica de los resultados posteriores al mejoramiento.

6.5.2.2 Potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento en Petacalco (1985), utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997.

Para este caso los resultados previos y posteriores del análisis de licuación, se presentan en las tablas 6.13 y 6.14, respectivamente, y en las figs 6.43 y 6.44 se muestran de una manera gráfica.

Los datos para el cálculo de CRR son iguales que para el caso anterior (1979), no así para el cálculo de CSR, puesto que la aceleración máxima en superficie y la magnitud del sismo fue mayor, lo que hace que aumente CSR, a causa de esto, el suelo potencialmente licuable se extendió hacia algunas zonas del segundo estrato de arena, aproximadamente en las profundidades 5.25m y 7.05m.

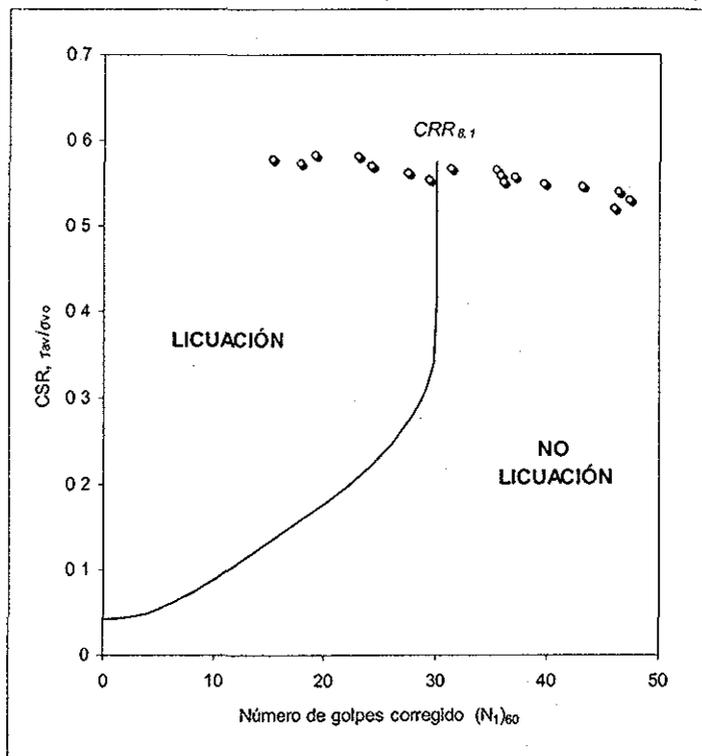
Después del mejoramiento, el número de golpes corregido, $(N_1)_{60}$, fue bastante alto; sin embargo, a una profundidad de 2.85m (parte superior del segundo estrato) se presenta un factor de seguridad menor que la unidad, esto puede ser el reflejo de la presencia de un estrato de arcilla que se encuentra a una profundidad de 2.25 a 2.85m.



Proyecto: Petacalco Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.13 Resultados del análisis de licuación previo al mejoramiento.

ANTES DEL MEJORAMIENTO														
Datos de sismo que causó licuación:														
amax= 0.4 g												γ= 18 (kN/m ³)		
M= 8.1												MSF _{8.1} = 0.821		
Prof. (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	rd	N _m	(N ₁) ₆₀	CSR	CRR _{M=7.5}	CRR _{M=8.1}	F.S.
0.45	8.10	3.60	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.997	15	19.13	0.583	0.206	0.169	0.291
1.05	18.90	8.40	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.992	18	22.95	0.580	0.252	0.207	0.357
1.65	29.70	13.20	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.987	12	15.30	0.578	0.165	0.136	0.235
2.25	40.50	18.00	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.983	6	7.97	0.575			
2.85	51.30	22.80	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.978	14	17.85	0.572	0.193	0.158	0.276
3.45	62.10	27.60	1.90	0.85	1.00	0.75	1.00	0.974	20	24.27	0.570	0.271	0.223	0.391
4.05	72.90	32.40	1.76	0.85	1.00	0.75	1.00	0.969	28	31.36	0.567	0.376	0.309	0.545
4.65	83.70	37.20	1.64	0.85	1.00	0.85	1.00	0.964	30	35.54	0.564			
5.25	94.50	42.00	1.54	0.85	1.00	0.85	1.00	0.960	25	27.50	0.562	0.331	0.271	0.483
5.85	105.30	46.80	1.46	0.85	1.00	0.85	1.00	0.955	34	35.91	0.559			
6.45	116.10	51.60	1.39	0.85	1.00	0.95	1.00	0.951	33	37.10	0.556			
7.05	126.90	56.40	1.33	0.85	1.00	0.95	1.00	0.946	27	29.39	0.553	0.393	0.323	0.584
7.65	137.70	61.20	1.28	0.85	1.00	0.95	1.00	0.941	35	36.13	0.551			
8.25	148.50	66.00	1.23	0.85	1.00	0.95	1.00	0.937	40	39.76	0.548			
8.85	159.30	70.80	1.19	0.85	1.00	0.95	1.00	0.932	45	43.19	0.545			
9.45	170.10	75.60	1.15	0.85	1.00	0.95	1.00	0.922	50	46.44	0.539			
10.05	180.90	80.40	1.12	0.85	1.00	1.00	1.00	0.906	50	47.40	0.530			
10.65	191.70	85.20	1.08	0.85	1.00	1.00	1.00	0.890	50	46.04	0.520			



**TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN**

fig. 6.43 Gráfica de resultados del análisis de licuación previos al mejoramiento.

Proyecto: Petacalco Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.14 Resultados del análisis de licuación posteriores al mejoramiento

DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO															
Datos de sismo que causó licuación:											A/Ac= 7.78				
amax= 0.4 g				γ= 18 (kN/m ³)		A= 4.95 m ²				1/n= 0.58					
M= 8.1		MSF _{8.1} = 0.821				Ac= 0.64 m ²									
Prof.	σ _{vo}	σ' _{vo}	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	rd	Nm	(N ₁) ₆₀	CSR	CSRd	CRR _{M=7.5}	CRR _{M=8.1}	F.S.
(m)	(kPa)	(kPa)													
0.45	8.10	3.60	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.997	26	33.15	0.583	0.338			
1.05	18.90	8.40	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.992	44	56.10	0.580	0.337			
1.65	29.70	13.20	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.987	32	40.80	0.578	0.335			
2.25	40.50	18.00	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.983	15	19.13					
2.85	51.30	22.80	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.978	22	28.05	0.572	0.332	0.344	0.283	0.852
3.45	62.10	27.60	1.90	0.85	1.00	0.75	1.00	0.974	31	37.62	0.570	0.330			
4.05	72.90	32.40	1.76	0.85	1.00	0.75	1.00	0.969	36	40.32	0.567	0.329			
4.65	83.70	37.20	1.64	0.85	1.00	0.85	1.00	0.964	38	45.01	0.564	0.327			
5.25	94.50	42.00	1.54	0.85	1.00	0.85	1.00	0.960	32	35.67	0.562	0.326			
5.85	105.30	46.80	1.46	0.85	1.00	0.85	1.00	0.955	43	45.41	0.559	0.324			
6.45	116.10	51.60	1.39	0.85	1.00	0.95	1.00	0.951	47	52.83	0.556	0.323			
7.05	126.90	56.40	1.33	0.85	1.00	0.95	1.00	0.946	48	51.61	0.553	0.321			
7.65	137.70	61.20	1.28	0.85	1.00	0.95	1.00	0.941	45	46.45	0.551	0.319			
8.25	148.50	66.00	1.23	0.85	1.00	0.95	1.00	0.937	50	49.70	0.548	0.318			
8.85	159.30	70.80	1.19	0.85	1.00	0.95	1.00	0.932	50	47.98	0.545	0.316			
9.45	170.10	75.60	1.15	0.85	1.00	0.95	1.00	0.922	50	46.44	0.539	0.313			
10.05	180.90	80.40	1.12	0.85	1.00	1.00	1.00	0.906	50	47.40	0.530	0.307			
10.65	191.70	85.20	1.08	0.85	1.00	1.00	1.00	0.890	50	46.04	0.520	0.302			

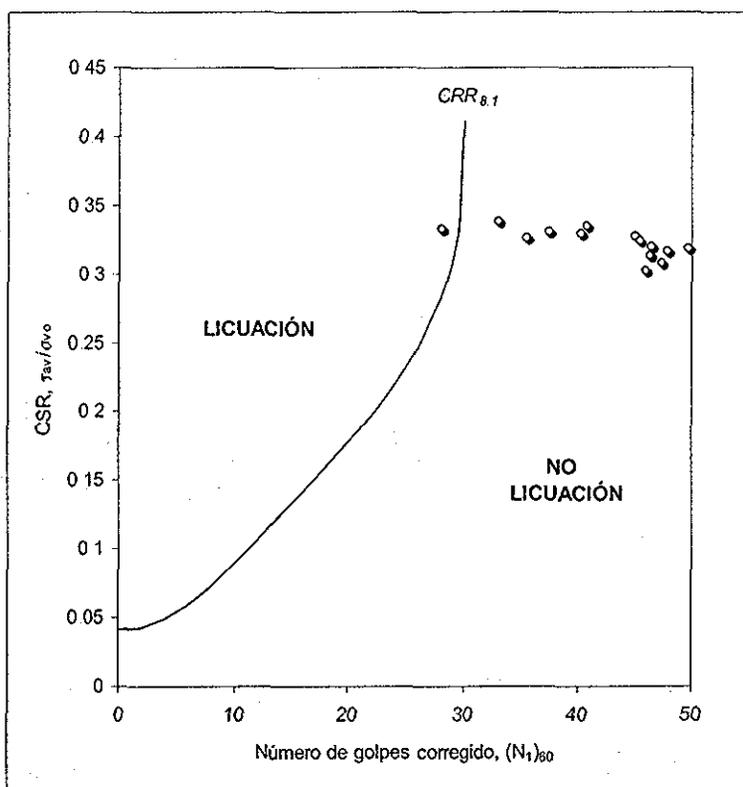


fig. 6.44 Gráfica de resultados del análisis de licuación posteriores al mejoramiento.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.5.3 Rehabilitación de los patios de la Terminal Especializada de Contenedores, TEC, (1995).

Este sitio se mejoró por medio de la técnica de vibro aletas, el diámetro de las aletas era de 1m, la separación de los puntos de vibrado fue de 1.3m.

El sismo que causó licuación (1995) tuvo una $M=7.5$ causando una aceleración máxima en superficie de 0.39g.

6.5.3.1 Potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento, utilizando el método de Seed e Idriss (1982), modificado por Youd e Idriss, 1997.

Los resultados del análisis de licuación previos y posteriores al mejoramiento de las bandas A,C,D y F, se muestran en las tablas 6.15 a 6.22 y gráficamente en las figs 6.45 a 6.60.

Las celdas en blanco de las tablas antes mencionadas corresponden a una resistencia de punta normalizada $q_{cIN} \geq 160$, para estas profundidades se tiene un factor de seguridad mayor que uno, sin tener riesgo de licuación.

Antes del mejoramiento todas las profundidades analizadas son potencialmente licuables, excepto la capa superficial de 2m de espesor. Los resultados después al mejoramiento son los siguientes:

- 1) Para la banda A, se sigue presentando licuación en las profundidades de 2.5 a 7m;
- 2) En la banda C, todo el estrato analizado tiene problemas a excepción de las profundidades de 5m a 6.7m;
- 3) La banda D, no tuvo buena respuesta ante el mejoramiento, puesto que sólo en las profundidades de 2.5 a 3.2m y de 5.2 a 7.4m, no se presenta licuación;
- 4) En la banda F, se tuvo una buena respuesta ante el mejoramiento, pues solo se presenta licuación en las profundidades de 2.5 a 3.2m y de 7.8m al final del sondeo (8.7m).

Se concluye que las bandas A, C y D tuvieron un mal comportamiento ante el mejoramiento de suelos, puesto que el 35%, 60% y 67% de las profundidades analizadas, respectivamente, exhiben licuación. Por otro lado, la banda F tuvo una mejor respuesta ante el mejoramiento, pues solo se presenta licuación en un 18% de la profundidad analizada.

6.5.3.2 Potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento, utilizando el método de Robertson et al., (1992).

Por otra parte, con el método de Robertson et al., 1992, los resultados del análisis antes de mejorar el suelo, las bandas A y C indican no presentar licuación en algunas partes más profundas, en el Este (bandas D y F) sólo la superficie no presenta licuación fig. 6.61.

Después del mejoramiento, obviamente, no se tiene ningún resultado que indique licuación; esto se debe, como ya se mencionó, por las bajas aceleraciones que de alguna manera toma en cuenta este método.

Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6.15 Resultados del análisis de licuación previo al mejoramiento en la Banda A,

ANTES DEL MEJORAMIENTO										
Datos de sismo que causó licuación:										
amax= 0.39		g		γ= 17		(kN/m ³)				
M= 7.5		MSF _{7.5} = 1.00								
z	σ _{vo}	σ' _{vo}	rd	qc	qc	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S
(m)	(kPa)	(kPa)		(kg/cm ²)	(kPa)					
1.00	17.00	7.00	0.994	100	10000	2.00	200.00	0.612		
1.50	25.50	10.50	0.990	77	7700	2.00	154.00	0.610	0.420	0.688
2.00	34.00	14.00	0.987	50	5000	2.00	100.00	0.607	0.173	0.285
2.50	42.50	17.50	0.983	30	3000	2.00	60.00	0.605	0.100	0.165
2.75	46.75	19.25	0.981	37	3700	2.00	74.00	0.604	0.118	0.195
3.00	51.00	21.00	0.979	44	4400	2.00	88.00	0.603	0.143	0.238
3.50	59.50	24.50	0.976	49	4900	2.00	98.00	0.601	0.168	0.279
3.75	63.75	26.25	0.974	42	4200	1.95	81.98	0.600	0.131	0.219
4.00	68.00	28.00	0.973	43	4300	1.89	81.26	0.599	0.130	0.217
4.50	76.50	31.50	0.969	38	3800	1.78	67.71	0.597	0.109	0.182
5.00	85.00	35.00	0.965	30	3000	1.69	50.71	0.594	0.092	0.155
5.50	93.50	38.50	0.962	34	3400	1.61	54.80	0.592	0.095	0.161
6.00	102.00	42.00	0.958	36	3600	1.54	55.55	0.590	0.096	0.163
6.50	110.50	45.50	0.953	29	2900	1.48	42.99	0.587	0.086	0.146
7.00	119.00	49.00	0.949	40	4000	1.43	57.14	0.584	0.097	0.167
7.75	131.75	54.25	0.940	68	6800	1.36	92.32	0.579	0.153	0.265
8.00	136.00	56.00	0.937	27	2700	1.34	36.08	0.577	0.080	0.139
8.25	140.25	57.75	0.934	78	7800	1.32	102.64	0.575	0.181	0.314
8.50	144.50	59.50	0.930	87	8700	1.30	112.79	0.573	0.213	0.373
9.00	153.00	63.00	0.923	75	7500	1.26	94.49	0.568	0.158	0.279
9.25	157.25	64.75	0.919	85	8500	1.24	105.63	0.566	0.190	0.335
9.50	161.50	66.50	0.914	77	7700	1.23	94.42	0.563	0.158	0.281
9.75	165.75	68.25	0.910	100	10000	1.21	121.05	0.560	0.246	0.437
10.00	170.00	70.00	0.905	115	11500	1.20	137.45	0.557	0.322	0.577
10.50	178.50	73.50	0.894	118	11800	1.17	137.64	0.551	0.322	0.586
11.00	187.00	77.00	0.883	100	10000	1.14	113.96	0.543	0.218	0.400
11.25	191.25	78.75	0.877	95	9500	1.13	107.05	0.540	0.194	0.360
11.50	195.50	80.50	0.870	88	8800	1.11	98.08	0.536	0.168	0.313
12.00	204.00	84.00	0.857	94	9400	1.09	102.56	0.527	0.180	0.342
12.25	208.25	85.75	0.849	84	8400	1.08	90.71	0.523	0.149	0.286
12.35	209.95	86.45	0.846	100	10000	1.08	107.55	0.521	0.196	0.376
12.50	212.50	87.50	0.842	120	12000	1.07	128.29	0.518	0.276	0.533
13.00	221.00	91.00	0.827	125	12500	1.05	131.04	0.509	0.289	0.568

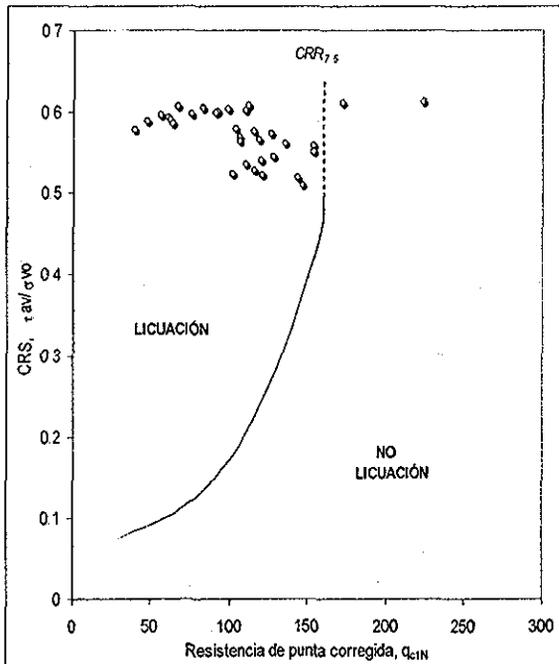


fig. 6.45 Gráfica de los resultados del análisis de licuación antes del mejoramiento, Banda A.

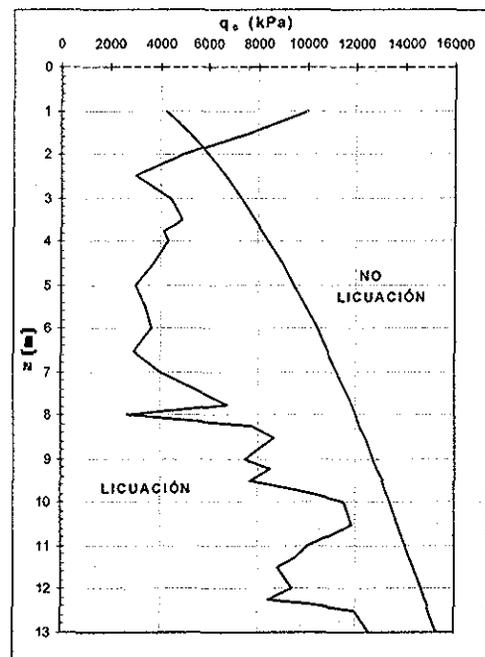


fig. 6.46 Resistencias de punta en campo y límite de licuación y no licuación, antes del mejoramiento, Banda A.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6 16 Resultados del análisis de licuación posterior al mejoramiento en la Banda A.

DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO										
Datos de sismo que causó licuación:										
$a_{max} = 0.39 \text{ g}$										
$M = 7.5$ $MSF_{7.5} = 1.00$ $\gamma = 17 \text{ (kN/m}^3\text{)}$										
z	σ_{vo}	σ'_{vo}	rd	qc	qc	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S.
(m)	(kPa)	(kPa)		(kg/cm ²)	(kPa)					
1.00	17.00	7.00	0.994	170.00	17000.00	2.00	340.00	0.612		
2.00	34.00	14.00	0.987	94.00	9400.00	2.00	188.00	0.607		
2.70	45.90	18.90	0.982	63.00	6300.00	2.00	126.00	0.604	0.266	0.440
2.80	47.60	19.60	0.981	67.00	6700.00	2.00	134.00	0.604	0.304	0.503
3.00	51.00	21.00	0.979	60.00	6000.00	2.00	120.00	0.603	0.241	0.399
3.40	57.80	23.80	0.977	70.00	7000.00	2.00	140.00	0.601	0.335	0.557
3.60	61.20	25.20	0.975	55.00	5500.00	1.99	109.56	0.600	0.202	0.337
3.70	62.90	25.90	0.975	80.00	8000.00	1.96	157.20	0.600	0.441	0.735
3.80	64.60	26.60	0.974	42.00	4200.00	1.94	81.43	0.600	0.130	0.217
4.50	76.50	31.50	0.969	80.00	8000.00	1.78	142.54	0.597	0.349	0.586
4.60	78.20	32.20	0.968	70.00	7000.00	1.76	123.36	0.596	0.255	0.427
4.70	79.90	32.90	0.968	75.00	7500.00	1.74	130.76	0.596	0.288	0.483
4.90	83.30	34.30	0.966	71.00	7100.00	1.71	121.23	0.595	0.246	0.413
5.20	88.40	36.40	0.964	91.00	9100.00	1.66	150.83	0.593	0.399	0.673
5.80	98.60	40.60	0.959	93.00	9300.00	1.57	145.96	0.591	0.369	0.625
5.90	100.30	41.30	0.959	91.00	9100.00	1.56	141.60	0.590	0.344	0.583
6.00	102.00	42.00	0.958	102.00	10200.00	1.54	157.39	0.590	0.443	0.751
6.10	103.70	42.70	0.957	100.00	10000.00	1.53	153.03	0.589	0.413	0.702
6.20	105.40	43.40	0.956	85.00	8500.00	1.52	129.03	0.589	0.280	0.475
6.30	107.10	44.10	0.955	100.00	10000.00	1.51	150.58	0.588	0.398	0.676
6.40	108.80	44.80	0.954	104.00	10400.00	1.49	155.38	0.587	0.429	0.730
6.50	110.50	45.50	0.953	100.00	10000.00	1.48	148.25	0.587	0.383	0.653
6.60	112.20	46.20	0.952	90.00	9000.00	1.47	132.41	0.586	0.296	0.505
6.80	115.60	47.60	0.951	100.00	10000.00	1.45	144.94	0.585	0.363	0.621
7.00	119.00	49.00	0.949	140.00	14000.00	1.43	200.00	0.584		
7.50	127.50	52.50	0.943	145.00	14500.00	1.38	200.12	0.581		
8.00	136.00	56.00	0.937	105.00	10500.00	1.34	140.31	0.577	0.337	0.584
8.50	144.50	59.50	0.930	150.00	15000.00	1.30	194.46	0.573		
9.00	153.00	63.00	0.923	152.00	15200.00	1.26	191.50	0.568		
9.50	161.50	66.50	0.914	140.00	14000.00	1.23	171.68	0.563		
10.00	170.00	70.00	0.905	155.00	15500.00	1.20	185.26	0.557		
10.50	178.50	73.50	0.894	160.00	16000.00	1.17	186.63	0.551		
11.00	187.00	77.00	0.883	150.00	15000.00	1.14	170.94	0.543		
11.50	195.50	80.50	0.870	155.00	15500.00	1.11	172.76	0.536		
12.00	204.00	84.00	0.857	153.00	15300.00	1.09	166.94	0.527		
12.80	217.60	89.60	0.833	167.00	16700.00	1.08	176.43	0.513		
13.00	221.00	91.00	0.827	170.00	17000.00	1.05	178.21	0.509		

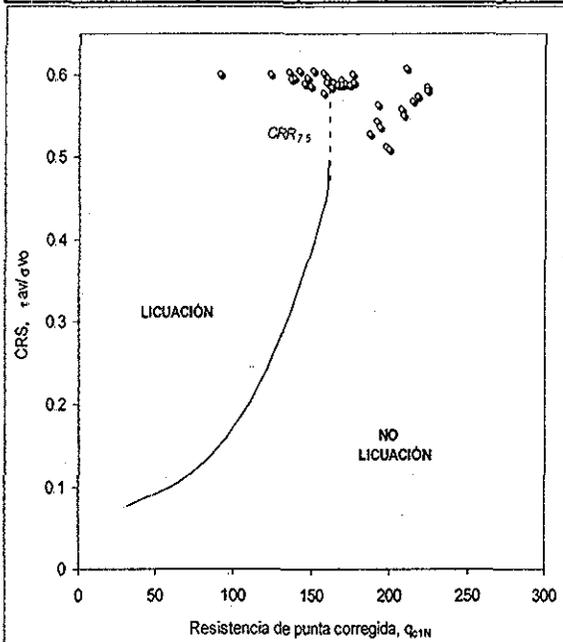


fig. 6.47 Gráfica del análisis de licuación después del mejoramiento, en la Banda A.

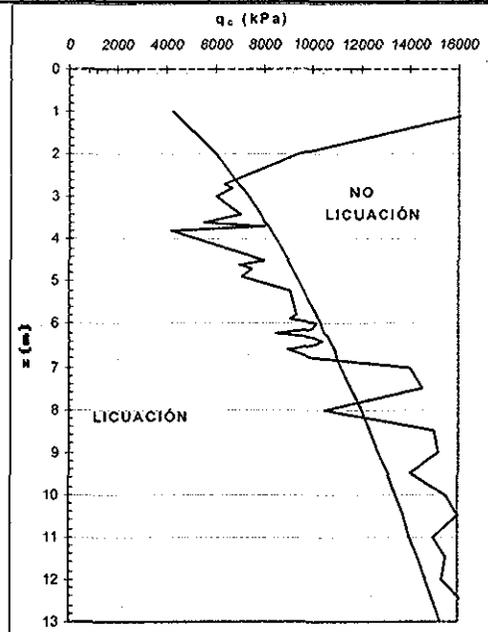


fig. 6.48 Resistencia de punta en campo y límite entre licuación y no licuación, después del mejoramiento, Banda A.

**TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN**

Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6 17 Resultados del análisis de licuación previo al mejoramiento en la Banda C.

ANTES DEL MEJORAMIENTO										
Datos de sismo que causó licuación:										
a _{max} = 0.39 g		γ = 17 (kN/m ³)		M = 7.5		MSF _{7.5} = 1.00				
z (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	rd	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S
1.30	22.10	9.10	0.992	100	10000	2.00	200.00	0.611		
1.50	25.50	10.50	0.990	63	6300	2.00	126.00	0.610	0.266	0.436
2.00	34.00	14.00	0.987	50	5000	2.00	100.00	0.607	0.173	0.285
2.50	42.50	17.50	0.983	37	3700	2.00	74.00	0.605	0.118	0.194
3.00	51.00	21.00	0.979	33	3300	2.00	66.00	0.603	0.107	0.177
3.25	55.25	22.75	0.978	31	3100	2.00	62.00	0.602	0.102	0.170
3.50	59.50	24.50	0.976	33	3300	2.00	66.00	0.601	0.107	0.178
4.00	68.00	28.00	0.973	40	4000	1.89	75.59	0.599	0.120	0.201
4.30	73.10	30.10	0.970	52	5200	1.82	94.78	0.597	0.159	0.266
4.50	76.50	31.50	0.969	35	3500	1.78	62.36	0.597	0.103	0.172
5.25	89.25	36.75	0.964	17	1700	1.65	28.04	0.593	0.073	0.124
5.50	93.50	38.50	0.962	19	1900	1.61	30.62	0.592	0.076	0.128
6.00	102.00	42.00	0.958	32	3200	1.54	49.38	0.590	0.091	0.155
6.50	110.50	45.50	0.953	50	5000	1.48	74.12	0.587	0.118	0.201
6.80	115.60	47.60	0.951	55	5500	1.45	79.72	0.585	0.127	0.217
7.00	119.00	49.00	0.949	53	5300	1.43	75.71	0.584	0.120	0.206
7.25	123.25	50.75	0.946	78	7800	1.40	109.49	0.582	0.202	0.347
7.30	124.10	51.10	0.945	65	6500	1.40	90.93	0.582	0.150	0.258
7.50	127.50	52.50	0.943	82	8200	1.38	113.17	0.581	0.215	0.370
8.00	136.00	56.00	0.937	25	2500	1.34	33.41	0.577	0.078	0.135
8.10	137.70	56.70	0.936	55	5500	1.33	73.04	0.576	0.116	0.202
8.30	141.10	58.10	0.933	27	2700	1.31	35.42	0.575	0.080	0.138
8.50	144.50	59.50	0.930	97	9700	1.30	125.75	0.573	0.265	0.462
8.70	147.90	60.90	0.928	114	11400	1.28	146.08	0.571	0.370	0.648
9.00	153.00	63.00	0.923	100	10000	1.26	125.99	0.568	0.266	0.468
9.20	156.40	64.40	0.920	55	5500	1.25	68.54	0.566	0.110	0.194
9.30	158.10	65.10	0.918	66	6600	1.24	81.80	0.565	0.131	0.232
9.50	161.50	66.50	0.914	40	4000	1.23	49.05	0.563	0.091	0.162
9.65	164.05	67.55	0.912	54	5400	1.22	65.70	0.561	0.106	0.190
9.70	164.90	67.90	0.911	10	1000	1.21	12.14	0.561	0.060	0.107
10.00	170.00	70.00	0.905	52	5200	1.20	62.15	0.557	0.102	0.184
10.40	176.80	72.80	0.897	7	700	1.17	8.20	0.552	0.057	0.103
10.50	178.50	73.50	0.894	9	900	1.17	10.50	0.551	0.059	0.107
11.00	187.00	77.00	0.883	5	500	1.14	5.70	0.543	0.055	0.101
11.50	195.50	80.50	0.870	53	5300	1.11	59.07	0.536	0.099	0.185
12.00	204.00	84.00	0.857	25	2500	1.09	27.28	0.527	0.073	0.138
12.30	209.10	86.10	0.848	105	10500	1.08	113.16	0.522	0.215	0.411
12.70	215.90	88.90	0.836	110	11000	1.06	116.67	0.515	0.228	0.442
13.00	221.00	91.00	0.827	115	11500	1.05	120.55	0.509	0.243	0.477

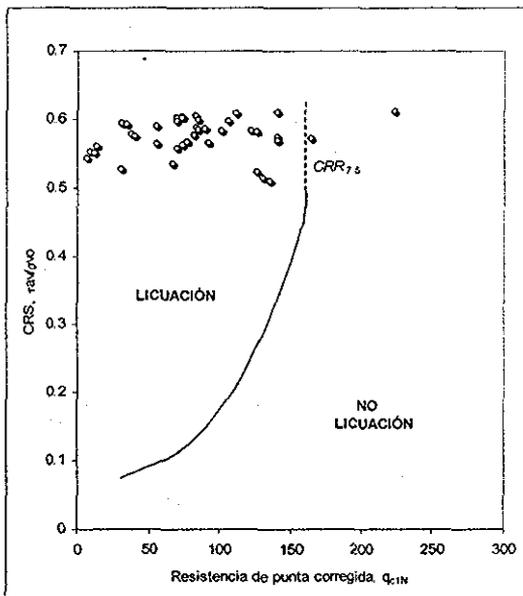


fig. 6.49 Gráfica de resultados del análisis de licuación previo al mejoramiento en la Banda C.

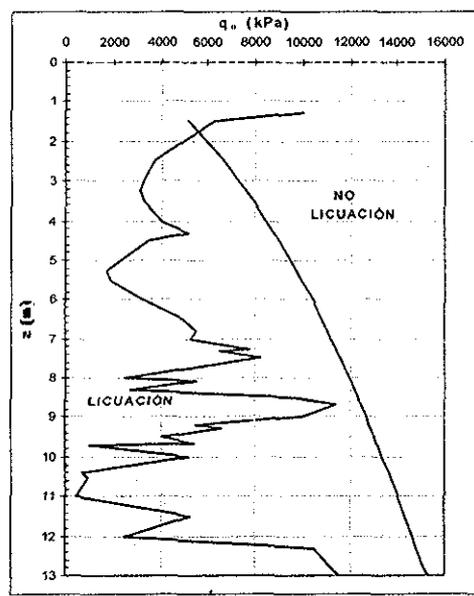


fig. 6.50 Resistencias de punta en campo y límite entre licuación y no licuación, antes del mejoramiento, Banda C.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6.18 Resultados del análisis de licuación posteriores al mejoramiento en la Banda C.

DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO										
Datos de sismo que causó licuación:										
amax= 0.39 g γ= 17 (kN/m ³)										
M= 7.5 MSF _{7.5} = 100										
z (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	rd	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S.
1.70	28.90	11.90	0.989	150	15000	2.00	434.83	0.609		
1.80	30.60	12.60	0.988	60	6000	2.00	169.03	0.608	0.529	0.870
1.90	32.30	13.30	0.987	87	8700	2.00	238.56	0.608		
2.10	35.70	14.70	0.986	65	6500	2.00	169.53	0.607		
2.20	37.40	15.40	0.985	57	5700	2.00	145.25	0.607	0.365	0.602
2.30	39.10	16.10	0.984	60	6000	2.00	149.53	0.606	0.391	0.645
2.40	40.80	16.80	0.984	57	5700	2.00	139.07	0.606	0.330	0.545
2.50	42.50	17.50	0.983	59	5900	2.00	141.04	0.605	0.341	0.563
2.70	45.90	18.90	0.982	47	4700	2.00	108.11	0.604	0.198	0.327
2.80	47.60	19.60	0.981	53	5300	2.00	119.71	0.604	0.240	0.397
3.00	51.00	21.00	0.979	48	4800	2.00	104.74	0.603	0.187	0.310
3.60	61.20	25.20	0.975	80	8000	1.99	159.36	0.600	0.456	0.760
3.80	64.60	26.60	0.974	60	6000	1.94	116.34	0.600	0.226	0.378
4.30	73.10	30.10	0.970	80	8000	1.82	145.82	0.597	0.368	0.617
4.60	78.20	32.20	0.968	90	9000	1.76	158.60	0.596	0.451	0.757
4.80	81.60	33.60	0.967	88	8800	1.73	151.81	0.595	0.405	0.681
4.90	83.30	34.30	0.966	110	11000	1.71	187.82	0.595		
5.50	93.50	38.50	0.962	113	11300	1.61	182.12	0.592		
6.00	102.00	42.00	0.958	118	11800	1.54	182.08	0.590		
6.50	110.50	45.50	0.953	100	10000	1.48	148.25	0.587	0.383	0.653
6.70	113.90	46.90	0.951	87	8700	1.46	127.04	0.586	0.271	0.462
7.00	119.00	49.00	0.949	92	9200	1.43	131.43	0.584	0.291	0.499
7.30	124.10	51.10	0.945	90	9000	1.40	125.90	0.582	0.266	0.456
7.60	129.20	53.20	0.942	108	10800	1.37	148.07	0.580	0.382	0.659
8.80	149.60	61.60	0.926	125	12500	1.27	159.26	0.570	0.456	0.799
8.90	151.30	62.30	0.925	93	9300	1.27	117.83	0.569	0.232	0.408
9.00	153.00	63.00	0.923	100	10000	1.26	125.99	0.568	0.266	0.468
9.30	158.10	65.10	0.918	117	11700	1.24	145.01	0.565	0.364	0.643
9.50	161.50	66.50	0.914	130	13000	1.23	159.42	0.563	0.457	0.811
9.80	166.60	68.60	0.909	115	11500	1.21	138.85	0.560	0.329	0.588
10.00	170.00	70.00	0.905	100	10000	1.20	119.52	0.557	0.239	0.429
10.20	173.40	71.40	0.901	98	9800	1.18	115.98	0.555	0.225	0.406
10.50	178.50	73.50	0.894	135	13500	1.17	157.47	0.551	0.443	0.805
10.70	181.90	74.90	0.890	120	12000	1.16	138.66	0.548	0.328	0.599
11.70	198.90	81.90	0.865	97	9700	1.10	107.18	0.532	0.195	0.365
11.80	200.60	82.60	0.862	115	11500	1.10	126.53	0.531	0.268	0.506
13.50	229.50	94.50	0.811	112	11200	1.03	115.21	0.499	0.222	0.445

**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

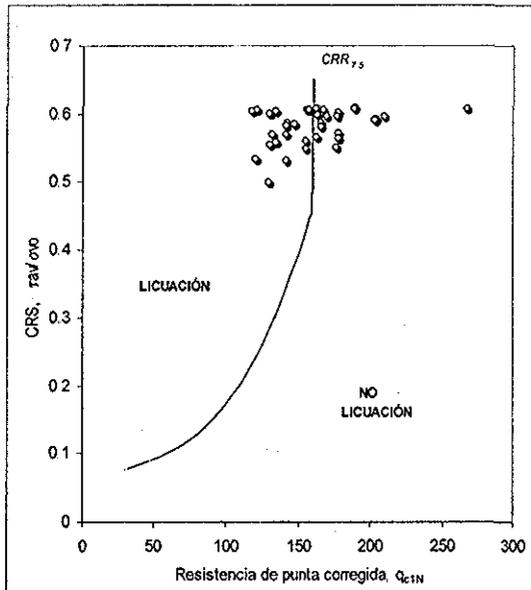


fig. 6.51 Gráfica del análisis de licuación después del mejoramiento en la Banda C.

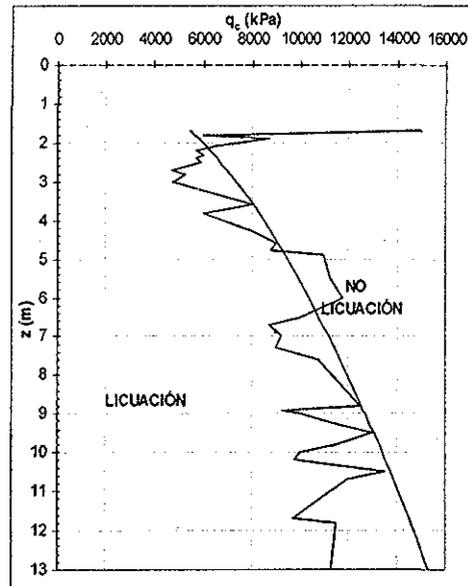


fig. 6.52 Resistencias de punta en campo y límite entre licuación y no licuación, después del mejoramiento, Banda C.

Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6.19 Resultados del análisis de licuación previos al mejoramiento en la Banda D.

ANTES DEL MEJORAMIENTO											
Datos de sismo que causó licuación:											
amax= 0.39		g				γ= 17		(kN/m ³)			
M= 7.5				MSF _{7.5} = 1.00							
z	σ _{vo}	σ' _{vo}	rd	qc	qc	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S	
(m)	(kPa)	(kPa)		(kg/cm ²)	(kPa)						
1.50	25.50	10.50	0.990	100	10000	2.00	200.00	0.610			
2:30	39.10	16.10	0.984	55	5500	2.00	110.00	0.606	0.204	0.336	
2.70	45.90	18.90	0.982	83	8300	2.00	166.00	0.604			
2.90	49.30	20.30	0.980	54	5400	2.00	108.00	0.603	0.197	0.327	
3.00	51.00	21.00	0.979	60	6000	2.00	120.00	0.603	0.241	0.399	
3.40	57.80	23.80	0.977	55	5500	2.00	110.00	0.601	0.204	0.339	
3.60	61.20	25.20	0.975	69	6900	1.99	137.45	0.600	0.322	0.535	
4.00	68.00	28.00	0.973	45	4500	1.89	85.04	0.599	0.137	0.229	
4.50	76.50	31.50	0.969	25	2500	1.78	44.54	0.597	0.087	0.146	
5.00	85.00	35.00	0.965	20	2000	1.69	33.81	0.594	0.078	0.131	
5.20	88.40	36.40	0.964	22	2200	1.66	36.46	0.593	0.080	0.135	
5.50	93.50	38.50	0.962	20	2000	1.61	32.23	0.592	0.077	0.130	
6.00	102.00	42.00	0.958	37	3700	1.54	57.09	0.590	0.097	0.165	
6.30	107.10	44.10	0.955	27	2700	1.51	40.66	0.588	0.084	0.143	
6.70	113.90	46.90	0.951	42	4200	1.46	61.33	0.586	0.101	0.173	
7.00	119.00	49.00	0.949	35	3500	1.43	50.00	0.584	0.092	0.157	
7.20	122.40	50.40	0.946	47	4700	1.41	66.20	0.583	0.107	0.184	
7.60	129.20	53.20	0.942	35	3500	1.37	47.99	0.580	0.090	0.156	
7.90	134.30	55.30	0.938	50	5000	1.34	67.24	0.578	0.108	0.187	
8.30	141.10	58.10	0.933	38	3800	1.31	49.85	0.575	0.092	0.159	
8.50	144.50	59.50	0.930	40	4000	1.30	51.86	0.573	0.093	0.162	
8.80	149.60	61.60	0.926	35	3500	1.27	44.59	0.570	0.087	0.153	

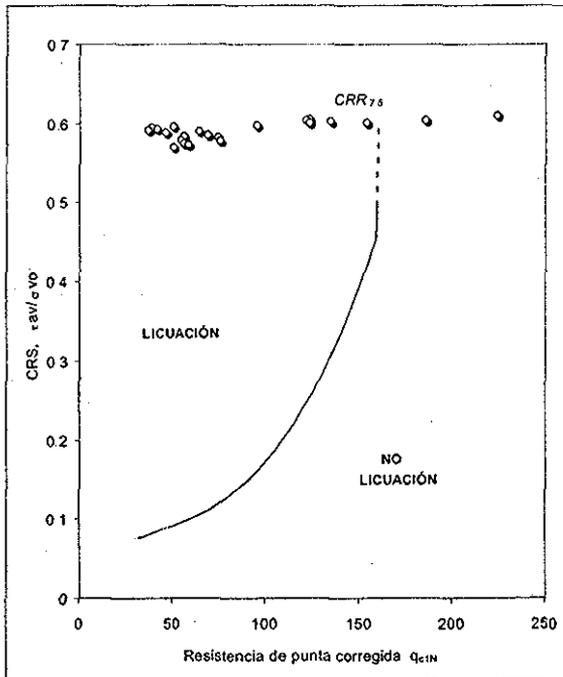


fig 6.53 Gráfica del análisis de licuación previos al mejoramiento, Banda D.

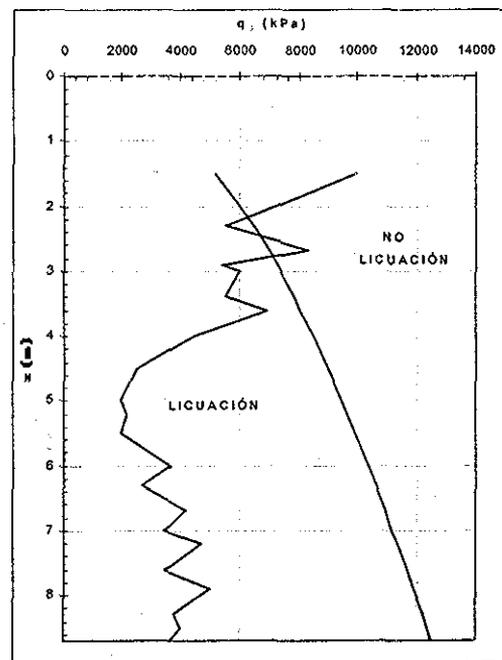


fig. 6.54 Resistencias de punta en campo y límite entre licuación y no licuación, previos al mejoramiento, Banda D.




Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6.20 Resultados del análisis de licuación posteriores al mejoramiento Banda D.

DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO											
Datos de sismo que causó licuación:											
amax= 0.39		g		γ= 17		(kN/m ³)					
M= 7.5		MSF _{7.5} = 1.00									
z	γ	σ _{vo}	σ' _{vo}	rd	qc	qc	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S.
(m)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)		(kg/cm ²)	(kPa)					
1.70	17.00	28.90	11.90	0.989	100	10000	2.00	200.00	0.609		
2.00	17.00	34.00	14.00	0.987	80	6000	2.00	120.00	0.607	0.241	0.396
2.50	17.00	42.50	17.50	0.983	65	6500	2.00	130.00	0.605	0.284	0.470
2.70	17.00	45.90	18.90	0.982	94	9400	2.00	188.00	0.604		
3.70	17.00	62.90	25.90	0.975	62	6200	1.96	121.83	0.600	0.248	0.414
4.30	17.00	73.10	30.10	0.970	91	9100	1.82	165.87	0.597		
4.70	17.00	79.90	32.90	0.968	70	7000	1.74	122.04	0.596	0.249	0.418
4.80	17.00	81.60	33.60	0.967	67	6700	1.73	115.59	0.595	0.224	0.376
4.90	17.00	83.30	34.30	0.966	61	6100	1.71	104.16	0.595	0.185	0.311
5.00	17.00	85.00	35.00	0.965	65	6500	1.69	109.87	0.594	0.203	0.342
5.10	17.00	86.70	35.70	0.965	64	6400	1.67	107.11	0.594	0.194	0.327
5.40	17.00	91.80	37.80	0.962	100	10000	1.63	162.65	0.593		
6.00	17.00	102.00	42.00	0.958	110	11000	1.54	169.73	0.590		
6.50	17.00	110.50	45.50	0.953	115	11500	1.48	170.49	0.587		
6.80	17.00	115.60	47.60	0.951	110	11000	1.45	159.44	0.585	0.457	0.781
7.00	17.00	119.00	49.00	0.949	120	12000	1.43	171.43	0.584		
7.30	17.00	124.10	51.10	0.945	125	12500	1.40	174.86	0.582		
7.50	17.00	127.50	52.50	0.943	123	12300	1.38	169.76	0.581		
7.80	17.00	132.60	54.60	0.940	100	10000	1.35	135.33	0.579	0.311	0.537
8.00	17.00	136.00	56.00	0.937	85	8500	1.34	113.59	0.577	0.216	0.375
8.50	17.00	144.50	59.50	0.930	93	9300	1.30	120.57	0.573	0.243	0.424
8.70	17.00	147.90	60.90	0.928	80	8000	1.28	102.51	0.571	0.180	0.316

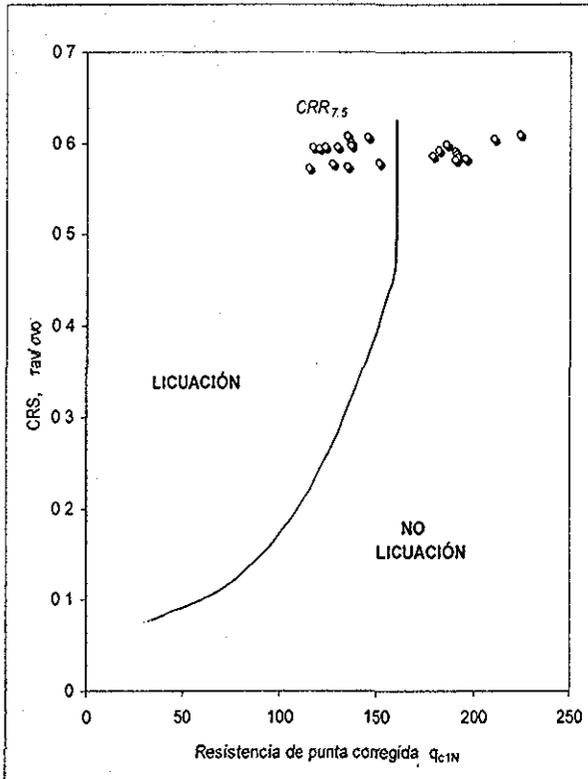


fig 6.55 Gráfica del análisis de licuación posteriores al mejoramiento, Banda D.

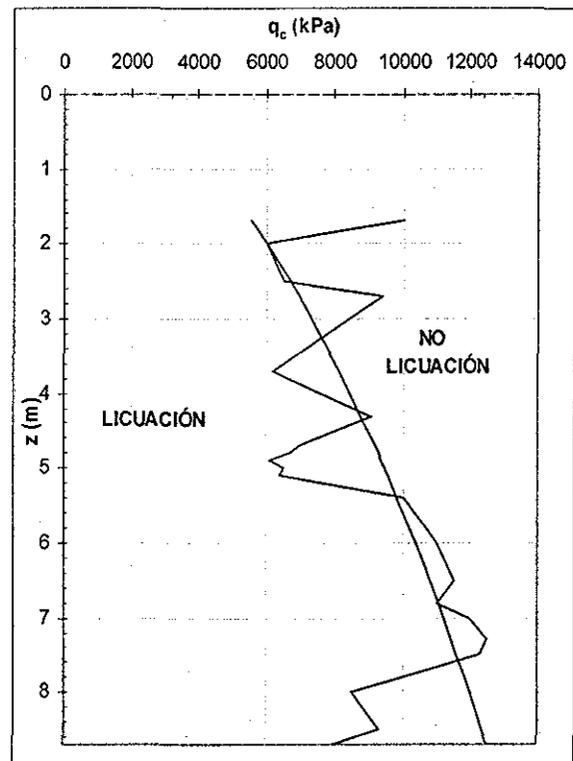


fig 6.56 Resistencias de punta en campo y límite entre licuación y no licuación posterior al mejoramiento, Banda D.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6.21 Resultados del análisis de licuación previos al mejoramiento en la Banda F.

ANTES DEL MEJORAMIENTO										
Datos de sismo que causó licuación:										
amax= 0.39 g					γ= 17 (kN/m ³)					
M= 7.5			MSF _{7.5} = 1.00							
z (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	rd	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S
1.30	22.10	9.10	0.992	100.00	10000	2.00	200.00	0.611		
1.70	28.90	11.90	0.989	42.00	4200	2.00	84.00	0.609	0.135	0.222
1.90	32.30	13.30	0.987	52.00	5200	2.00	104.00	0.608	0.185	0.304
2.20	37.40	15.40	0.985	40.00	4000	2.00	80.00	0.607	0.128	0.210
2.40	40.80	16.80	0.984	47.00	4700	2.00	94.00	0.606	0.157	0.260
2.90	49.30	20.30	0.980	27.00	2700	2.00	54.00	0.603	0.095	0.157
3.20	54.40	22.40	0.978	33.00	3300	2.00	66.00	0.602	0.107	0.177
3.30	56.10	23.10	0.977	28.00	2800	2.00	56.00	0.602	0.096	0.160
3.50	59.50	24.50	0.976	32.00	3200	2.00	64.00	0.601	0.104	0.174
3.80	64.60	26.60	0.974	23.00	2300	1.94	44.60	0.600	0.088	0.147
4.00	68.00	28.00	0.973	24.00	2400	1.89	45.36	0.599	0.089	0.148
4.50	76.50	31.50	0.969	23.00	2300	1.78	40.98	0.597	0.086	0.145
4.70	79.90	32.90	0.968	27.00	2700	1.74	47.07	0.596	0.090	0.151
4.80	81.60	33.60	0.967	23.00	2300	1.73	39.68	0.595	0.086	0.144
5.00	85.00	35.00	0.965	21.00	2100	1.69	35.50	0.594	0.084	0.142
5.60	95.20	39.20	0.961	12.00	1200	1.60	19.17	0.592	0.081	0.136
6.00	102.00	42.00	0.958	35.00	3500	1.54	54.01	0.590	0.095	0.161
6.50	110.50	45.50	0.953	50.00	5000	1.48	74.12	0.587	0.118	0.201
6.70	113.90	46.90	0.951	44.00	4400	1.46	64.25	0.586	0.105	0.179
7.00	119.00	49.00	0.949	48.00	4800	1.43	68.57	0.584	0.110	0.188
7.50	127.50	52.50	0.943	45.00	4500	1.38	62.11	0.581	0.102	0.176
7.90	134.30	55.30	0.938	31.00	3100	1.34	41.69	0.578	0.087	0.150
8.00	136.00	56.00	0.937	37.00	3700	1.34	49.44	0.577	0.091	0.158
8.20	139.40	57.40	0.935	55.00	5500	1.32	72.60	0.575	0.116	0.201
8.60	146.20	60.20	0.929	45.00	4500	1.29	58.00	0.572	0.098	0.172
8.80	149.60	61.60	0.926	62.00	6200	1.27	79.00	0.570	0.126	0.221

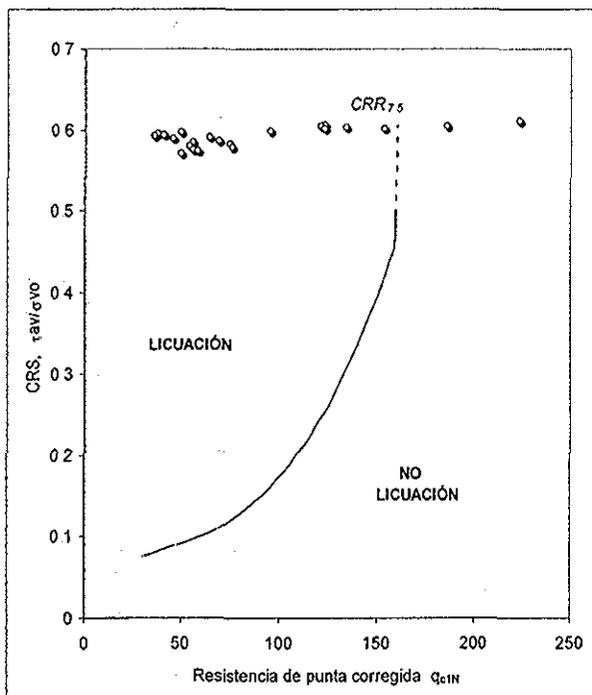


fig. 6.57 Gráfica del análisis de licuación previo al mejoramiento, Banda F.

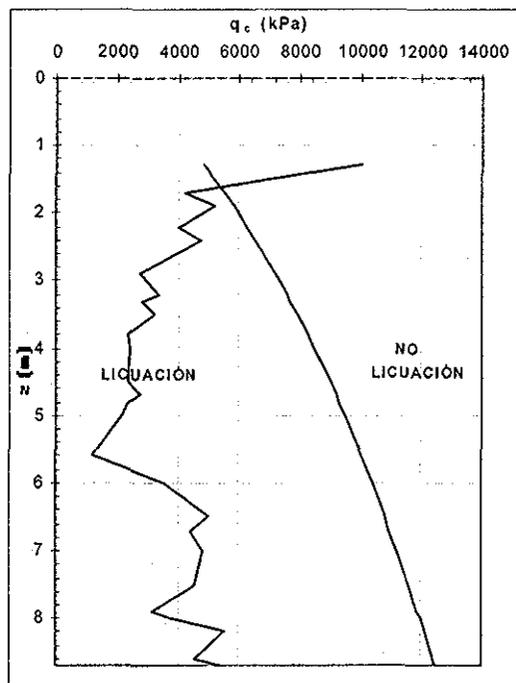


fig. 6.58 Resistencias de punta en campo y límite entre licuación y no licuación, previo al mejoramiento, Banda F.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Rehabilitación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibro-aleta

Tabla 6.22 Resultados del análisis de licuación posteriores al mejoramiento. Banda F.

DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO										
Datos de sismo que causó licuación:										
amax= 0.39		g				γ=		17.00		(kN/m ²)
M= 7.5				MSF _{7.5} = 1.00						
z	σ _{vo}	σ' _{vo}	rd	qc	qc	CQ	qc _{1N}	CSR	CRR _{7.5}	F.S.
(m)	(kPa)	(kPa)		(kg/cm ²)	(kPa)					
1.20	20.40	8.40	0.993	100.00	10000.00	2.00	200.00	0.611		
1.50	25.50	10.50	0.990	80.00	8000.00	2.00	160.00	0.610	0.461	0.756
2.00	34.00	14.00	0.987	81.00	8100.00	2.00	162.00	0.607		
2.70	45.90	18.90	0.982	48.00	4800.00	2.00	96.00	0.604	0.162	0.269
2.90	49.30	20.30	0.980	75.00	7500.00	2.00	150.00	0.603	0.394	0.653
3.10	52.70	21.70	0.979	65.00	6500.00	2.00	130.00	0.603	0.284	0.472
3.40	57.80	23.80	0.977	100.00	10000.00	2.00	200.00	0.601		
3.60	61.20	25.20	0.975	110.00	11000.00	1.99	219.13	0.600		
3.80	64.60	26.60	0.974	115.00	11500.00	1.94	222.98	0.600		
4.00	68.00	28.00	0.973	125.00	12500.00	1.89	236.23	0.599		
4.50	76.50	31.50	0.969	120.00	12000.00	1.78	213.81	0.597		
4.70	79.90	32.90	0.968	110.00	11000.00	1.74	191.78	0.596		
5.00	85.00	35.00	0.965	130.00	13000.00	1.69	219.74	0.594		
5.30	90.10	37.10	0.963	122.00	12200.00	1.64	200.30	0.593		
5.50	93.50	38.50	0.962	125.00	12500.00	1.61	201.46	0.592		
5.70	96.90	39.90	0.960	115.00	11500.00	1.58	182.06	0.591		
6.00	102.00	42.00	0.958	110.00	11000.00	1.54	169.73	0.590		
6.30	107.10	44.10	0.955	117.00	11700.00	1.51	176.18	0.588		
6.50	110.50	45.50	0.953	115.00	11500.00	1.48	170.49	0.587		
6.70	113.90	46.90	0.951	120.00	12000.00	1.46	175.22	0.586		
7.00	119.00	49.00	0.949	127.00	12700.00	1.43	181.43	0.584		
7.30	124.10	51.10	0.945	120.00	12000.00	1.40	167.87	0.582		
7.50	127.50	52.50	0.943	125.00	12500.00	1.38	172.52	0.581		
7.70	130.90	53.90	0.941	115.00	11500.00	1.36	156.64	0.579		
8.00	136.00	56.00	0.937	110.00	11000.00	1.34	146.99	0.577	0.375	0.651
8.20	139.40	57.40	0.935	100.00	10000.00	1.32	131.99	0.575	0.294	0.511
8.30	141.10	58.10	0.933	88.00	8800.00	1.31	115.45	0.575	0.223	0.388
8.70	147.90	60.90	0.928	91.00	9100.00	1.28	116.61	0.571	0.227	0.398

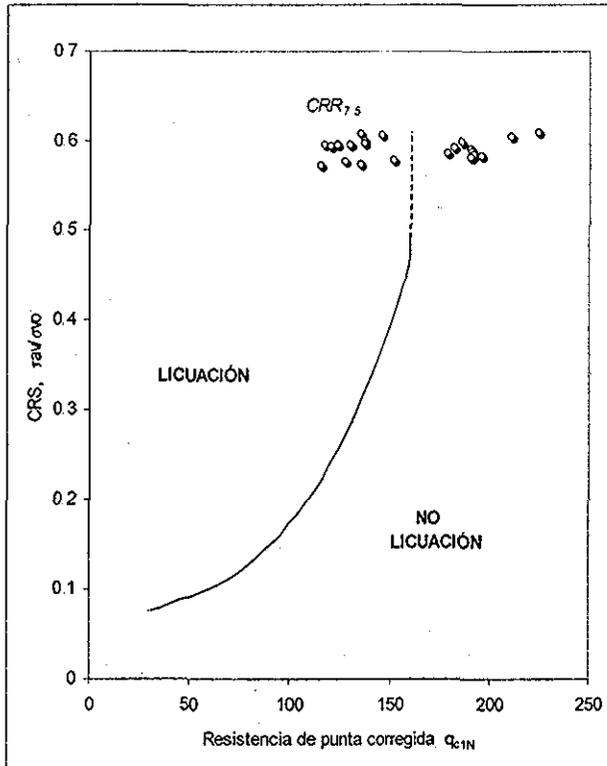


fig 6.59 Gráfica del análisis de licuación posterior al mejoramiento Banda F.

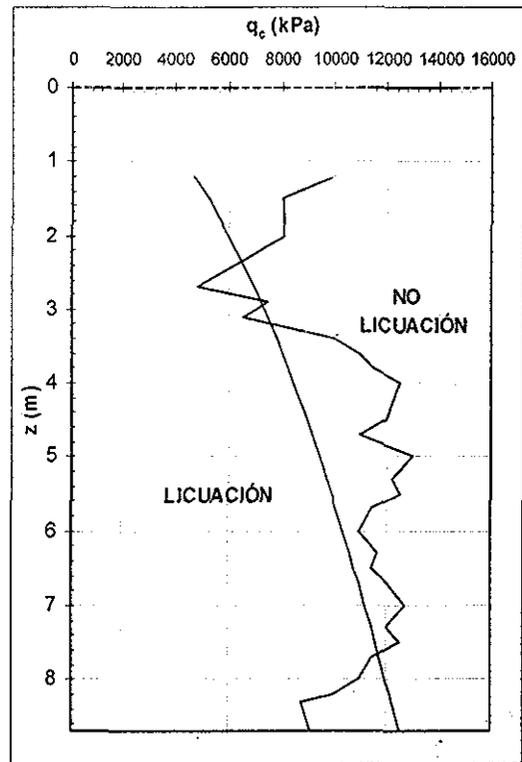


fig 6.60 Resistencias de punta en campo y límite entre licuación y no licuación posterior al mejoramiento, Banda F.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

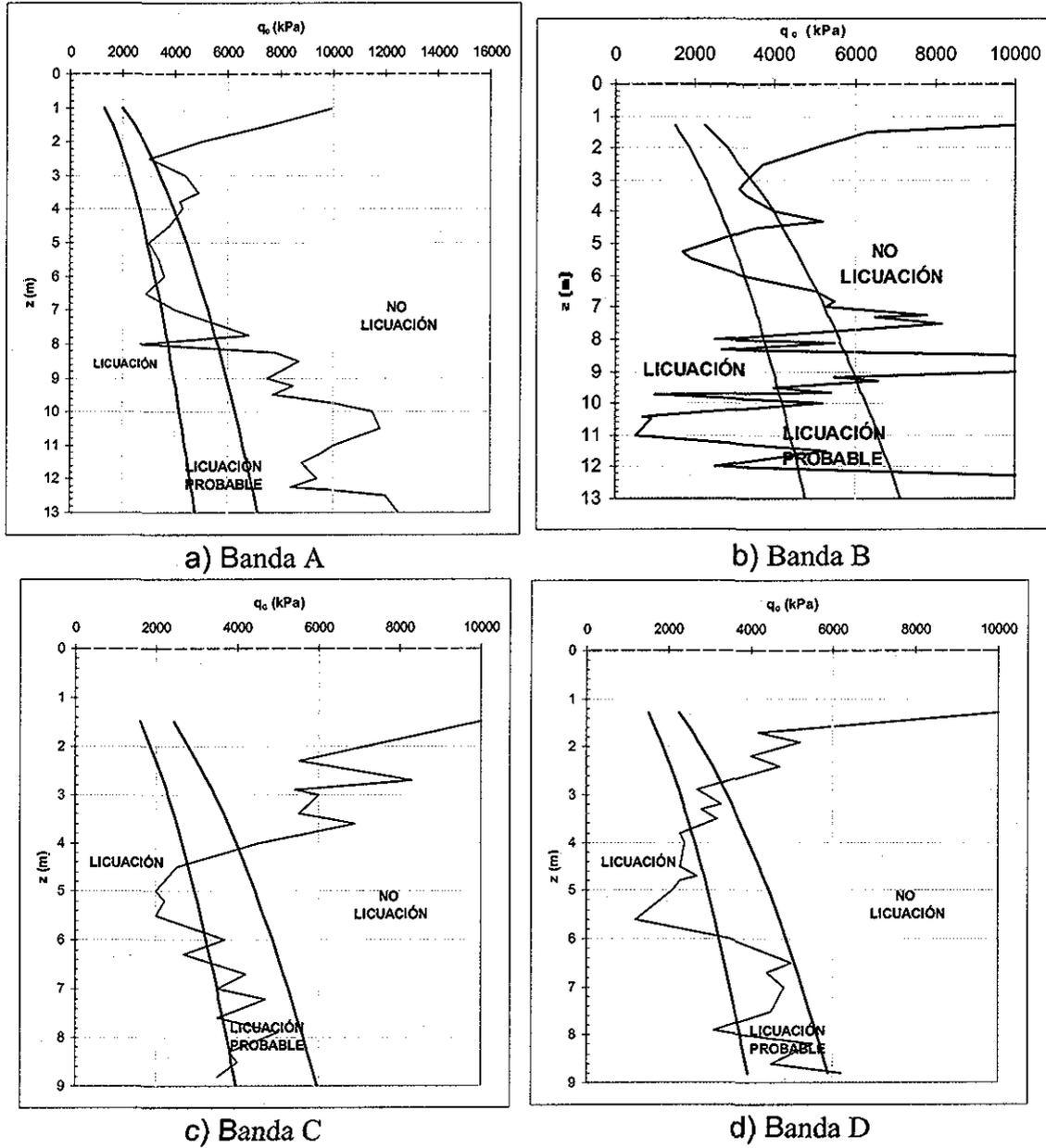
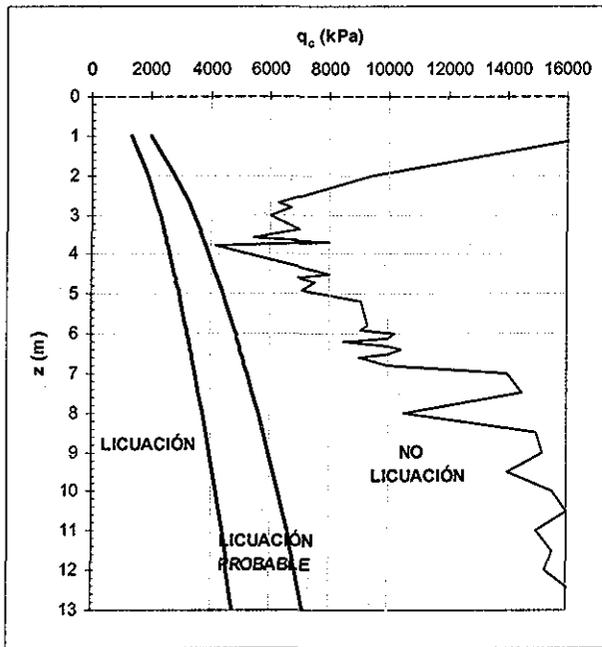
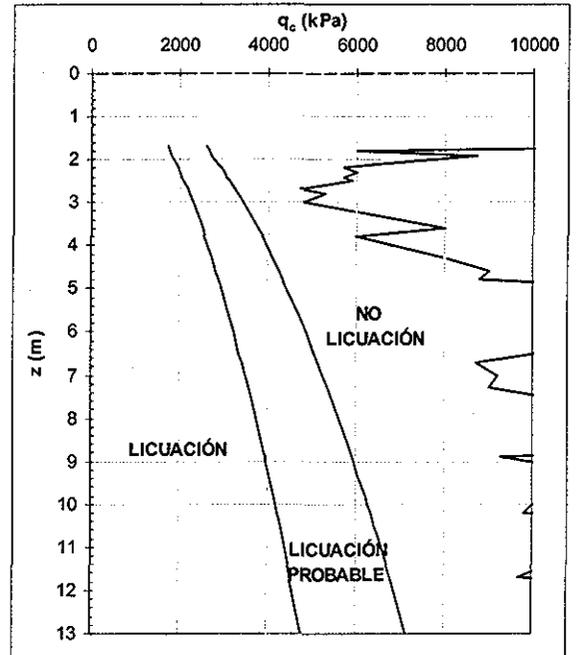


fig. 6.61 Resultados previos al mejoramiento de licuación empleando el método de Robertson et al., 1992. Rehabilitación de la TEC.

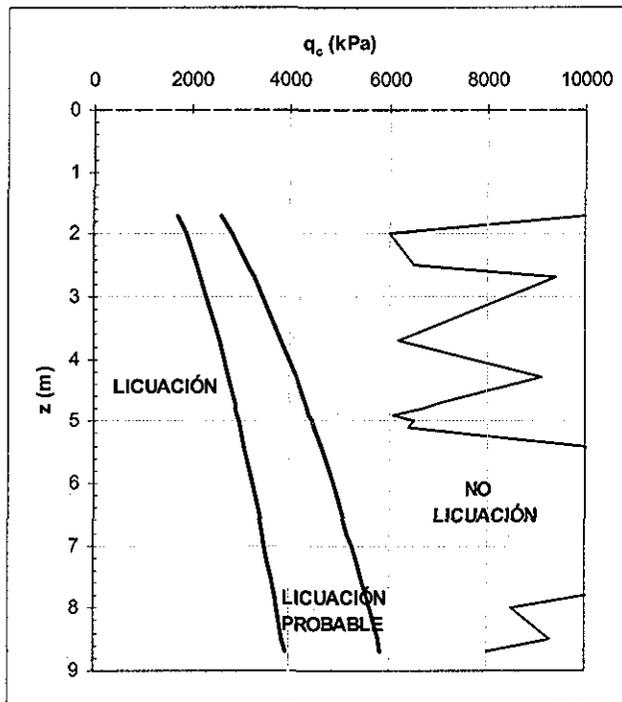
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



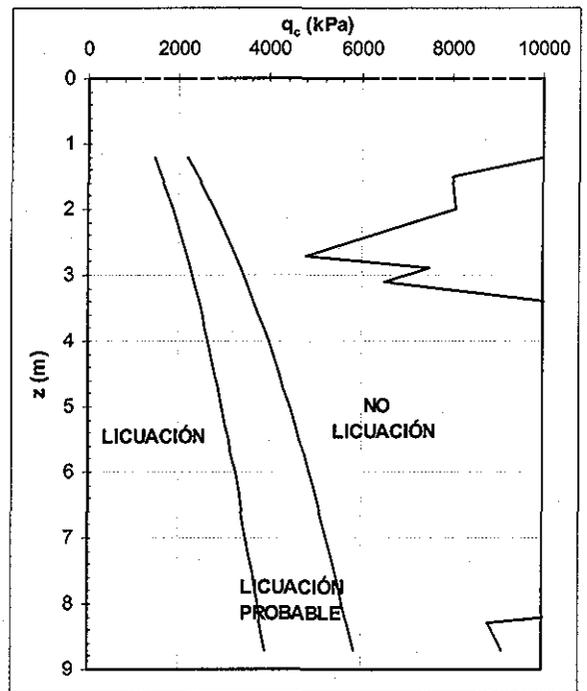
a) Banda A



b) Banda C



c) Banda D



d) Banda F

fig 6 62 Resultados posteriores al mejoramiento de licuación empleando el método de Robertson et al., 1992. Rehabilitación de la TEC.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.5.4 Ampliación de patios en la Terminal Especializada en Contenedores (1997)

Esta terminal es nueva y se construyó en el terreno aledaño a la Terminal existente descrita en 6.5.3.

La técnica que se empleó para el mejoramiento de este sitio fue vibrosustitución, la separación de las columnas en la zona ganada al mar fue 2.7x2.7m y de 3x3 en la zona del terreno firme, el diámetro de las columnas para ambas zonas fue de 0.90m. Se utilizó vibrador de fondo tipo keller "S".

El sismo que causó licuación (1995) tuvo una $M=7.5$ causando una aceleración máxima en superficie de 0.39g.

6.5.4.1 Análisis de potencial de licuación en la zona ganada al mar, utilizando el método de Seed e Idriss, (1982) modificado por Youd e Idriss, 1997.

Los resultados del análisis de licuación, previos y posteriores al mejoramiento, en la zona ganada al mar, se muestran en la tabla 6.23 y 6.24, respectivamente. Este mismo análisis se presentó en forma gráfica en las figs. 6.63 y 6.64, respectivamente.

Antes del mejoramiento, se tiene licuación debajo del tirante de agua hasta una profundidad de 10.65m, fig. 6.63. Después del mejoramiento en toda la profundidad analizada se observa un número de golpes corregido por el contenido de finos, $(N_1)_{60cs}$, mayor a 30, lo que indica la ausencia de una posible licuación, exceptuando a una profundidad de 4m. Sin embargo, el factor de seguridad en ésta es mayor de uno (1.02), aunque muy cercano a la unidad mostrando un estado crítico.

6.5.4.2 Análisis de potencial de licuación en la zona de terreno firme, utilizando el método de Seed e Idriss, (1982) modificado por Youd e Idriss, 1997.

Los resultados del análisis de licuación en la zona del terreno firme, se presentan en las tablas 6.25 y 6.26 para las condiciones previas y posteriores al mejoramiento del suelo, respectivamente, y en las figs. 6.65 y 6.66 se exponen de forma gráfica. Antes del mejoramiento se tienen factores de seguridad bastante bajos ($F.S.<0.5$). Después del mejoramiento, en ninguna profundidad se exteriorizan resultados que indiquen licuación, aunque algunas profundidades tienen un factor de seguridad casi igual a la unidad, lo que indica un estado crítico. Pero en términos generales se observa un efecto bastante bueno del mejoramiento de suelo (vibrosustitución), puesto que en ningún punto analizado se tiene problemas de licuación.



Proyecto: Ampliación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.23. Análisis de licuación previo al mejoramiento del suelo (zona ganada al mar).

ANTES DEL MEJORAMIENTO															
Datos de sismo que causó licuación:															
$a_{max} = 0.390 \text{ g}$										$CF = 0.10$					
$M = 7.500$										$\alpha = 0.87$					
$MSF_{7.5} = 1.000$										$\beta = 1.02$					
$\gamma = 17.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$															
Prof. (m)	σ_{vo} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	C_N	C_E	C_B	C_R	C_s	rd	Nm	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	CSR	$CRR_{M=7.5}$	F.S.	
0.45	7.65	3.15	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.997							
1.05	17.85	7.35	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.992							
1.65	28.05	11.55	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.987							
2.25	38.25	15.75	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.983							
2.85	48.45	19.95	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.978							
3.45	58.65	24.15	2.03	0.85	1.00	0.75	1.00	0.974							
4.05	68.85	28.35	1.88	0.85	1.00	0.75	1.00	0.969							
4.65	79.05	32.55	1.75	0.85	1.00	0.85	1.00	0.964							
5.25	89.25	36.75	1.65	0.85	1.00	0.85	1.00	0.960							
5.85	99.45	40.95	1.56	0.85	1.00	0.85	1.00	0.955							
6.45	109.65	45.15	1.49	0.85	1.00	0.95	1.00	0.951	5	6.01	7.01	0.613	0.080	0.130	
7.05	119.85	49.35	1.42	0.85	1.00	0.95	1.00	0.946	5	5.75	6.74	0.610	0.078	0.127	
7.65	130.05	53.55	1.37	0.85	1.00	0.95	1.00	0.941	5	5.52	6.51	0.607	0.076	0.125	
8.25	140.25	57.75	1.32	0.85	1.00	0.95	1.00	0.937	5	5.31	6.30	0.604	0.074	0.123	
8.85	150.45	61.95	1.27	0.85	1.00	0.95	1.00	0.932	12	12.31	13.45	0.602	0.146	0.242	
9.45	160.65	66.15	1.23	0.85	1.00	0.95	1.00	0.922	12	11.91	13.04	0.599	0.141	0.236	
10.05	170.85	70.35	1.19	0.85	1.00	1.00	1.00	0.906	12	12.16	13.29	0.596	0.144	0.242	
10.65	181.05	74.55	1.16	0.85	1.00	1.00	1.00	0.890	12	11.81	12.94	0.593	0.140	0.236	

TIRANTE DE AGUA

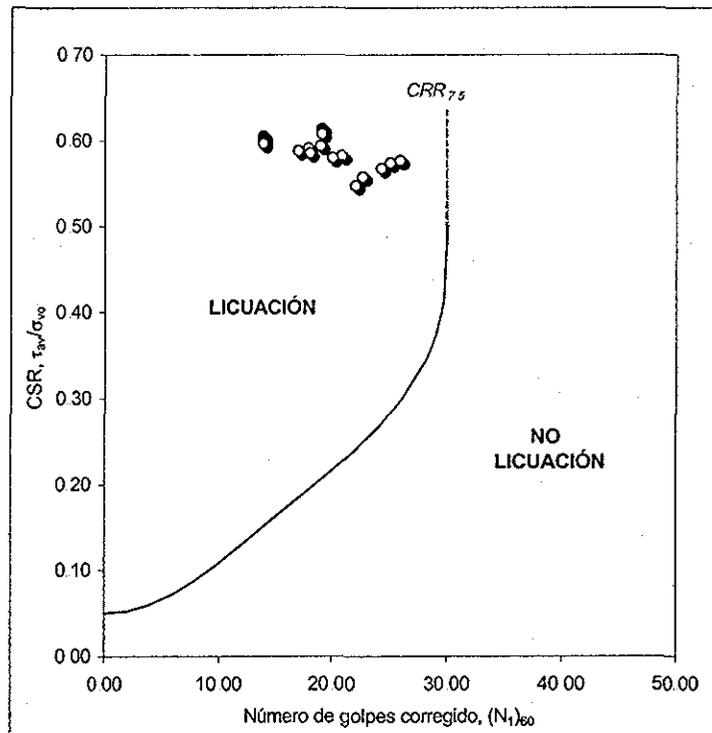


fig. 6.63 Gráfica del análisis de licuación previo al mejoramiento de suelos (zona ganada al mar).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Ampliación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibrosustitución

Tabla. 6 24. Análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos (zona ganada al mar).

DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO															
Datos de sismo que causó licuación:															
$a_{max} = 0.390$ g				$A = 5.726$ m ²		$A/Ac = 9.00$									
$M = 7.500$		$\gamma = 17.00$ (kN/m ³)		$Ac = 0.636$ m ²		$1/n = 0.6$									
$MSF_{7.5} = 1.000$															
Prof. (m)	σ_{vo} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	rd	Nm	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	CSR	CSRd	$CRR_{M=7.5}$	F.S.
0.45	7.65	3.15	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.997	28	35.70	35.70	0.614	0.368		
1.05	17.85	7.35	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.992	28	35.70	35.70	0.611	0.366		
1.65	28.05	11.55	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.987	28	35.70	35.70	0.608	0.365		
2.25	38.25	15.75	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.983	24	30.60	30.60	0.605	0.363		
2.85	48.45	19.95	2.00	0.85	1.00	0.75	1.00	0.978	24	30.60	30.60	0.602	0.361		
3.45	58.65	24.15	2.03	0.85	1.00	0.75	1.00	0.974	24	31.13	31.13	0.599	0.360		
4.05	68.85	28.35	1.88	0.85	1.00	0.75	1.00	0.969	24	28.74	28.74	0.597	0.358	0.365	1.020
4.65	79.05	32.55	1.75	0.85	1.00	0.85	1.00	0.964	35	44.32	44.32	0.594	0.356		
5.25	89.25	36.75	1.65	0.85	1.00	0.85	1.00	0.960	35	41.71	41.71	0.591	0.355		
5.85	99.45	40.95	1.56	0.85	1.00	0.85	1.00	0.955	35	39.52	41.24	0.588	0.353		
6.45	109.65	45.15	1.49	0.85	1.00	0.95	1.00	0.951	33	39.66	41.38	0.585	0.351		
7.05	119.85	49.35	1.42	0.85	1.00	0.95	1.00	0.946	33	37.93	39.62	0.582	0.349		
7.65	130.05	53.55	1.37	0.85	1.00	0.95	1.00	0.941	33	36.41	38.07	0.580	0.348		
8.25	140.25	57.75	1.32	0.85	1.00	0.95	1.00	0.937	43	45.69	47.55	0.577	0.346		
8.85	150.45	61.95	1.27	0.85	1.00	0.95	1.00	0.932	43	44.12	45.94	0.574	0.344		
9.45	160.65	66.15	1.23	0.85	1.00	0.95	1.00	0.922	32	31.77	33.33	0.567	0.340		
10.05	170.85	70.35	1.19	0.85	1.00	1.00	1.00	0.906	32	32.43	34.00	0.558	0.335		
10.65	181.05	74.55	1.16	0.85	1.00	1.00	1.00	0.890	32	31.50	33.05	0.548	0.329		

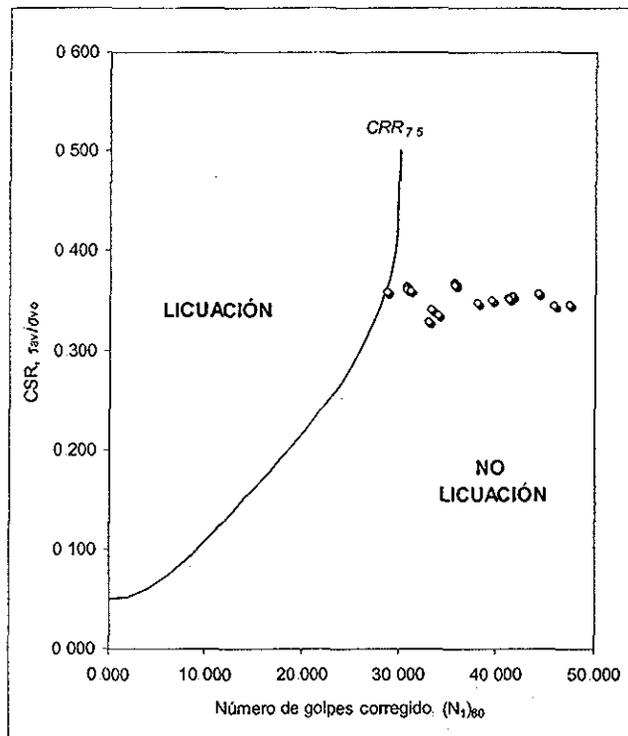


fig. 6 64 Gráfica del análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos (zona ganada al mar).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Ampliación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.25 Análisis de licuación previo al mejoramiento de suelos (terreno firme).

ANTES DEL MEJORAMIENTO														
Datos de sismo que causó licuación:										CF= 0.10				
amax= 0.39 g					γ= 17 (kN/m ³)					α= 0.87				
M= 7.5					MSF _{7.5} = 1.00					β= 1.02				
Prof. (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	rd	Nm	(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60cs}	CSR	CRR _{M=7.5}	F.S.
0.45	7.65	3.15	2.00	0.85	1	0.75	1	0.997	14	17.85	19.105	0.614	0.206	0.336
1.05	17.85	7.35	2.00	0.85	1	0.75	1	0.992	14	17.85	19.105	0.611	0.206	0.338
1.65	28.05	11.55	2.00	0.85	1	0.75	1	0.987	14	17.85	19.105	0.608	0.206	0.339
2.25	38.25	15.75	2.00	0.85	1	0.75	1	0.983	10	12.75	13.895	0.605	0.150	0.249
2.85	48.45	19.95	2.00	0.85	1	0.75	1	0.978	10	12.75	13.895	0.602	0.150	0.250
3.45	58.65	24.15	2.00	0.85	1	0.75	1	0.974	10	12.75	13.895	0.599	0.150	0.251
4.05	68.85	28.35	2.00	0.85	1	0.75	1	0.969	10	12.75	13.895	0.597	0.150	0.252
4.65	79.05	32.55	1.75	0.85	1	0.85	1	0.964	14	17.73	18.982	0.594	0.205	0.345
5.25	89.25	36.75	1.65	0.85	1	0.85	1	0.960	14	16.69	17.916	0.591	0.193	0.327
5.85	99.45	40.95	1.56	0.85	1	0.85	1	0.955	14	15.81	17.018	0.588	0.184	0.312
6.45	109.65	45.15	1.49	0.85	1	0.95	1	0.951	14	16.82	18.058	0.585	0.195	0.333
7.05	119.85	49.35	1.42	0.85	1	0.95	1	0.946	17	19.54	20.833	0.582	0.226	0.388
7.65	130.05	53.55	1.37	0.85	1	0.95	1	0.941	17	18.76	20.034	0.580	0.217	0.374
8.25	140.25	57.75	1.32	0.85	1	0.95	1	0.937	23	24.44	25.837	0.577	0.297	0.515
8.85	150.45	61.95	1.27	0.85	1	0.95	1	0.932	23	23.60	24.976	0.574	0.282	0.492
9.45	160.65	66.15	1.23	0.85	1	0.95	1	0.922	23	22.84	24.198	0.567	0.270	0.476
10.05	170.85	70.35	1.19	0.85	1	1	1	0.906	21	21.28	22.611	0.558	0.248	0.445
10.65	181.05	74.55	1.16	0.85	1	1	1	0.890	21	20.67	21.990	0.548	0.240	0.438

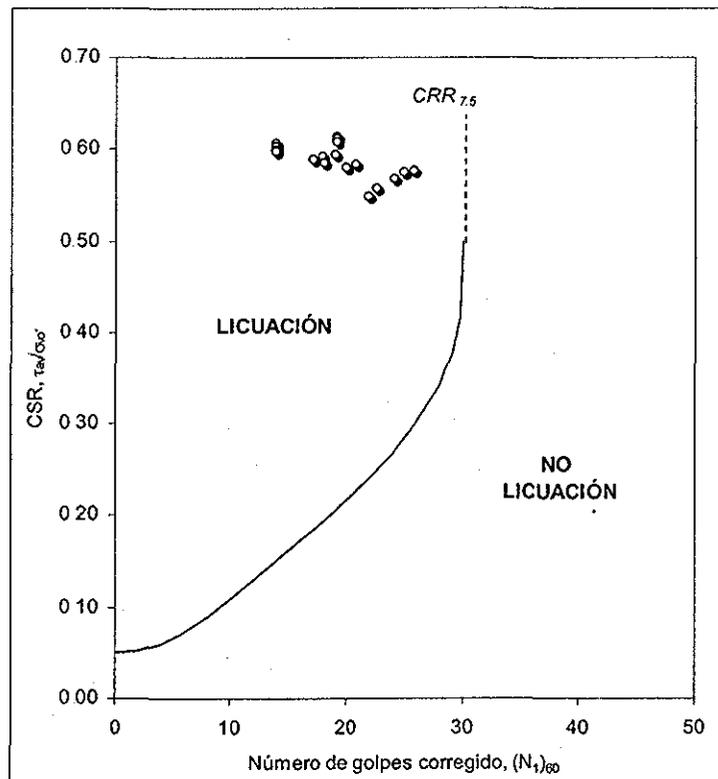


fig. 6.65 Gráfica del análisis de licuación previo al mejoramiento de suelos (terreno firme).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Proyecto: Ampliación de la Terminal Especializada de Contenedores, Manzanillo, Colima
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.26 Análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos (terreno firme).

DESPUES DEL MEJORAMIENTO															
Datos de sismo que causó licuación:										A= 7.07 m ²	CF= 0.10				
amax= 0.39	g			γ= 17 (kN/m ³)	A/Ac= 11.11	α= 0.87									
M= 7.5	MSF _{7.5} = 1.00				1/n= 0.62	β= 1.02									
Prof. (m)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	rd	Nm	(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60cs}	CSR	CSRd	CRR _{M=7.5}	F.S.
0.45	7.65	3.15	2.00	0.85	1	0.75	1	0.997	32	40.80	42.55	0.61	0.38		
1.05	17.85	7.35	2.00	0.85	1	0.75	1	0.992	32	40.80	42.55	0.61	0.38		
1.65	28.05	11.55	2.00	0.85	1	0.75	1	0.987	22	28.05	29.53	0.61	0.38	0.40	1.07
2.25	38.25	15.75	2.00	0.85	1	0.75	1	0.983	22	28.05	29.53	0.61	0.38	0.40	1.07
2.85	48.45	19.95	2.00	0.85	1	0.75	1	0.978	22	28.05	29.53	0.60	0.37	0.40	1.08
3.45	58.65	24.15	2.00	0.85	1	0.75	1	0.974	22	28.05	29.53	0.60	0.37	0.40	1.08
4.05	68.85	28.35	2.00	0.85	1	0.75	1	0.969	25	31.88	33.43	0.60	0.37		
4.65	79.05	32.55	1.75	0.85	1	0.85	1	0.964	25	31.66	33.21	0.59	0.37		
5.25	89.25	36.75	1.65	0.85	1	0.85	1	0.960	25	29.80	31.31	0.59	0.37		
5.85	99.45	40.95	1.56	0.85	1	0.85	1	0.955	25	28.23	29.71	0.59	0.36	0.42	1.14
6.45	109.65	45.15	1.49	0.85	1	0.95	1	0.951	33	39.66	41.38	0.59	0.36		
7.05	119.85	49.35	1.42	0.85	1	0.95	1	0.946	33	37.93	39.62	0.58	0.36		
7.65	130.05	53.55	1.37	0.85	1	0.95	1	0.941	43	47.45	49.34	0.58	0.36		
8.25	140.25	57.75	1.32	0.85	1	0.95	1	0.937	43	45.69	47.55	0.58	0.36		
8.85	150.45	61.95	1.27	0.85	1	0.95	1	0.932	43	44.12	45.94	0.57	0.36		
9.45	160.65	66.15	1.23	0.85	1	0.95	1	0.922	33	32.76	34.34	0.57	0.35		
10.05	170.85	70.35	1.19	0.85	1	1	1	0.906	33	33.44	35.04	0.56	0.35		
10.65	181.05	74.55	1.16	0.85	1	1	1	0.890	33	32.49	34.06	0.55	0.34		

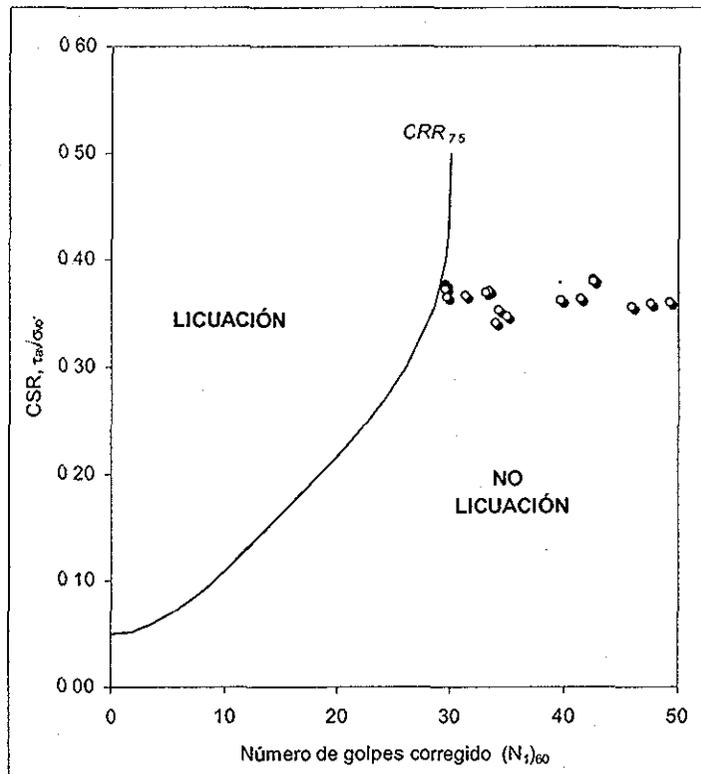


fig. 6.66 Gráfica del análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos (terreno firme).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

6.5.5 Ampliación de la bodega de consolidación localizada en la Terminal de Usos Múltiples, (2001).

El mejoramiento de este sitio consistió en vibrosustitución, con una separación entre columnas de grava de 3x3m, con un diámetro de 0.90m.

Este sitio se localiza a un lado de la Terminal Especializada en Contenedores, por lo que se utilizaron las mismas condiciones. Se utilizó vibrador de fondo tipo keller "S".

6.5.5.1 Análisis del potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento, utilizando el método de Seed e Idriss, (1982) modificado por Youd e Idriss, 1997.

Los resultados del análisis de licuación previos y posteriores al mejoramiento se muestran en las tablas 6.27 y 6.28, respectivamente. Estos mismos se presentan gráficamente en las figs. 6.67 y 6.68. Antes del mejoramiento, se observa un potencial de licuación en el relleno hidráulico (1 a 7m), la capa superficial de 1m de espesor no tiene problemas. Después del mejoramiento, los valores del número de golpes $(N_1)_{60cs}$ en el relleno hidráulico fueron bastante altos, mayores a 50, por lo que no se tiene ningún problema de licuación. En este sitio se encontró una arcilla orgánica a una profundidad de 7m, por lo cual, debajo de esta profundidad no se realizó el análisis de potencial de licuación.



Proyecto: Ampliación de la Bodega localizada en la Terminal de Usos Múltiples, Manzanillo, Col
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.27 Análisis de licuación previo al mejoramiento de suelos

ANTES DEL MEJORAMIENTO														
Datos de sismo que causó licuación:														
amax= 0.39 g $\gamma = 17 \text{ (kN/m}^3\text{)}$														
M= 7.5														
Prof. (m)	σ_{vo} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	rd	Nm	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	CSR	$CRR_{M=7.5}$	F.S.
1.5	25.5	10.5	2	0.85	1	0.75	1	0.989	20	25.5	26.92	0.609	0.318	0.522
2.3	39.1	16.1	2	0.85	1	0.75	1	0.982	12	15.3	16.50	0.605	0.178	0.295
3.3	56.1	23.1	2	0.85	1	0.75	1	0.975	10	12.75	13.90	0.600	0.150	0.251
4.3	73.1	30.1	2	0.85	1	0.75	1	0.967	10	12.75	13.90	0.595	0.150	0.253
5.3	90.1	37.1	2	0.85	1	0.75	1	0.959	8	10.2	11.29	0.591	0.122	0.207
6.3	107.1	44.1	2	0.85	1	0.75	1	0.952	10	12.75				
7.3	124.1	51.1	2	0.85	1	0.75	1	0.944	6	7.65				
8.3	141.1	58.100	1.312	0.85	1	0.85	1	0.937	7	6.64				
9.3	158.1	65.100	1.239	0.85	1	0.85	1	0.929	9	8.06				
10.3	175.1	72.100	1.178	0.85	1	0.85	1	0.921	8	6.81				
11.3	192.1	79.100	1.124	0.85	1	0.95	1	0.914	12	10.90				
12.3	209.1	86.100	1.078	0.85	1	0.95	1	0.906	20	17.40				

Suelo Orgánico

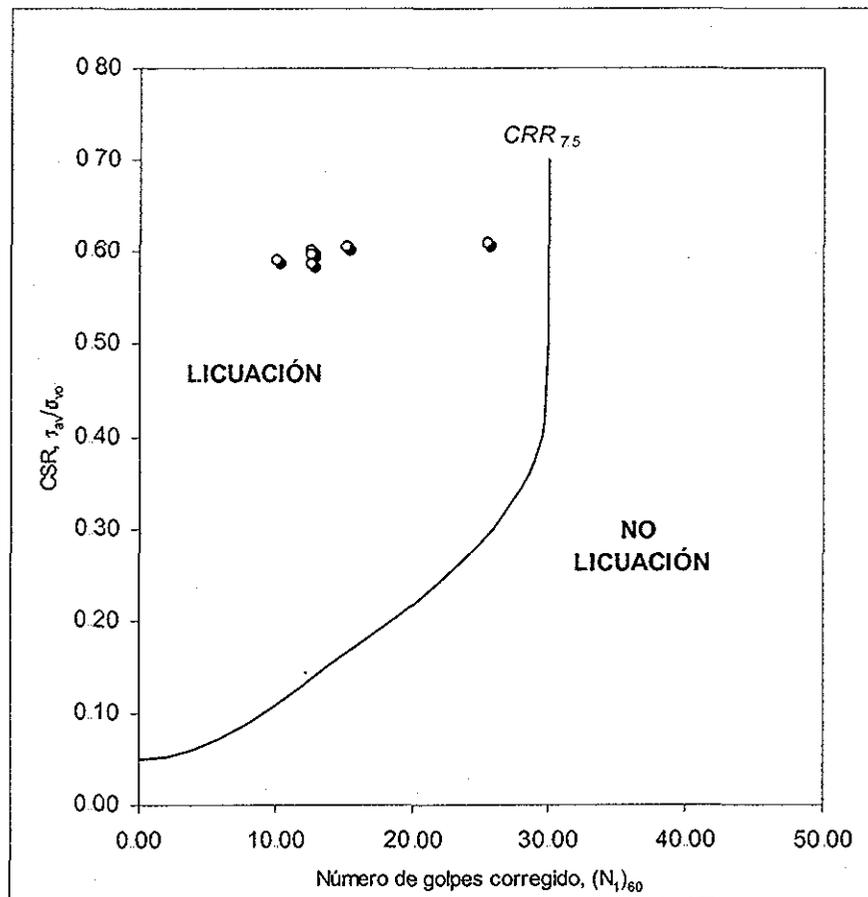


fig. 6.67 Gráfica del análisis de licuación previo al mejoramiento de suelos.

UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Ampliación de la Bodega localizada en la Terminal de Usos Múltiples, Manzanillo, Col
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6 28 Análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos

DESPUES DEL MEJORAMIENTO																
Datos de sismo que causó licuación:																
amax= 0.39 g																
M= 7.5																
$\gamma = 17 \text{ (kN/m}^3\text{)}$																
A= 7.06858 m ²																
Ac= 0.63617 m ²																
A/Ac= 11.11																
1/n= 0.62																
CF= 0.1																
$\alpha = 0.87$																
$\beta = 1.02$																
Prof. (m)	σ_{vo} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	C_N	C_E	C_B	C_R	C_s	rd	Nm	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	CSR	CSRd	CRR _{M=7.5}	F.S.	
1.5	25.5	10.5	2	0.85	1	0.75	1	0.989	45	57.38	59.48	0.609	0.377			
2.3	39.1	16.1	2	0.85	1	0.75	1	0.982	40	51.00	52.97	0.605	0.375			
3.3	56.1	23.1	2	0.85	1	0.75	1	0.975	53	67.58	69.91	0.600	0.372			
4.3	73.1	30.1	2	0.85	1	0.75	1	0.967	38	48.45	50.37	0.595	0.369			
5.3	90.1	37.1	2	0.85	1	0.75	1	0.959	70	89.25	92.05	0.591	0.366			
6.3	107.1	44.1	2	0.85	1	0.75	1	0.952	72	91.80	94.65	0.586	0.363			
7.3	124.1	51.1	2	0.85	1	0.75	1	0.944	39	49.73	51.67					
8.3	141.1	58.100	1.312	0.85	1	0.85	1	0.937	19	18.01	19.27					
9.3	158.1	65.100	1.239	0.85	1	0.85	1	0.929	24	21.49	22.83					
10.3	175.1	72.100	1.178	0.85	1	0.85	1	0.921	10	8.51	9.56					
11.3	192.1	79.100	1.124	0.85	1	0.95	1	0.914	17	15.43	16.64					
12.3	209.1	86.100	1.078	0.85	1	0.95	1	0.906	23	20.02	21.32					

Suelo Orgánico

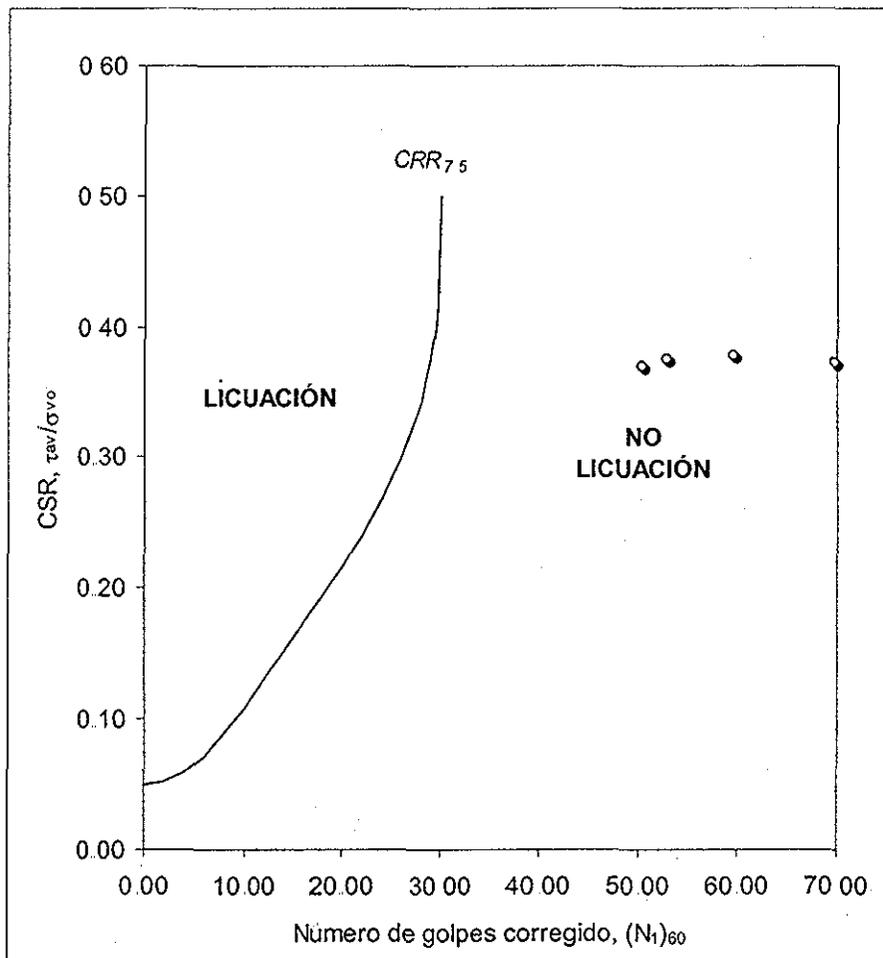


fig. 6.68 Gráfica del análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

6.5.6 Hospital general del IMSS en Manzanillo

El sitio fue mejorado con la técnica de vibrosustitución, con una separación entre columnas de 2.4x2.4m, con un diámetro de columnas de 0.90m. Se utilizó vibrador de fondo tipo keller "S".

Las características sísmicas que se consideraron fueron las correspondientes al sismo de 1995, ($a_{\text{máx}}=0.3g$) puesto que, causó licuación.

6.5.6.1 Análisis del potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento, utilizando el método de Seed e Idriss, (1982) modificado por Youd e Idriss, 1997.

Las tablas 6.29 y 6.30 contienen los resultados del análisis de licuación previo y posterior al mejoramiento, respectivamente. Estos mismos estudios se presentan gráficamente en las figs. 6.69 y 6.70. Antes del mejoramiento se tiene un potencial de licuación alto en los dos primeros estratos de arena, el tercer estrato de arena no tiene problemas, puesto que el número de golpes, $(N_1)_{60_{cs}}$ es mayor de 30. Después del mejoramiento el potencial de licuación desaparece en los dos primeros estratos de arena, puesto que se obtiene un factor de seguridad mayor a la unidad. Lo cual muestra que el mejoramiento fue efectivo, puesto que, el valor de $(N_1)_{60_{cs}}$ fue siempre mayor a 30 y alcanzó valores hasta de 60. La única excepción se presentó a una profundidad de 2.7 y 3.6m, donde el F.S. fue de 1.14 y 1.15, respectivamente. Es importante señalar que entre estas profundidades (2.7m a 3.6m) se localiza un estrato de arcilla, por lo que el análisis de Seed e Idriss no es aplicable.

Proyecto: Hospital general del MISS de Manzanillo, Colima
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.29 Análisis de licuación previo al mejoramiento de suelos

ANTES DEL MEJORAMIENTO															
Datos de sismo que causó licuación: amax= 0.3 g M= 7.5															
Prof. (m)	γ (kN/m ³)	σ_{vo} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	rd	Nm	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	CSR	$CRR_{M=7.5}$	F.S.
0.45	17	7.65	7.65	2.00	0.85	1	0.75	1	0.997	5					
1.05	17	17.85	17.85	2.00	0.85	1	0.75	1	0.992	7	ARCILLA				
1.40	17	23.80	9.80	2.00	0.85	1	0.75	1	0.989	7					
2.30	16	36.80	13.80	2.00	0.85	1	0.75	1	0.982	11					
2.70	16	43.20	16.20	2.00	0.85	1	0.75	1	0.979	6	7.65	10.52	0.509	0.114	0.224
3.30	17	56.10	23.10	2.00	0.85	1	0.75	1	0.975	5	ARCILLA				
3.60	17	61.20	25.20	2.00	0.85	1	0.75	1	0.972	5					
4.00	16	64.00	24.00	2.00	0.85	1	0.85	1	0.969	14	20.23	23.70	0.504	0.263	0.522
4.60	16	73.60	27.60	1.90	0.85	1	0.85	1	0.965	17	23.38	27.00	0.502	0.320	0.637
5.30	16	84.80	31.80	1.77	0.85	1	0.85	1	0.959	9	11.53	14.58	0.499	0.158	0.316
5.90	17	100.30	41.30	1.56	0.85	1	0.95	1	0.955	5	ARCILLA				
6.40	17	108.80	44.80	1.49	0.85	1	0.95	1	0.951	6					
7.00	17	119.00	49.00	1.43	0.85	1	0.95	1	0.946	26	29.99	33.93	0.448		
7.60	17	129.20	53.20	1.37	0.85	1	0.95	1	0.942	42	46.50	51.23	0.446		
8.20	17	139.40	57.40	1.32	0.85	1	0.95	1	0.937	27	28.78	32.66	0.444		

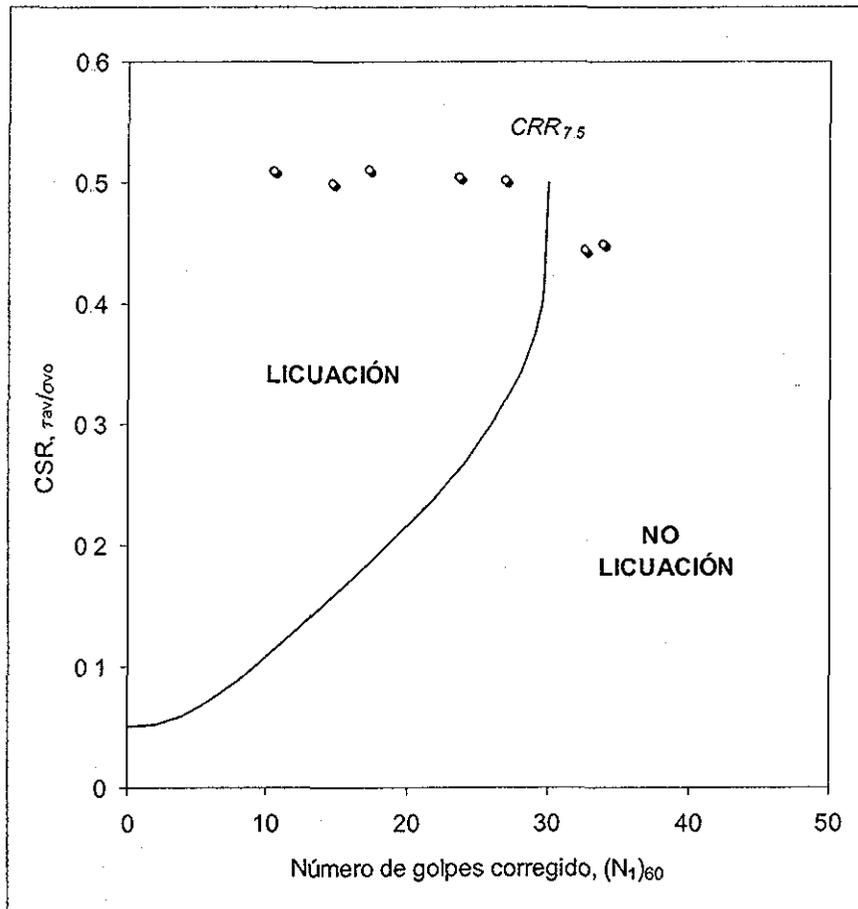


fig. 6.69 Gráfica del análisis de licuación previo al mejoramiento de suelos.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Hospital general del MISS de Manzanillo, Colima
Técnica: Vibrosustitución

Tabla 6.30 Análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos

DESPUES DEL MEJORAMIENTO																
Datos de sismo que causó licuación:										A= 4 524 m ²						
amax= 0.3		g				Ac= 0.636 m ²		CF= 0.10								
M= 7.5						A/Ac= 7.11		α= 2.50								
						1/n= 0.55		β= 1.05								
Prof. (m)	γ (kN/m ³)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	rd	Nm	(N ₁) ₈₀	(N ₁) _{60cs}	CSR	CSRd	CRR _{M=7.5}	F.S.
0.45	17	7.65	7.65	2.00	0.85	1	0.75	1	0.997	7	8.93					
1.05	17	17.85	17.85	2.00	0.85	1	0.75	1	0.992	9	11.48					
1.40	17	23.80	9.80	2.00	0.85	1	0.75	1	0.989	10	12.75					
2.30	16	36.80	13.80	2.00	0.85	1	0.75	1	0.982	22	28.05	31.90	0.51	0.28		
2.70	16	43.20	16.20	2.00	0.85	1	0.75	1	0.979	17	21.68	25.22	0.51	0.28	0.32	1.14
3.30	17	56.10	23.10	2.00	0.85	1	0.75	1	0.975	5	6.38					
3.60	17	61.20	25.20	2.00	0.85	1	0.75	1	0.972	6	7.65					
4.00	16	64.00	24.00	2.00	0.85	1	0.85	1	0.969	18	26.01	29.76	0.50	0.28	0.32	1.15
4.60	16	73.60	27.60	1.90	0.85	1	0.85	1	0.965	26	35.76	39.97	0.50	0.28		
5.30	16	84.80	31.80	1.77	0.85	1	0.85	1	0.959	22	28.19	32.04	0.50	0.27		
5.90	17	100.30	41.30	1.56	0.85	1	0.95	1	0.955	7	8.80					
6.40	17	108.80	44.80	1.49	0.85	1	0.95	1	0.951	12	14.48					
7.00	17	119.00	49.00	1.43	0.85	1	0.95	1	0.946	40	46.14	50.86	0.45	0.25		
7.60	17	129.20	53.20	1.37	0.85	1	0.95	1	0.942	50	55.35	60.52	0.45	0.25		
8.20	17	139.40	57.40	1.32	0.85	1	0.95	1	0.937	50	53.29	58.35	0.44	0.24		

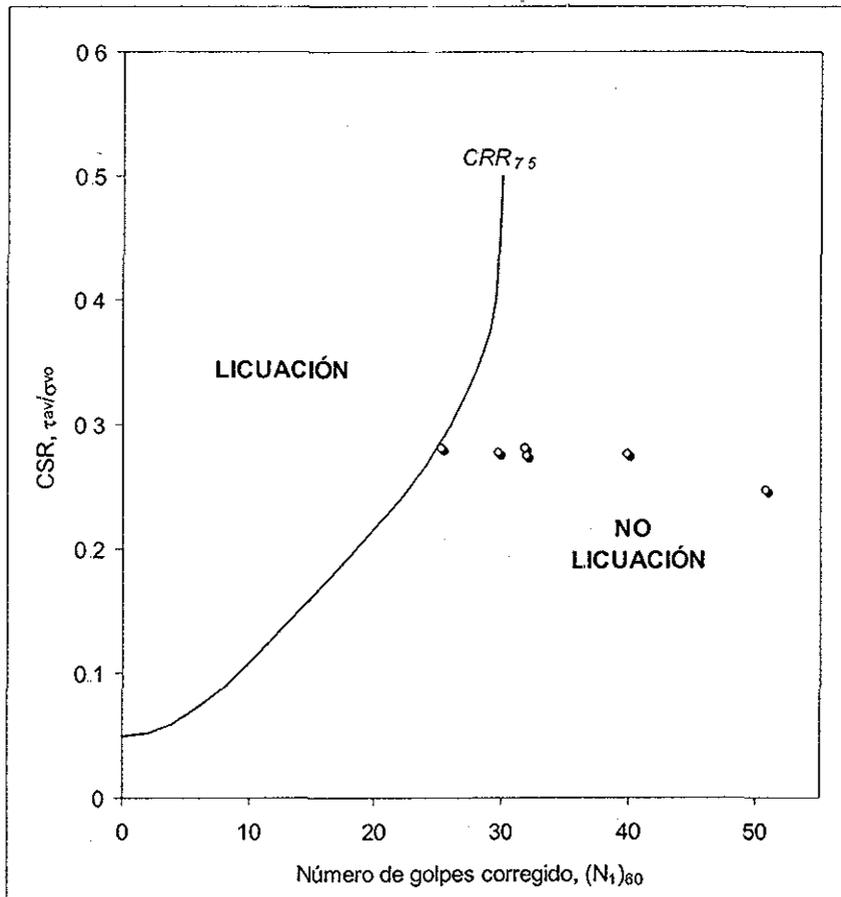


fig. 6.70 Gráfica del análisis de licuación posterior al mejoramiento de suelos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cabe destacar que en ninguno de los casos anteriores se tomó en cuenta el tiempo en que se tardó en verificar el mejoramiento, ya que a medida que pasa el tiempo se incrementa la rigidez y la resistencia a la penetración, esto se debe al drenaje de las arenas (compresión secundaria), provocando una reorganización de las partículas de arena, dando como resultado un incremento en la unión macroestructural y microestructural.

CONCLUSIONES

El fenómeno de licuación es de suma importancia, puesto que, debido a éste se han tenido grandes pérdidas económicas y humanas, alrededor del mundo.

Nuestro país cuenta con zonas en pleno desarrollo industrial y turístico, localizadas en costas y deltas de ríos, donde los suelos potencialmente licuables se encuentran con mayor frecuencia, además de que se tienen varios registros de este fenómeno en algunas zonas ya mencionadas, también se debe tener presente la zonificación sísmica de México, puesto que a mayor sismicidad se magnifica la ocurrencia de licuación. El fenómeno de licuación en México se ha presentado más veces en la zona D, que comprende la región del Pacífico, según CFE.

Debido a las desventajas de hacer un muestreo en arenas, y a las limitaciones de los equipos de laboratorio para reproducir las condiciones de esfuerzo y de frontera reales, los métodos basados en las pruebas de campo para evaluar el potencial de licuación han adquirido mucha importancia. Con el gran número de datos obtenidos de pruebas en campo de sitios donde se ha observado y no licuación, han hecho que la evaluación del potencial de licuación con esta técnica, sea un procedimiento más confiable.

Antes se tenía que hacer correlaciones entre las pruebas de penetración de cono (CPT) y penetración estándar (SPT), para así, determinar la curva de resistencia cíclica, CRR, actualmente se puede determinar directamente de datos provenientes de pruebas CPT. La corrección por finos de la curva CRR, depende de la relación de f_s/q_c , lo que actualmente (2001), es un inconveniente en nuestro país, puesto que, no es común encontrar equipos que midan la fricción en el fuste, f_s . La confiabilidad de este método, basado en pruebas de CPT, es del 85%.

Aunque las pruebas SPT presentan la ventaja de proporcionar muestras y de disponer de una gran base de datos para obtener correlaciones con la resistencia cíclica, CRR, tienen la desventaja de ofrecer una pobre repetibilidad, una gran variabilidad entre diferentes operadores y equipos, además de tener carácter discontinuo. Por lo anterior, las pruebas de CPT resultan más adecuadas para evaluar el potencial de licuación, puesto que, frente a las pruebas de SPT tienen las ventajas de ser más confiables (calidad de control), simples, rápidas y un registro continuo (detección de distintos estratos), aunque en una obra grande es mejor realizar pruebas tipo CPT y SPT para tener una amplia información sobre el suelo.

También se han desarrollado curvas de CRR, basada en pruebas de V_s y BPT (Prueba Becker), aunque los datos de éstas, en sitios donde ha ocurrido licuación y donde no, son bastante escasos. Ambos métodos son especialmente útiles suelos que contengan un gran porcentaje de gravas, pues ahí las pruebas de SPT y CPT son menos confiables o no se pueden ejecutar.

Los factores de escala por magnitud (MSF), fueron modificados por Idriss (1995), planteando factores mayores a los originales (Seed e Idriss, 1982) para sismos con magnitud menor que 7.5 y factores menores que los originales para sismos con magnitud mayor que 7.5.

Cuando los métodos de evaluación del potencial de licuación indiquen riesgo ante dicho fenómeno el ingeniero deberá adoptar las medidas necesarias para mitigar sus efectos o eliminar su ocurrencia. Por lo que debe tener los conocimientos necesarios sobre los métodos de mejoramiento de suelo.

Los métodos más utilizados para tal fin son: drenaje, reforzamiento y densificación, sobresaliendo este último. La aplicación de cada método depende significativamente del tamaño de partículas del suelo.

Se ha visto en mediciones de campo y de laboratorio que el éxito de un sistema de drenaje de grava, consiste en mantener la relación de presión de poro (r_u), por debajo de un valor de 0.5, puesto que dicho sistema disminuye su eficiencia conforme aumenta este valor de (r_u). También se ha observado una mejor eficacia del sistema cuando la instalación del mencionado sistema conlleva una densificación del suelo circundante.

El sistema de drenaje no parece ser muy efectivo para valores de aceleración máxima en superficie de 0.2g. La influencia de los drenes es delimitada aproximadamente a un diámetro desde el centro de los drenes. El dren debe de estar constituido por un material bien graduado para prevenir la contaminación de éste.

No se tienen antecedentes en la literatura de que los drenes prefabricados se hayan utilizado para mitigar los efectos de licuación, solo se han utilizado para consolidar suelos blandos y compresibles. Éstos tienen algunas ventajas como: fácil instalación, necesitan poco espacio para ser instalados, pueden ser instalados con cualquier inclinación y muy cerca de instalaciones existentes, buen control de instalación, fácil transporte y almacenamiento.

La razón por la que no se han utilizado para contrarrestar la licuación es por la poca capacidad para drenar ante un sismo que cuestión de segundos, esto se ve reflejado en un área pequeña de influencia de drenaje, debido a sus dimensiones pequeñas del dren prefabricado.

La densificación ha sido el método más común para reducir los efectos de licuación. Estos métodos incrementan la densidad relativa (D_r), los esfuerzos efectivos, los esfuerzos laterales, además disminuye la relación de vacíos (e) y deforma al suelo durante el proceso. Este método se puede realizar por diferentes técnicas entre las más comunes están: compactación dinámica, explosivos y vibrocompactación con vibradores de fondo.

La eficiencia de la compactación dinámica depende de la energía proporcionada por los impactos, la cual está determinada por el peso, altura y número de veces que se deja caer el elemento, además del espaciamiento entre los puntos de densificación. Este método no

mejora suelos cohesivos saturados y la presencia de éstos en forma de capas produce un efecto de amortiguamiento hacia las fuerzas dinámicas, lo que reduce la eficiencia del método. La profundidad máxima de mejoramiento es aproximadamente 12m. Algunos de los inconvenientes son: daño potencial de las estructuras vecinas debido a las grandes vibraciones, bastante ruido y la posible voladura de escombros.

La compactación por medio de explosivos es común para grandes profundidades aproximadamente 40m; la eficiencia de este depende de la secuencia horizontal y vertical de las detonaciones, con esto se reducen las vibraciones en un solo lugar. Este método es eficaz en suelos granulares saturados con un contenido de finos menor al 20%. A medida que aumenta el contenido de arcilla se reduce substancialmente la eficiencia.

Cerca de los puntos de detonación puede quedar material suelto y a poca profundidad (arriba de 1m) hay poca densificación. Este método es rápido y económico aunque causa gran daño al ambiente.

Vibrocompactación con vibradores de fondo; hay diferentes tipos de sondas, se pueden dividir en las que las vibraciones son solo verticales generándose fuera del terreno y se transmiten a una determinada profundidad por medio de algún elemento metálico, y las sondas que tienen un motor interno el cual genera vibraciones horizontales dentro del terreno, creando fuerzas dinámicas en la dirección en la que el suelo es más débil (vibroflot ó vibrador de fondo); las más eficientes son estas últimas.

La densificación se da en el suelo circundante de la sonda por un desplazamiento lateral y principalmente por licuación; al disiparse la presión de poro, el suelo toma un arreglo más compacto. La densificación depende de la intensidad de la vibración, de las propiedades del suelo, espaciamiento de los puntos de vibración y del tiempo de mejora; su efecto se disminuye exponencialmente conforme aumenta la distancia horizontal con respecto al vibrador. Durante la compactación se adiciona un material de relleno (arena limpia) para compensar la reducción de volumen del suelo. Las profundidades típicas de mejoramiento se encuentran en un intervalo de 9 a 15m.

Estas técnicas son eficientes para arenas limpias con un contenido de finos, CF, menor al 15%; en suelos con un contenido de finos mayor, el material de relleno debe ser grava formando columnas de grava, utilizando el vibroflot, a este método se le conoce como vibrosustitución o vibroemplazo.

La vibrosustitución es aplicable en casi cualquier tipo de suelo y en depósitos de arena con capas de arcilla intercaladas. Este método constituye un mejoramiento del suelo mediante la rigidización que produce la introducción de las columnas de grava en los orificios creados por el vibrador; la grava proporciona una mejor transmisión de las fuerzas vibratorias al suelo circundante, y por lo tanto incrementa el efecto de densificación; además, las columnas de grava actúan como drenes, que favorecen para disipar el exceso de presión de poro y reduce los esfuerzos cortantes cíclicos en el suelo que las rodea durante un sismo,

debido a una concentración de esfuerzos en las columnas, ya que poseen mayor rigidez que el suelo.

La verificación del mejoramiento se hace mediante la comparación de las pruebas (SPT, CPT y Vs) previas con las posteriores al mejoramiento. Estas últimas deben de tener valores que indiquen un factor de seguridad favorable contra licuación. También se debe medir el asentamiento total producido, así como el volumen de material de relleno y el amperaje del vibrador.

El mejoramiento realizado en el puerto pesquero Alvarado, Veracruz (1964) por medio de vibrocompactación (vibroflot) con una relación de $D/d=1.77$ (D = separación entre puntos de vibrado; d = diámetro del punto de vibrado) tuvo una magnífica respuesta, pasando de una densidad relativa inicial de 55% (antes del mejoramiento), a una densidad relativa final de 95% (después del mejoramiento), lo anterior se refleja en los análisis de potencial de licuación previo y posterior al mejoramiento; en el previo todo el estrato de arena limpia era licuable, el análisis posterior indica una resistencia del doble a la necesaria para licuarse.

El mejoramiento realizado en el patio de carbón Petacalco, Lázaro Cárdenas Michoacán (1997), por medio de vibrosustitución con una relación de $D/d=2.77$, tuvo como resultado un incremento bastante importante de $(N_1)_{60}$ mayor que 30, evitando así una posible licuación; aunado a esto, en el análisis de potencial de licuación se observa la importancia del efecto de reducción de los esfuerzos cortantes cíclicos en el suelo debido a la gran rigidez de las columnas de grava, puesto que se requiere de un $(N_1)_{60}$ menor para que no se presente licuación, este último efecto toma mayor importancia para evitar la licuación, a medida que la magnitud del sismo (M) y la aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x}$) son menores.

El mejoramiento de suelos que incluía la rehabilitación de los patios de la Terminal Especializada de Contenedores (TEC) en Manzanillo (1997), consistió en vibrocompactación por medio de vibro aletas con una relación de $D/d=1.3$. El análisis de potencial de licuación posterior al mejoramiento muestra una mala respuesta del suelo ante este método de mejoramiento, puesto que se observan profundidades susceptibles a licuarse aun con el mejoramiento.

En la ampliación de la TEC en Manzanillo (1997) que se localiza adyacente a la zona donde se realizó la rehabilitación de la TEC, se ejecutó un mejoramiento de suelos por medio de vibrosustitución con una relación de $D/d=3.3$. La resistencia a la penetración, $(N_1)_{60}$, se incrementó a valores muy cercanos de 30 o mayores; con lo que el análisis de potencial de licuación posterior al mejoramiento indica un factor de seguridad mayor que uno para sismos con magnitud $M=7.5$ y una aceleración $a_{m\acute{a}x}=0.39$. También muestra un decremento en CSR, pero aún así sigue siendo muy alto, por lo que la resistencia a la penetración, $(N_1)_{60}$, debe ser cercana a 30 para que no sea un suelo potencialmente licuable. Comparando la relación D/d y los resultados del análisis de potencial de licuación posterior al mejoramiento de esta obra y de la rehabilitación de la TEC, se concluye que el método de vibrosustitución es más eficiente que el método de compactación por medio de vibroaletas.

En la ampliación de la bodega de consolidación de la Terminal de Usos Múltiples (TUM), también se realizó mejoramiento mediante vibrosustitución con una relación $D/d=3.3$. La comparación del par de sondeos que se realizaron (previo y posterior) se observa un incremento extraordinario en la resistencia a la penetración, $(N_1)_{60}$. Considerando que estos sondeos se realizaron correctamente, entonces el análisis de potencial de licuación indica un comportamiento bastante bueno para las condiciones sísmicas consideradas.

Para la construcción del IMSS en Manzanillo, se realizó mejoramiento del suelo por medio de vibrosustitución con una relación de $D/d=2.6$. Con el incremento de la resistencia a la penetración, $(N_1)_{60}$, y la reducción de CSR, el análisis de licuación indica un comportamiento satisfactorio ante las características sísmicas del sitio.

En los sondeos verificados (después del mejoramiento) no se tomó en cuenta el tiempo que transcurrió antes de realizarlos; ésta es una variable de importancia, puesto que, a medida que transcurre el tiempo se incrementa la rigidez y la resistencia a la penetración.

En los sitios que se mejoraron por medio de vibrosustitución se tiene un factor de seguridad extra, debido a que en los análisis de potencial de licuación (posterior al mejoramiento) no existe ningún factor de corrección debido al drenaje que puedan proporcionar las columnas de grava.

ANEXO A

Comportamiento de arenas en condiciones no drenadas

A mediados de la década de los 60s, Castro desarrolló, a sugerencia de Casagrande, una serie de pruebas de laboratorio. La importancia de esta investigación radica en que Castro hizo una serie de pruebas no drenadas, realizadas en una cámara triaxial con esfuerzos controlados, que lograron reproducir por primera vez en el laboratorio el fenómeno de licuación en arenas saturadas y permitieron investigar los mecanismos del mismo (Castro, 1969).

Castro observó tres tipos de comportamiento esfuerzo-deformación dependiendo del estado del suelo fig. a1.

En el caso de muestras muy sueltas (A) sometidas a cierto nivel de esfuerzo, fallan rápidamente presentando grandes deformaciones: la licuación ocurre. Después de que el esfuerzo desviador q llega a un valor pico, éste se desploma hasta llegar a un punto donde el valor de q permanece constante. A este valor de q se le conoce como esfuerzo desviador residual. En este punto la presión de poro en la tercera gráfica, la cual siempre es positiva, alcanza el máximo y permanece constante a medida que las deformaciones continúan. La trayectoria de esfuerzos de la muestra suelta, intersecta a la envolvente de falla. A partir del momento donde se alcanza la resistencia residual, la presión de poro y la velocidad de deformación permanecen constantes. A esta última condición se le conoce como estado estable de deformación, en el cual la deformación, el volumen, el esfuerzo efectivo normal, el esfuerzo cortante y la velocidad de deformación son constantes. Este estado se alcanza únicamente después de destruir por completo la estructura original de la muestra, de tal forma que el esfuerzo cortante necesario para continuar la deformación y la velocidad de ésta permanecen constantes (Poulos, 1981).

La fig. a2 muestra el tiempo que transcurre durante la prueba donde la muestra licuación. El valor pico de q se alcanza en 16 minutos, mientras que el esfuerzo desviador residual se alcanza en 0.15 segundos.

Las muestras densas (B) inicialmente presentaron un comportamiento contractivo, como indica la presión positiva en la gráfica, pero posteriormente, al aumentar el esfuerzo desviador q , éstas cambiaron a un comportamiento dilatante como lo indica presión negativa generada por una succión del agua; los valores de la presión negativa descienden cuanto mayor es la tendencia a dilatarse. Si la muestra es infinitamente densa, la presión de poro siempre será negativa.

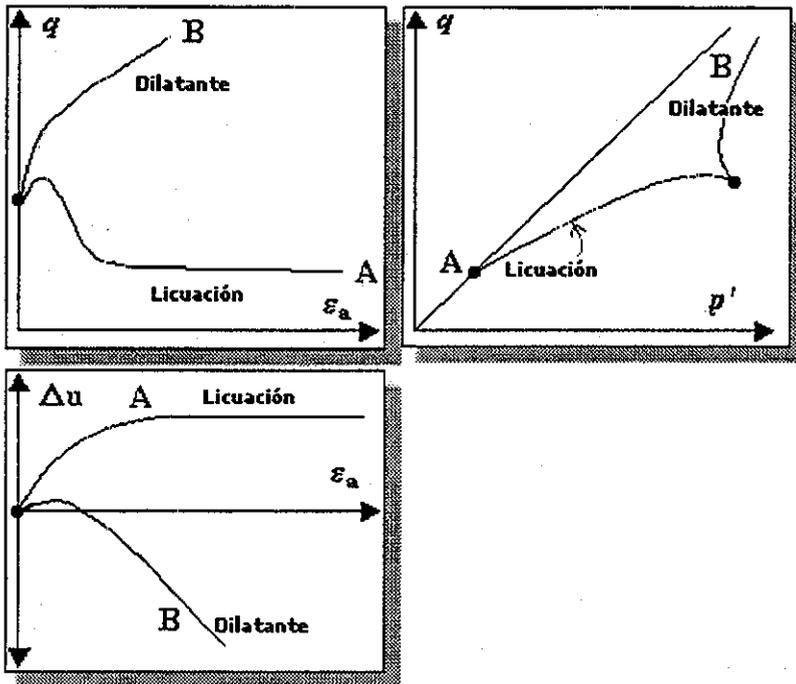
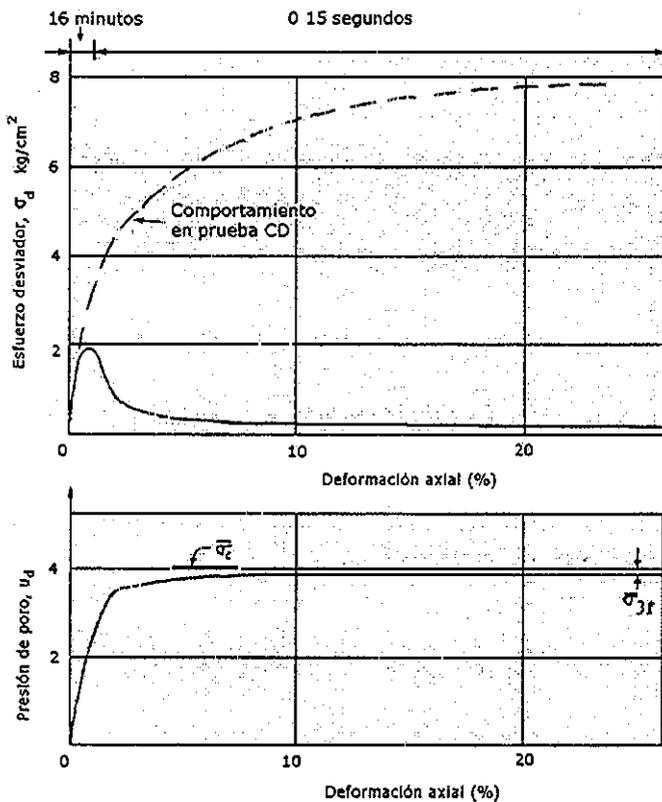


fig a1 Comportamiento de arenas en estado suelto y denso.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

fig. a2 La figura muestra el tiempo que tarda el espécimen en llegar al valor del esfuerzo desviador máximo y cómo la falla sucede en apenas en una fracción de segundo. Obsérvese como se entra al estado estable en el momento en que la presión de poro prácticamente iguala al esfuerzo de confinamiento p' (Castro, 1969).

Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G.A. y Chameau, J. L. (1988). "Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sand", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, No. 10, Octubre, pp. 1089-1109.

Ambraseys, N. N. (1988). Engineering seismology, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp. 985-1006.

Andrus R. D., (1994). "In Situ Characterization of Gravelly Soils That Liquefied in the 1983 Borah Peak Earthquake," Ph. D. Dissertation, University of Texas at Austin, p. 533.

ASCE (1977), Soil improvement, History, Capabilities, and Outlook. ASCE Committee on Placement and Improvement of Soils, Geotechnical Engineering Division, New York.

Baez, J. I. (1995). "A design Model for the Reduction of Soil Liquefaction by Vibro-Stone Columns." Ph. D. Dissertation, University of Southern California. Los Angeles, C.A. 207 pages.

Baez J. I., López R. (1995). "Soil Improvement by stone columns at the Puerto Vallarta Waste Water Treatment Plant" Proceedings of the X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Guadalajara, México.

Baez J. I., López R. A., Hayden R, F., (1998). "Métodos utilizados para mitigar la licuación y mejorar el comportamiento sísmico de los suelos" Revista Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos, ASIA, enero.

Baez, J. I., y Martín, G. R. (1992). "Quantitative evaluation of stone column techniques for earthquake liquefaction mitigation." Proc. of 10th World Conf. on Earthquake Engineering, 19-24 July, Madrid, Spain.

Baez, J. I., y Martín, G. R. (1993). "Advances in the design of vibro systems for the improvement of liquefaction resistance" Symposium of Ground Improvement, Vancouver Geotechnical Society, Vancouver, B.C.

Barksdale, R. D. y Bachus (1983). "Design and Construction of Stone Columns, Vol. I.," Report No 1 FHWA/RD 83/026, Federal Highway Administration, pp. 210pp.

Been K. y Jefferies M. G. (1985). "A state parameter for sands", Geotechnique 35, No. 2, 99-112.

Broms, B. B. (1991). "Deep Compaction of granular soils." Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Von Nostrand Reinhold, NY, NY, pp. 814-832.

Brown, R. E., y Glenn, A. J. (1976). "Vibroflotation and terra-probe comparison of Geotech Eng. Div., ASCE, Vol 102, No GT- 1 0, pp 1059-1072

Brown, R. E. (1977) "Vibroflotation compaction of cohesionless soils" J. of Geotech. Eng Div , ASCE, Vol. 103, GT12, pp 653-666.

Calderón Flandes, L., (2000). Segunda Investigación del subsuelo efectuada en el área que ocupará la ampliación del Patio de Contenedores en la Terminal de Operaciones Portuarias en Mazanillo, Col., Informe de LAINCO preparado para Ingenieros y Contratistas S.A de C.V., Guadalajara, Jal., México.

Castro, G. (1969). "Liquefaction of Sands", Harvard Soil Mechanics Series, No. 81, Cambridge, Mass

D' Appolonia, E., Miller, C. E. y Ware, T. M. (1953), "Sand Compaction by Vibrocompaction", Proc ASCE, Jou. Soil Mechanics and Foundation Division , Vol. 79.

D' Appolonia, E., Miller, C. E. y Ware, T. M. (1955), "Sand Compaction by Vibroflotation", Transactions, ASCE, Vol. 20, Paper No 2730

Damitio, C. (1972). "La consolidation des sols sans cohesion par explosion" In Construction, Pparis, 100-108 (1979), pp 292-302 (1970), pp 264-271 (1971), pp 90-97 (1972).

Dawson A., (1980). Licuación de arenas en Chiapa de Corzo, Chiapas. Memorias, X Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Tomo 1, pp 170-180.

Dawson A. Flores R. y Arenas A., (1977). Estudio de licuación de arenas en Chiapas. Informe interno del Instituto de Ingeniería U N A M

Egan, J A., Hayden, R. F., Sebelbel, L. L., Otus, M., and Serventi, G. M. (1992). "Seismic repair at seventh street marine terminal." Proc of Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE Conference, New Orleans, R. H. Borden, R

Fang, H-Y (ed.) (1991). Foundation Engineering Handbook, Second Edition, Van Nostrand Reinhold, NY, NY.

Florin, V. A. y Ivanov, P. L. (1961). "Liquefaction of Saturated Sandy Soils", Proceeding, 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1, pp. 107-111

Greenwood, D. A., y Thomson, G. H. (1984). "Ground Stabilization Deep Compaction and Grouting". ICE Works Construction Guides, Thomas Telford Ltd., 47p, London.

Greenwood, D.A. y Kirsch, K. (1984). "Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods," State-of-the-Art Report, Piling and Ground Treatment, Thomas Telford Ltd., London, pp 17-45.

Harder L. F., y Seed H. B., (1986). "Determination of Penetration Resistance for Coarse Grained Soils using the Becker Hammer Drill," Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-86/06, University of California, Berkeley.

Hayden, R. F., y Bacz, J. 1. (1994). "State of practice for liquefaction in North America." Inter. Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils, Tsukuba Science City, Japan, Julio 4 - 6.

Iai, S. (1988). "Large scale model test and analysis of gravel drains." Report of the Port and Harbor Research Institute, Vol. 27, No 3, Sept.

Iai, S., y Koizumi, K. (1986). "Estimation of earthquake induced excess pore water pressure for gravel drains." Proc of the Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium, Dec., pp. 679-684

Idriss I. M., (1995). "Seed Memorial Lecture, University of California at Berkeley".

Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and flow Failure During Earthquakes", Rankine Lecture, Goéotechnique 43, No 3, 351-415.

Ishihara, K. (1994), "Evaluation residual strength of sandy soils", The 13th ICSMFE, Delhi, India.

Ishihara, K., y Yamazaki, F. (1980), "Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading." Soils and Foundations, Vol. 20, No.1, pp. 49-59.

Ivanov, P. L. (1980). "Consolidation of saturated soils by explosions." Proc. Int. Conf on Compaction, ENPC, Paris, 1, pp 331-337.

Izarraras V. M. (1999). "Análisis de las alternativas de densificación en depósitos de suelos granulares finos" Tesis para obtener el grado de Maestría en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

Jaime P., A., (1980a). Comportamiento dinámico de suelos, Memorias X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia, Mich , Vol. 1; 92-99

Jaime P., A., (1980b). Comportamiento del suelo y estructuras terreas del Valle de Mexicali, Sismo de junio de 1980, Memorias X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia, Mich , Vol. 1; 147-169.

Jaime., A., Montañez L., Zavala., J., Santoyo., E., (1979). Estudio de licuación de subsuelo del Complejo Industrial de fosforados, FERTIMEX, S A , Lázaro Cárdenas, Mich. Informe interno del Instituto de Ingeniería U N A M.

Jakura, K., Abghari, A. (1994). " Mitigation of liquefaction hazards at three California bridge sites " 5th US-Japan Workshop, Snowbird, Utah, Octubre

Jebe, W., y Bartels, K. (1983). "The development of compaction method with vibrators from 1976 to 1982 " Proc of the 8th European Conf on Soil and Found Eng , Helsinki, Mayo, Vol. 1, pp.259-266.

Jeffries, M. G. (1991)."Explosive Compaction." Geotechnical News, pp. 29-31.

Jeffries M. G., Davies M. P., (1993). " Use of CPT to estimate equivalent SPT N_{60} " ASTM Geotechnical Testing Journal, 16(4): 458-467

Jendeby, L. (1990). " Djuppckning, ett teknish/ekonomuk alternativ till paling " (Deep Compaction a technical/economical alternative to piling). NCC Bygg AB, Chalmers University of Technology.

Kayen R. E., Mitchell, J. K., Seed R. B., Lodge A., Nishio S. and Countinho R., (1992). "Evaluation of SPT, CPT and Shear Wave Based Methods for Liquefaction Potential Assessment Using Loma Prieta Data," Proceedings, 4th, Japan Workshop on Earthquake Resistant Desing of Lifeline Facilities and Countermeasures for Liquefaction, Honolulu, Hawaii NCEER, buffalo, NY, technical Report NCEER-920019, Vol, pp 177-204

Keller (1997). "Deep Vibro Technique" Hayward Baker a Keller Company, brochure 10-2E

Keller (2000). "Vibro Systems" Hayward Baker a Keller Company, brochure 2000.

Kenney T. C., Chiu E., Ofoegbu G. I., Omange G. N., y Ume C. A. (1985). "Controlling constriction sizes of granular filters " Can. Geotech J., 22, pp. 32-43

- Kramer, S. L. (1996).** Geotechnical Earthquake Engineering, Publ. Prentice Hall.
- Lade P. V., Yamamuro J. A. (1997).** Effects of Non-plastic Fines on Static Liquefaction of Sands, Canadian Geotechnical Journal.
- Laris, A., E., del Castillo R., Botas G. (1974).** Tema II Zonificación Estratigráfica, Memorias, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Tomo I, pp 59-62.
- Lazcano S. (1994).** "Reporte Geotécnico Complementario" Suelo Eestructura S A de C.V. Guadalajara, Jalisco, México.
- Lazcano S. (1994).** "Reporte Geotécnico" Suelo Eestructura S.A de C.V. Guadalajara, Jalisco, México.
- Lazcano D., (1996).** Licuación de arenas en Jaluco, Jal., durante el sismo de octubre de 1995, XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia, pp 89-92.
- Lee, K. L., y Albeisa, A. (1974).** "Earthquake induced settlement in saturate sands", J. of the Soil Mech. And Found. Div., ASCE, Vol. 100, No Gt4, pp. 387-406.
- Ledbetter, R. H. (1985),** "Improvement of Liquefiable Foundation Conditions Beneath Existing Structures", Tech. Report, REMR-GT-2, US Army Corps of Engincers, Washington, D.C
- Ledbetter, R. H., Liam Finn, W. D., Nickell, J. S., Wahl, R. E., and Hynes M. E. (1991).** "Liquefaction induced behavior and remediation for Mormon Island auxiliary dam." Int. Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils, Tsukuba Science City, Japan, Jan. 24-25.
- Leonards, G. A., Cutter, W. A., y Holtz, R. D. (1980).** "Dynamic compaction of granular soils." J. Geotech. Eng., ASCE, Vol 106, GTI, pp. 35-44.
- Leycure, P., and Schroeder, W. L. (1987).** "Slope effects on probe densification of sands." Soil Improvement - A Ten Year Update, ASCE Symposium, Atlantic City, J. P. Welsh (ed.), Geotechnical Special Publication, No. 12, pp. 197-214.
- Liao S. C., Veneciano D., and Whitman R. V. (1988).** "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability," Journ. Of Geotechnical Engineering, Vo. 114, No.4. pp. 389-411.
- Liao S., Whitman R. V., (1986).** "Overburden correction factors for SPT in sand," J. Geotech. Engrg., ASCE, 112(3),373-377.

Litvinov, I. M. (1973). "Deep Compaction of soils with the aim of considerable increasing their carrying capacity." Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, 43, pp. 392-394

Litvinov, I. M. (1976). "Blast compaction of collapsible soils at the construction site of a large industrial plant " *Osnov, Fund. Mech. Grunt. (1 S)*, 4, pp. 4-6

López, R. A. (2002). Comunicación personal

López, R. A. y Baez, J. I. (2000). "Métodos para mejorar el comportamiento sísmico de suelos y estructuras" *Memorias XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Oaxaca, Oax.*, Vol. 2; pp 145-152.

López R. A., Francis M. J., Rollins K. M., Davis S. W., Batchko Z., (1998). "Composite ground modification system; vibroreplacement and dynamic compaction, salt Lake County Detention center, Utha" *Forth International Conference Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, University of Missouri*

López R. A., Hayden R. F., (1992). "The Use of Vibro Systems in seismic design" *Proceedings of Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Engineering Division, ASCE*

López R. A., Shao L., Lam I. P., Gularte F., (1999). "Composite ground reinforcement foundation system for large capacity grain domes under static and seismic loads: Part 1 and 2", *XI Panamerican Conference on Soil Mexhanics and Goetechnical Engineering, Vol 2*, pp. 1451-1463

Lodge A. L., (1994). "shear Wave Velocity Measurements for Subsurface Characterization," *National Academy Press, Washington, D C.*

Luongo, V. (1992). "Dynamic compaction: predicting depth of improvement." *Grouting, Soil Improvement, and Geosynthetics, Proc. of the ASCE Conference, New Orleans, R. H. Borden, R. D. Holtz and I. Juran (eds.), Geotechnical Special Publication No. 30, ASCE, Vol. 2, pp. 954-968*

Lukas, R. G. (1980). "Densification of loose deposits by pounding." *J. of the Geot. Eng. Div., Vol. 106, GT4, Abril, pp. 435-446.*

Lukas, R. G. (1986) "Dynamic compaction for highway construction " Vol. 1, *Design and Construction Guidelines, Federal Highway Administration, Office of Research and Development, U.S. D.O.T., Washington, D.C., Report No. FHWA/RD-86/133, Julio.*

Macdonel G. y Sifuentes A. (1998). *Estudio de mecánica de suelos en el patio de Contenedores vacíos en el Puerto interior de Manzanillo, Colima, Informe DE Aleph Ingenieros Consultores, S.A de C.V. para Operadora Portuaria de Manzanillo, S.A. DE C.V. México, D F.*

Martínez, C., Pimentel J. y Bringas L. (2000). "Mejoramiento del subsuelo con el método de vobrosustitución (columnas de grava) en la Terminal de Contenedores de TMM en Manzanillo, Colima" Memorias XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Oaxaca, Oax., Vol. 2; pp.153-160

Marsal, R. J., (1961). Behavior of sandy uniform soils during the Jaltipán Earthquake, México. Proc. 5th Int. Conf. On Soil Mech. and Found. Engrg., París -319

Massarch, K. R. (1991). "Deep soil compaction using vibratory probes." Deep Foundation Improvements: Design; Construction, and Testing, ASTM STP 1089, M. I. Esrig and R. Bachus (eds), ASTM, pp. 297

Matsubara, K., Mihara, M., y Tsujita, M. (1988). "Analysis of gravel drain against liquefaction and its application to design." Proc. of Ninth World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Vol. 111, pp. 249-254.

Mayne, P. W., Jones, J. S., y Dumas, J. C. (1984). "Ground response to Dynamic Compaction" J. of Geot. Eng., ASCE, Vol. 110, No. 6, June, pp. 757-774.

Menache A. S., Meza G. J. (1998). "Empleo de columnas de grava para resolver el problema de licuación en depósitos granulares, dentro de un patio de almacenamiento de carbón, en la isla del Cayacal. Lázaro Cárdenas, Mich." Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla Pue., México.

Mendoza M., (2000) Comunicación personal.

Millea, M. T. (1990). "Liquefaction mitigation technology "Technical Note, National Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA.

Ministry of Transport, Japan, (1997). Handbook on liquefaction remediation of reclaimed land, Tokio, Japan.

Mitchell, J. K., (1968). "In place treatment of foundation soils". ASCE, Cambridge. Aug. pp. 93-130.

Mitchell, J. K. (1970). "In place treatment of foundation soils." J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM 1, pp. 73 -110.

Mitchell, J. K. (1981). "Soil improvement State-of the-Art Report." Session 12, Proc. of the 10th Int Conf. on soil Mech and Found. Eng., Stockholm, Vol. 4, pp, 506- 565.

Mitchell, J. K., y Huber, T. R. (1982). "Stone column foundations for a wastewater treatment plant: A case history." Symposium on recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, 29 Nov-3 Dic.

Mitchell, J. K. y Solimar, Z. V. (1984), "Time dependent strength gain in freshly deposited or densified sand." J. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 110, No. GT11, pp. 1559-1576.

Mitchell, J. K. y Wentz, F.J. (1991), "Performance of improved ground during the Loma Prieta earthquake", UCB/EERC Report 91/12

Moseley, M. P. (1993). Ground Improvement Chapman & Hall, Pub by CRC Press Inc., Florida, 218pp

Mooser F., (1987). Geología del delta del Río Balsas Los sismos de 1985 Memorias Simpo. Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de suelos de Suelos, México, D.F

Nagase, H., and Ishihara, K. (1988). "Liquefaction induced compaction and settlement of sand during earthquakes." Soil and Foundations, Vol 28, No. 1, pp 66 - 76.

Nickell J. S., Allen M. G. y Ledbetter R. H. (1994). "Seismic remediation for liquefiable gravels: Mormon Island Auxiliary dam and others in Northern California", Int Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils, Tsukuba Science City, Japan, Julio 4-6.

Oishi, H., y Tanaka, Y. (1993). "Densification of surrounding soils due to gravel drain construction" 4th U.S. - Japan Workshop on Earthquake Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures against Soil Liquefaction (Rep. No. NCEER-92-0019), M. Hamada and T. O'Rourke, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY at Buffalo, Buffalo, NY.

Okita, Y., Ito, K., Nakajima Y., y Oishi, H. (1991) "Gravel drains installed with compaction rod type machine" Geo-Coast 91, 3-6 Sept., Yokohama, Japan

Olsen R. S., (1997). "Cyclic liquefaction based on the cone penetration test." Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg Res, State Univ. of New York at Buffalo, 225-276.

Ono, Y., Ito, K., Nakajima, Y., y Oishi, H. (1991). "Efficient installation of gravel drains." Proceedings: Second Int. Conf on Recent Advances in geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 11 - 15, St. Louis, Missouri, Paper No. 3.24

Onoue, A., (1988). "Diagrams considering well resistance for designing spacing ratio of gravel drains." Soils and Foundations, Vol 28, No 3, pp 160-168.

Onoue, A., Mori, N., y Takano, S. (1987). "In-situ experiment and analysis on well resistance of gravel drains." Soils and Foundations, Vol 27, No. 2, pp 42-60

Onoue, A., Ting, N., Germaine, J. T., Whitman, R. V., y Mori N. (1991). "Smear zone around a drain pile and well resistance of drains." Geo-Coast 91, 3-6 Sept., Yokohama, Japan.

Oteo, C. (1997). "Columnas de grava" Técnicas generales de refuerzo del terreno y sus aplicaciones, CEDES

Ovando E., Segovia J., (1996). Licuación de Arenas. Publicación editada por TGC.

Ovando E., Vieitez L., (1997). El Macrosismo de Manzanillo del 9 de Octubre de 1995. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, pp 85-132.

Peck, r. B., (1979). Liquefaction potential: "Science versus Practice," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, GT3, 393-398

Pérez L. E., Avilés J., Aguilar R., Zárata M., Vieitez L. (1998). "Espectro de diseño sísmico y potencial de licuación de los depósitos arenosos en los que se desplantará el hospital general de la zona del IMSS en Manzanillo, Colima" Informe Técnico, Centro de Investigación Sísmica, A C , Javier Barros Sierra

Pestana, J M , Mendoza, M J , Mayoral, J M , Moss, R S , Sancio S B , Seed R B , Bray J D. (2000). "Preliminary report on the geotechnical engineering aspects of the june 15 and june 21, 1999, México, earthquakes of the churches" http://nisee.berkeley.edu/mexico/geotech/central_mexico_earthquake.html

Poulos , S. J., (1971) "Stress Strain Curves of Soils", Geotechnical Engineers Inc Winchester, Mass.

Poulos, S. J. (1981). "The Steady State of Deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, Mayo, pp 553-562.

Priebe, H. J. (1989). "The prevention of liquefaction by vibro-replacement." Proceedings from Earthquake Resistance Construction and Design, Berlin, Germany, Savidis (ed)

Priebe, H. J. (1991). "Vibro Replacement - design criteria and quality control." Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing, ASTM STP 1089, M 1. Esrig and R. C. Bachus (eds.), ATSM, Philadelphia, pp, 62-72.

Priebe, H. J. (1995). "The Design of vibro replacement". Keller Grunbau GmbH.

Prugh, B. J. (1963). "Densification of soils by explosive vibrations." Proc ASCE, Jou of Construction Division, ASCE, Vol. 89, No COI, pp 79-100.

Reséndiz D., (1960). El Macrosismo de Jáltipan. Suelos. Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica., Vol. X.

Robertson P K., (1990), "Soil Classification Using CPT", Canadian Geotechnical Journal, Vol27 No.1, pp. 151-158.

Robertson P. K. y Fear, C. E., (1995). "liquefaction of Sand and its Evaluation," Proceedings, 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Keynote Lecture, Tokio, Japan.

Robertson P. K., Woeller D. J. y Finn W. D. (1992), " Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential." Canadian Geotechnical Journal, 24, 686-695.

Robertson P. K., y Wride C. E., (1998). " Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test," Can. Geotech J., Ottawa, 35(3), 442-459.

Saito, A. (1977). "Characteristics of penetration resistance of a reclaimed sandy deposit and their change through vibratory compaction". Soil and Found., n° 17, pp. 32-43.

Saito, A., Taghawa, K., Tamura, T., Oishi, H., Nagayama, H., y Shimaoka, H. (1987). "A countermeasure for sand liquefaction: gravel drain method." Nippon Kokan Technical Report, Overseas No. 51, Japan.

Sasaki, Y. y Taniguchi, E. (1982). "Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits." Soils and Foundations, Vol. 22, No. 3, pp. 1- 14.

Scott, R. F. (1986). "Solidification and consolidation of a liquefied sand column", Soils and Foundations, Vol. 26, No. 4, Dec., pp. 23 -31.

Seed, H.B (1984). The role of case studies in the evaluation of soil liquefaction potential, International conference on case histories in geotechnical engineering, Vol. IV, pp. 815-823 University of Missouri-Rolla Rolla, Missouri

Seed, H. B., y Booker, J. R. (1977). "Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains." J. of Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol. 103, No. GT7, Julio, pp. 757-768.

Seed H. B., De Alba, P. (1986), "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands," Proceedings of In Situ '86, ASCE, 281-302.

Seed, H. B., Martin, P. P., y Lysmer, T. (1976). "Pore water pressure changes during soil liquefaction." J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 102, No. GT4, pp. 323 -346.

Seed H. B., Idriss I. M., Arango I. (198), "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 109, No. 3, 458-487.

Sherard, J. L., Dunnigan L. P., and Talbot J. R. (1984). "Basic properties of sand and gravel filters " *J. of Geotech Eng* , Vol 110, No 6, Junio, 18934

Slocombe, B. C. (1993). "Dynamic Compaction." Ch. 2, In *Ground Improvement*, Moseley M. P. (ed), Chapman & Hall (Pub).

Solyman, Z. V. (1984). "Compaction of alluvial sands by Deep Blasting" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 21, pp.305-321

Sonu, C. J., Ito, K., y Oishi, H. (1993). "Harry Seed, liquefaction and gravel drain" *Civil Engineering*, pp 58-60, Dic

Stokoe K.H., Roesset J. M., Beirswale J. G. and Aouad, M., (1988). " Liquefaction Potential of Sand From Shear Wave Velocity, " *Proceedings, 9th World Conf on Earthquake Engineering*, Tokio, Japan, Vol III, pp 213-218

Sy A., and Campanella R. G., (1994). " Becker and Standard Penetration Test (BPT-SPT) Correlations with Consideration of Casing Friction," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 31, pp.343-356.

Sy A., Campanella R. G., and Stewart R. A., (1995). "BPT-SPT Correlations for Evaluation of Liquefaction Resistance in Gravelly Soils," *Proceedings of Specialty session on Dynamic Properties of Gravelly Soil*, ASCE Annual Convention, San Diego, California.

Tamez E. (1979). "Experiencias con la vibroflotación en el puerto pesquero piloto de Alvarado, Ver." *Mejoramiento masivo de suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Tamez G., E., (1987). Efectos del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el puerto industrial Lázaro Cárdenas, Mich. *Memorias Simposio Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de suelos de Suelos*, México, D.F. pp 19-22

Terés J. R., (1999). "Licuación, sus bases teóricas, su evaluación y cómo mitigar sus efectos" Tesis para obtener el grado de licenciatura, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Thorburn (1975). "Building structures supported by stabilized ground" *Geotechnique*, Vol 25

Tokimatsu K., Kuwayama S. and Tmura S., (1991). " Liquefaction Potential Evaluation Based on Raleigh Wave Investigation and Its Comparison with Field Behavior," *Proceedings, 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, held in St. Louis, Missouri, S Prakash, Ed , University of Missouri-Rolla, Vol. 1, pp.357-364

Tokimatsu, K., y Yoshirni, Y. (1980). "Effects of vertical drains on the bearing capacity of saturated sand during earthquakes." Proc. of Int. Conf on Eng for Protection from Natural Disasters, Asian Institute of Technology, Jan., pp. 643-655

U. S. Bureau of Reclamation (1974). Earth Manual, 2nd Ed., Denver, 810pp.

Uriel, S. (1997). "Inclusiones" II Curso sobre mejora del terreno E.T.S Universidad Politécnica de Valencia.

Van Impe y De Beer, E. (1983). "Improvement of settlement behaviour of softy layers by means of stone columns." Proc., 8th Int. Conf. On Soil Mechanics and Found. Eng., Helsinki. Pp. 309-312.

Vieitez L., (1978). La geotecnia en el desarrollo de la vertiente del Golfo de México. IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Mérida, pp III-2_III-53.

Wang, Y., Zang, W., y Qiao, T (1988). "Evaluation of the effect of saturated silty and fine sand foundation improved by vibroflotation in seismic area." Proc. Of 2nd Int. Conf. On Case Histories in Geotechnical Eng., St. Louis, Vol. 2, pp.963-968.

Webb, D. L., Y Hall, R. I. V. (1968). "Effects of vibroflotation on clayey sands." ASCE Spec. Conf. On Placement and Improvement of Soils, Soil Mech and Found. Div., held at MIT.

Welsh, J. P., (1986). "In situ testing for ground modification techniques." Use of In SITU Tests in Geotechnical Eng., Proc. Of Situ'86, Blackburg, S. P. Clemence (ed), Geotechnical Spec. Pub. No. 6, ASCE, pp. 322-335.

Welsh, J. P. (1988). "Improvement on hydraulic fills by ground modification." Conf. On Hydraulic Fill Structures, ASCE Geot. Spec. Pub. No. 21, NY, NY, Aug 15-18

Yoshimi, Y (1990). "Soil improvement methods for liquefaction remediation with emphasis on Japanese experience." Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, 29 Nov. -3 Dec., Seismic Workshop, World Port, Los Angeles.

Youd, T.L. (1984). "Recurrence of liquefaction at the same site." Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering. Vo 3, pp. 231-238.

Youd, T. L., y Idriss, I. M., eds. (1997). "Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo.

Youd, T. L., y Idriss, I. M., (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, apr., Vol. 127 No. 4 ISSN 1090-0241.

Zhang, H., Garga, V. k., (1997) "Quasi-steady state: a real behaviour?" *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 749-761.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN