



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**APLICACIÓN DEL MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR PARA
DETERMINAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y ESTIMACIÓN DE
DEFORMACIONES PARA UN SITIO UBICADO EN LA COSTA DE
VERACRUZ.**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. MARCOS ARTURO CRUZ TERRÉS

DIRECTOR DE TESINA: **M. I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO**

CIUDAD DE MÉXICO, FEBRERO 2020



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.

DEDICATORIA

Dedico esta tesina a mi padre Eliseo, que me enseñó a tener fe en Dios y que siempre tuvo confianza en mí. A mi abuelo Rafael, que siempre estuvo a mi lado en las noches durante mis tareas. Los echo de menos, no saben cuanta falta me hacen, quisiera estuvieran a mi lado, para compartir con ustedes mi alegría.

A mi mamá Celia, que siempre me ha apoyado y ha confiado en mí y que en los momentos difíciles durante los cursos de la especialidad me dio ánimo y el apoyo económico para salir adelante.

A mi esposa Luz Elena, a mi princesa, mi hermosa hija Elena Sofía, por quien doy todo en la vida, quien vino a darle nuevo sentido a mi vida, y a Ángel, que han llenado mi vida de alegría y bendiciones.

A mis hermanos y sobrinos, en fin, a toda mi familia, por todo el tiempo compartido, por su amor, por sus palabras, por todo. Mil gracias

A mis amigos Emmanuel (QEPD), Jesús, César y Alejandro, por su valiosísima amistad. Dios me bendijo con sus amistades.

Y al Ing. Héctor Luis Macías González (QEPD), entrañable y buen amigo, por darme esa primera oportunidad de trabajar en un proyecto. Eternamente agradecido.

AGRADECIMIENTO

Gracias a Dios por permitirme vivir este momento tan importante de mi formación profesional, por darme una familia y amigos que siempre me apoyaron a lo largo de este camino.

Gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México, mi alma mater, por los años de formación y sobre todo a mi Facultad de Ingeniería, a la que le guardo un cariño inmensurable.

Gracias a mis profesores y en especial a mis sinodales, la Ing. Araceli Sánchez, el Ing. Héctor Legorreta, el M. I. Juan Luis Umaña y el Dr. Raúl Aguilar, así como a mi director de tesina, el M. I. Reginaldo Hernández. Agradezco cada uno de aportes hicieron para la conformación final de este trabajo. Por siempre agradecido.

PRESENTACIÓN

Se describe el fenómeno de licuación, así como el comportamiento del suelo, los factores que influyen en la licuación de arenas y consecuencias del fenómeno; se muestran métodos analíticos para determinar el potencial de licuación y métodos para la estimación de deformaciones verticales y laterales por licuación, utilizando la información obtenida de la prueba de penetración estándar, para un sitio ubicado en el puerto de Veracruz. Así mismo, se presentan algunos métodos de mejoramiento de suelo para mitigar los efectos de la licuación.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1. CONCEPTO BÁSICOS	2
1.1 Fenómeno de licuación	2
1.2 Efectos de la licuación.....	8
1.2.1 Fallas de flujo	8
1.2.2 Desplazamientos laterales	10
1.2.3 Oscilaciones del suelo	12
1.2.4 Pérdida de capacidad de carga	12
1.2.5 Incremento en la presión lateral sobre muros de retención	14
1.2.6 Asentamientos	14
1.2.7 Volcanes de arena	16
1.3 Factores que influyen en la susceptibilidad a licuación.....	17
1.3.1 Geología	18
1.3.2 Historia	18
1.3.3 Tipo de suelo	18
1.3.4 Densidad relativa y relación de vacíos.....	22
1.3.5 Presión de confinamiento inicial	23
1.3.6 Profundidad del nivel freático	24
1.3.7 Grado de saturación	24
1.3.8 Magnitud del movimiento sísmico	25
1.3.9 Duración del movimiento sísmico	26
1.3.10 Lapso de esfuerzo sostenido	27
1.3.11 Deformaciones previas	27
1.3.12 Condiciones de estado	28
1.3.13 Posibilidad de re-licuación	29
1.4 Comportamiento de muestras en laboratorio	29
1.4.1 Comportamiento de muestras en estado suelto	33
1.4.2 Comportamiento de muestras en estado denso	33
1.4.3 Comportamiento de muestras en estado medio	34
1.4.4 Comportamiento ante cargas cíclicas	35

2. ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN MEDIANTE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	37
2.1 Descripción de la técnica de penetración estándar	37
2.1.1 Descripción del equipo.....	37
2.1.2 Operación del equipo	39
2.1.3 Energía de hincado.....	39
2.1.4 Correlación entre la densidad relativa y el número de golpes N_{SPT} ..	39
2.1.5 Corrección al número de golpes N_{SPT}	40
2.1.5 Corrección por contenido de finos	42
2.2 Potencial de licuación	43
2.3 Factores de corrección.....	44
2.3.1 Factor de escala del sismo (MSF)	45
2.3.2 Factor de corrección por confinamiento ($K\sigma$).....	46
2.3.3 Factor de corrección por esfuerzos cortantes estáticos ($K\alpha$).....	48
2.4 Evaluación de los esfuerzos cortantes cíclicos	49
2.5 Relación de esfuerzos cíclicos (CSR).....	51
2.6 Relación de resistencia cíclica (CRR).....	51
2.7 Curva base para arenas.....	52
2.8 Probabilidad de licuación (PL).....	53
2.9 Índice de potencial de licuación (LPI).....	58
2.10 Número de severidad de licuación (LSN).....	59
3. ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES	61
3.1 Deformaciones laterales.....	61
3.1.1 Método de Zhang et. al., 2004	61
3.1.2 Método de Youd, Hansen y Bartlett, 2002	65
3.1.3 Método de Hamada et. al., 1986.....	66
3.2 Estimación de asentamientos	67
4. SISMICIDAD EN MÉXICO	71
4.1 Tipos de sismos	71
4.1.1 Sismos por subducción o interplaca	72
4.1.2 Sismos intraplaca	72

4.1.3 Sismos superficiales o corticales	72
4.1.4 Sismos en el interior de una placa oceánica	72
4.1.5 Sismos por falla transformante	72
4.1.6 Sismos inducidos	72
4.2 Ondas sísmicas	73
4.2.1 Ondas de cuerpo	73
4.2.2 Ondas superficiales	74
4.3 Magnitud e intensidad de los sismos	75
4.3.1 Definición de magnitud e intensidad	75
4.3.2 Escala Richter	75
4.3.3 Escala Magnitud momento	76
4.3.4 Escala sismológica de Mercalli	77
4.4 Análisis probabilístico	79
4.5 Sismicidad en la República Mexicana	79
4.6 Sismos en México en los que se ha presentado licuación	83
4.6.1 Jaltipán, Veracruz (1959).....	83
4.6.2 Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)	84
4.6.3 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979).....	84
4.6.4 Valle de Mexicali, Baja California (1980)	85
4.6.5 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985).....	85
4.6.6 Manzanillo, Colima (1995)	86
4.6.7 Tlaxcala (1999)	86
4.6.8 Valle de Mexicali, Baja California (2010)	87
5. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR PARA DETERMINAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES PARA UN SITIO UBICADO EN LA COSTA DE VERACRUZ	89
5.1 Ubicación	89
5.2 Topografía	90
5.3 Geología	90
5.4 Sismicidad	91
5.5 Vulnerabilidad a licuación	93

5.6 Estratigrafía	94
5.7 Determinación de la susceptibilidad de licuación tomando en cuenta la gradación de los suelos	98
5.8 Determinación del potencial de licuación	103
5.8.1 Cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR).....	103
5.8.2 Cálculo de la relación de resistencia cíclica (CRR).....	104
5.9 Estimación de deformaciones	119
5.9.1 Estimación de desplazamientos laterales (LD)	119
5.9.2 Estimación de asentamientos	124
6. MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES	131
6.1 Compactación dinámica	131
6.2 Vibro-compactación	133
6.3 Vibro-sustitución	136
6.4 Compactación por inyección de mortero	137
6.5 Deep mixing	139
6.6 Jet grouting	140
6.7 Drenes	141
6.8 Recomendación sobre el método más óptimo para el tratamiento del suelo potencialmente licuable detectado en un sitio ubicado en la costa de Veracruz.	141
7. CONCLUSIONES	146
8. REFERENCIAS	147
ANEXOS	155

Lista de figuras

Figura 1.1. Modelo del suelo. Determinación de esfuerzos totales y efectivos (Guanchez, 2020).

Figura 1.2. Diagramas de esfuerzos antes del sismo, al inicio del sismo y durante el proceso de licuación (Guanchez, 2020).

Figura 1.3. Diversas condiciones de estado para una arena bajo condiciones de carga cíclica (Vaid y Sivathayalan, 2000).

Figura 1.4. Diagrama de un deslizamiento causado por licuación de suelos en una pendiente pronunciada. La pérdida de resistencia ocasiona inestabilidad y el deslizamiento por la ladera.

Figura 1.5. Deslizamiento por flujo de la presa San Fernando, sismo del 9 de febrero de 1971.

Figura 1.6. Deslizamiento por flujo de la presa Sheffield, sismo de Santa Bárbara.1925.

Figura 1.7. Diagrama de un deslizamiento lateral.

Figura 1.8. Colapso del puente Showa por desplazamiento lateral. Niigata, 1964.

Figura 1.9. Deslizamiento lateral de muro de retención, sismo de Kobe, 1995. El muro se movió hacia afuera y la superficie del terreno se hundió.

Figura 1.10. Diagrama de oscilación por licuación.

Figura 1.11. Diagrama de pérdida de capacidad de carga por licuación. La pérdida de capacidad de carga ocasiona asentamientos e incluso colapso de estructuras.

Figura 1.12. Falla por pérdida de capacidad de carga de edificios de departamentos de Kawagishi-cho, sismo de Niigata, 1964.

Figura 1.13. Asentamiento en edificio, sismo de Niigata, 1964.

Figura 1.14. Asentamiento producido por la licuación.

Figura 1.15. Asentamiento del terreno y emersión de estructuras enterradas, sismo de Niigata, 2004.

Figura 1.16. Disipación de la presión de poro en el suelo licuado.

Figura 1.17. Formación de volcanes de arena.

Figura 1.18. Susceptibilidad a la licuación con base a la granulometría del depósito (Shannon y Wilson, 1971).

Figura 1.19. Curva granulométrica para arenas con bajo coeficiente de uniformidad, $C_u < 3.5$ (PHRI, 1997).

Figura 1.20. Curva granulométrica para arenas con alto coeficiente de uniformidad, $C_u > 3.5$ (PHRI, 1997).

Figura 1.21. Concepto de densidad relativa (Henríquez, 2007).

Figura 1.22. Influencia de la compacidad relativa en la resistencia a la licuación y deformaciones de cortante límite (Seed, 1979).

Figura 1.23. Influencia del esfuerzo confinante en el número de ciclos de carga para lograr la licuación (Peacock y Seed, 1968).

Figura 1.24. Relación entre la distancia epicentral límite de sitios donde fueron observados efectos de licuación y la magnitud de los sismos en escala M_w (Ambraseys, 1988).

Figura 1.25. Efecto de la historia sísmica sobre las características de licuación de una arena (Seed, Mori y Chan; 1975).

Figura 1.26. Efecto de la estructura en la respuesta no drenada de la arena Syncrude (Vaid y Sivathayalan, 2000).

Figura 1.27. Comportamiento no drenado de arenas de Toyoura (Ishihara, 1933).

Figura 1.28. Línea del estado último (Robertson y Wride, 1998).

Figura 1.29. Comportamiento de arena en estado muy suelta (Robertson y Wride, 1998).

Figura 1.30. Comportamiento de arena en estado denso (Robertson y Wride, 1998).

Figura 1.31. Comportamiento de arena en estado medio (Robertson y Wride, 1998).

Figura 1.32. Comportamiento cíclico no drenado que ilustra la licuación cíclica de una arena (Robertson y Wride, 1998).

Figura 2.1. Esquema del penetrómetro estándar (Santoyo, 2010).

Figura 2.2. Esquema de la prueba de penetración estándar (López, 2003).

Figura 2.3. Relación entre CSR y el número de ciclos para causar licuación (Seed e Idriss, 1982).

Figura 2.4. Factor de corrección por confinamiento (Boulanger e Idriss, 2014).

Figura 2.5 Valores de $K\alpha$ (Hasder y Boulanger, 1997).

Figura 2.6. Valores del factor de reducción r_d (Idriss y Boulanger, 2008).

Figura 2.7. Curvas para determinar el potencial de licuación con SPT para magnitud $M_w = 7.5$ (Curva base para arenas limpias) (Seed et. al., 1983).

Figura 2.8. Distribución probabilística de los factores de seguridad para casos donde hubo licuación y casos en los que no se presentó (Cheng y Juang, 2001).

Figura 2.9. Relación entre el factor de seguridad y la probabilidad de licuación (Cheng y Juang, 2001).

Figura 3.1. Factor de seguridad contra licuación para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Figura 3.2. Condiciones de terreno para la aplicación del método SPT (Zhang et. Al., 2004).

Figura 3.3. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) en función de la pendiente del terreno (S) para datos de SPT, (Zhang et. al, 2004).

Figura 3.4. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) en función de la relación L/H para datos de SPT, (Zhang et. al, 2004).

Figura 3.5. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) en función de la relación L/H para datos de SPT, (Zhang et. al, 2004).

Figura 3.6. Relación entre el factor de seguridad y la deformación angular máxima para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Figura 3.7. Relación entre la deformación volumétrica y la deformación angular máxima para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Figura 3.8. Deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Figura 4.1. Esquema de los tipos de sismos (Instituto Geofísico del Perú).

Figura 4.2. Propagación de ondas sísmicas (Sirvent, 2019).

Figura 4.3. Arribo de ondas sísmicas en un sismograma.

Figura 4.4. Cinturón de Fuego del Pacífico (USGS).

Figura 4.5. Placas tectónicas de México (Servicio Sismológico Nacional).

Figura 4.6. Regionalización sísmica de la República Mexicana. Manual de diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo (Comisión Federal de Electricidad).

Figura 4.7. Localización de sismos más importantes de México (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

Figura 4.8. Mapa de zonas de riesgo por licuación (Rodríguez, 2011).

Figura 5.1. Ubicación del sitio en estudio (Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz, 2009).

Figura 5.2. Mapa geológico del Estado de Veracruz (Rodríguez-Morales, 2019).

Figura 5.3. Zonificación sísmica del Estado de Veracruz (Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz, 2009).

Figura 5.4. Espectro de diseño transparente del sitio en estudio (PRODISIS, CFE).

Figura 5.5. Vulnerabilidad a licuación (Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz, 2009).

Figura 5.6. Detalle estratigráfico definido con el sondeo de penetración estándar (SPT-1).

Figura 5.7. Curvas granulométricas de las muestras de suelo comparadas con las envolventes de Seed e Idriss (1967), Lee y Filton (1968) y del sismo de Kishida, Japón (1969).

Figura 5.8. Curvas granulométricas de acuerdo con el coeficiente de uniformidad $C_u > 3.5$.

Figura 5.9. Curvas granulométricas de acuerdo con el coeficiente de uniformidad $C_u > 3.5$.

Figura 5.10. Perfil del número de golpes.

Figura 5.11. Perfil de contenido de finos.

Figura 5.12. Estado inicial de esfuerzos.

Figura 5.13. Esfuerzos cortantes cíclicos y esfuerzos resistentes cíclicos.

Figura 5.14. Valores de CRR comparados con los valores de CSR.

Figura 5.15. Factor de seguridad.

Figura 5.16. Probabilidad de licuación.

Figura 5.17. Índice de potencial de licuación.

Figura 5.18. Curva base.

Figura 5.19. Configuración geométrica del sitio.

Figura 5.20. Deformación angular máxima γ_{max} contra factor de seguridad, para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Figura 5.21. Deformación angular máxima.

Figura 5.22. Índice de desplazamientos laterales.

Figura 5.23. Desplazamientos laterales.

Figura 5.24. Deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Figura 5.25. Deformación volumétrica.

Figura 5.26. Asentamientos.

Figura 5.27. Número de severidad de licuación.

Figura 6.1. Efecto de la compactación dinámica (Slocombe, 1993).

Figura 6.2. Proceso de compactación dinámica (Grupo Menard, 2016).

Figura 6.3. Proceso de vibro-compactación (Grupo Menard, 2016).

Figura 6.4. Proceso de vibro-sustitución o columna de grava (Grupo Menard, 2016).

Figura 6.5. Proceso de compactación por inyección (Keller, 2020).

Figura 6.6. Proceso de mejoramiento Deep mixing (Grupo Menard, 2016).

Figura 6.7. Proceso de mejoramiento jet grouting (Geo grout, 2020).

Figura 6.8. Proceso de mejoramiento con drenes (Keller, 2020).

Lista de tablas

Tabla 1. 1. Estimación de susceptibilidad en depósitos sedimentarios a licuación durante movimientos sísmicos fuertes (Youd y Perkins, (1978).

Tabla 1. 2. Densidad relativa contra aceleración (Seed e Idriss, 1971).

Tabla 2.1. Densidad relativa de arenas (Terzaghi, 1967).

Tabla 2.2. Factores de corrección de SPT.

Tabla 2.3. Factibilidad de licuación con base en el factor de seguridad FS_{lic} .

Tabla 2. 4. Valores recomendados para f Youd et al (2001).

Tabla 2.5. Parámetros de ajuste para distintas teorías (Chen y Juang, 2000).

Tabla 2.6. Categorías de probabilidad de licuación (Chen y Juang, 2000).

Tabla 2.7. Factores de seguridad obtenidos con diferentes modelos para pruebas SPT.

Tabla 2.8. Potencial de licuación según el valor de LPI.

Tabla 2.9. Potencial de licuación según el valor de LSN.

Tabla 4.1. Escala sísmica de Mercalli, USGS.

Tabla 4.2. Correlación entre magnitud e intensidad.

Tabla 5.1. Resumen de cálculos para evaluación de susceptibilidad a licuación.

Tabla 5.2. Resumen de cálculos de desplazamientos laterales y de asentamientos.

Tabla 6.1. Clasificación de un material de relleno (Brown, 1977).

Tabla 6.2. Resumen de los métodos de mejoramiento para suelos potencialmente licuables.

INTRODUCCIÓN

En 1964 ocurrieron dos sismos, uno en Alaska ($M_w=9.2$) y otro en Niigata ($M_w=7.5$), en los cuales se presentaron fallas catastróficas y cuantiosos daños, incluyendo deslizamientos de taludes, fallas en cimentaciones de puentes y edificios, así como la emersión de estructuras enterradas (Kramer, 1996). La razón de las fallas se debió a que los suelos, de tipo granular, en estado saturado y confinado, fueron sometidos a cargas cíclicas, produciéndose un incremento en la presión de poro y un reacomodo de sus partículas (densificación), así como una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante, llegando a ser total en algunos casos.

Este fenómeno conoce como licuación y es una de las causas más dramáticas del colapso de obras civiles durante un sismo, ya que los suelos dejan de comportarse como sólidos y actúan más como fluidos viscosos (Vargas, 2016).

En México han ocurrido sismos que han producido licuación de arenas, principalmente en zonas costeras, como el de Jalisco en 1959, el de Michoacán en 1985, el de Manzanillo en 1995 y el de Mexicali de 2010, entre otros.

I. Objetivo

Describir el fenómeno de licuación de suelos y sus efectos, estimar del potencial de licuación y determinar las deformaciones mediante la prueba de penetración estándar (SPT), así como presentar algunas técnicas de para mitigar los efectos de la licuación.

II. Alcances

- Describir el fenómeno de licuación.
- Presentar el método de penetración estándar para evaluar el potencial de licuación.
- Mostrar el cálculo de deformaciones del suelo ante el fenómeno de licuación.
- Describir algunas técnicas de mejoramiento de suelo para minimizar los efectos de la licuación.

1. CONCEPTOS BÁSICOS

1.1 Fenómeno de licuación

La licuación es un fenómeno que se presenta generalmente en suelos granulares sueltos saturados, debido a las vibraciones producidas por acciones sísmicas, principalmente, las cuales producen un esfuerzo cortante en la masa del suelo, que a su vez genera un incremento en la presión del agua en los poros del suelo. El incremento de la presión de poro origina una reducción de los esfuerzos efectivos, pudiendo llegar a ser prácticamente nulos en los casos más extremos. Lo anterior, tiene como consecuencia una pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante, llegando a ser casi total en algunos casos. Durante este fenómeno, las partículas del suelo son liberadas de su condición de confinamiento, llegando a perder contacto entre ellas y flotar en el agua, comportándose el suelo como un líquido.

Seed y Lee (1966) describieron la licuación de la siguiente manera:

“Si una arena saturada es sometida a vibración, tiende a compactarse y a disminuir su volumen, esta disminución de volumen resulta en un incremento de la presión del agua en los poros por falta de drenaje, si este incremento de presión iguala al esfuerzo confinante inicial el esfuerzo efectivo será nulo y la arena perderá su resistencia al esfuerzo cortante, desarrollándose entonces el fenómeno de licuación”.

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular está dada por la ecuación de Mohr-Coulomb (1776):

$$\tau = \sigma' \tan \phi \quad (1.1)$$

Donde:

τ : resistencia al esfuerzo cortante

σ' : Esfuerzo efectivo

ϕ : Ángulo de fricción interna

El esfuerzo efectivo (Terzaghi, 1925) se define como:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.2)$$

Donde:

σ : Esfuerzo total

u : Presión del agua en los poros

De acuerdo a la ecuación 1.2, durante la licuación, el esfuerzo efectivo se reduce en la misma medida que aumenta la presión de poro. Debido a la rapidez de la aplicación de la carga, la presión de poro no se disipa, ocasionando una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la estabilidad del suelo.

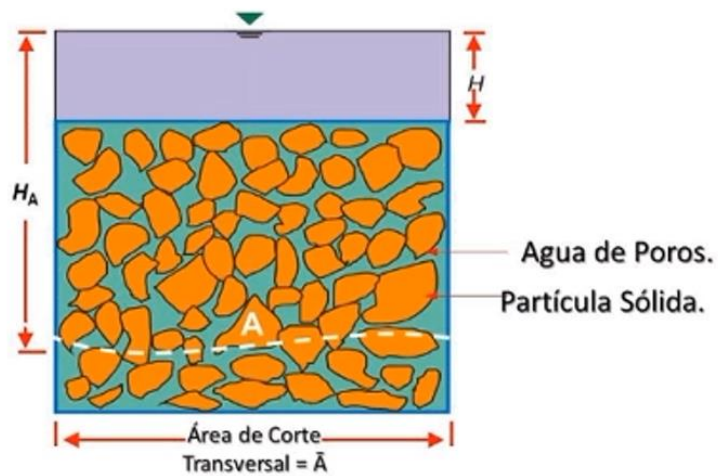
En la figura 1.1 se muestra un modelo de suelo, el cual está conformado por la fase sólida y la fase líquida, que ocupa los espacios existentes entre las partículas. Si se traza una línea imaginaria en cualquier parte del modelo, se puede determinar el esfuerzo de contacto entre las partículas. La resistencia al esfuerzo cortante efectiva en suelos granulares estará en función del esfuerzo de confinamiento entre las partículas y el ángulo de fricción interna. Durante el proceso de licuación, se tendrán esfuerzos totales a diferentes profundidades, a los que se les deberá restar la presión de poro, que depende de la profundidad que se está evaluando y de ahí se llega al esfuerzo efectivo. El esfuerzo efectivo es el que va a colaborar en el cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante efectivo. Por lo tanto, si el valor de presión de poro aumenta, se reduce el esfuerzo total y el esfuerzo efectivo pasa a ser muy bajo o casi nulo y la resistencia al esfuerzo cortante puede anularse completamente.

En la figura 1.2 se muestran los diagramas de esfuerzos totales, de poro y efectivos, durante las siguientes etapas: antes del sismo, al inicio del sismo y durante el proceso de licuación. Dichas etapas se mencionan a continuación:

- Antes del sismo. El esfuerzo efectivo será la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poro.
- Cuando inicia el sismo. La presión de poro comienza incrementarse, debido a que el drenaje queda comprometido por la aplicación de la carga que, al ser rápida, no se puede disipar la presión de poro. Esa presión de poro, al

restarse al esfuerzo total, hace que el esfuerzo efectivo, que inicialmente tenía un valor, empiece a reducirse.

- Durante la licuación. En ciertas zonas, la existencia de materiales finos distribuidos de manera errática, las condiciones de terreno, la granulometría, la forma de las partículas y el proceso de aplicación de carga, comprometen el drenaje de suelo y el valor de la presión de poro sigue aumentando. El esfuerzo efectivo puede ser casi nulo y ocurre una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, presentándose el fenómeno de licuación.



$$\tau' = \sigma' \tan(\phi')$$

$$\sigma = \int \gamma h dh$$

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Figura 1.1. Modelo del suelo. Determinación de esfuerzos totales y efectivos (Guanchez, 2020).

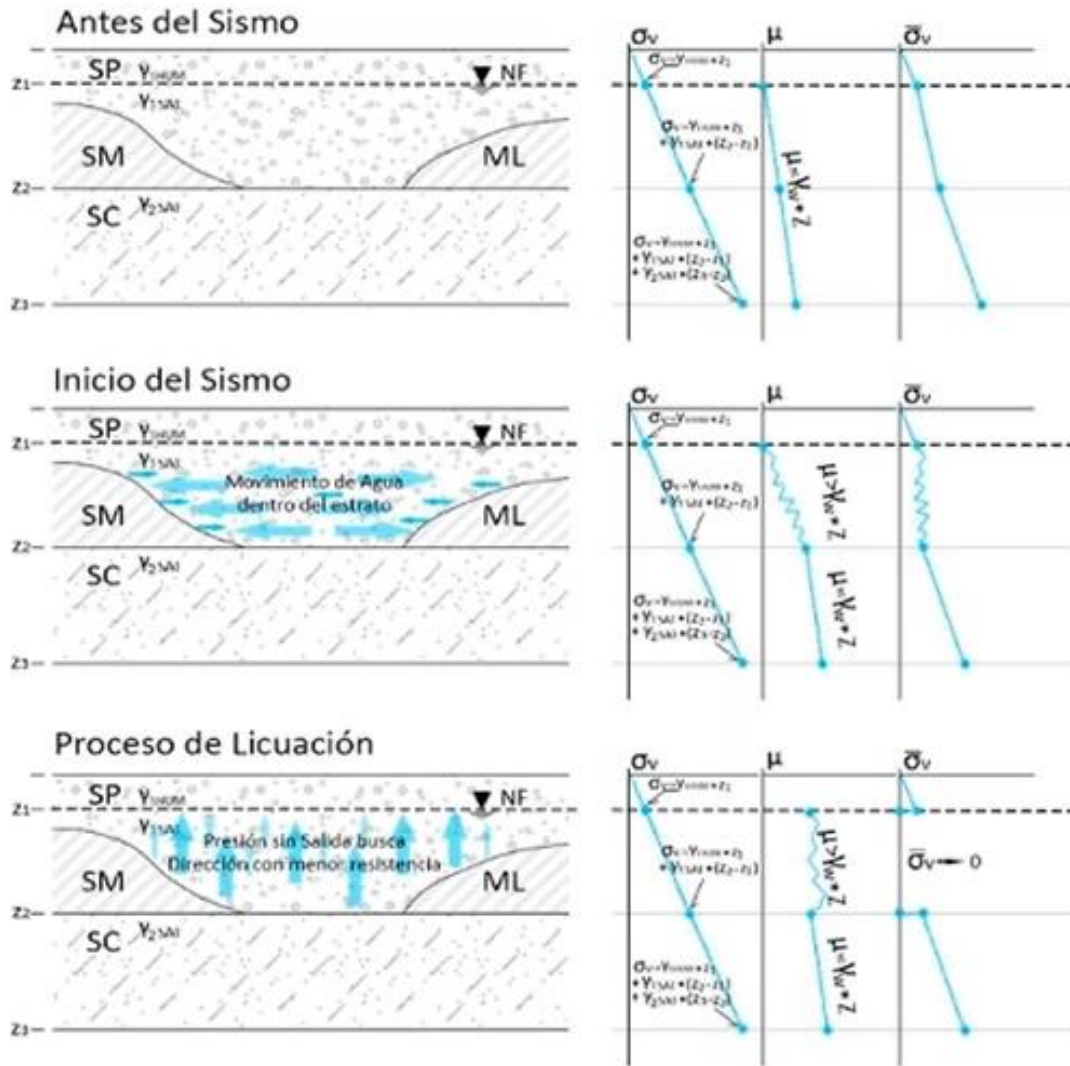


Figura 1.2. Diagramas de esfuerzos antes del sismo, al inicio del sismo y durante el proceso de licuación (Guanchez, 2020).

El fenómeno de la licuación ha sido extensamente estudiado por ingenieros geotécnicos, debido a las altas pérdidas, tanto materiales como humanas, provocadas por este evento.

Inicialmente, el término de licuación pretendía describir un fenómeno que induce grandes movimientos y deformaciones en el suelo con muy poca o ninguna resistencia al movimiento. Sin embargo, en los últimos años este término se ha ampliado para describir otros fenómenos interrelacionados.

Casagrande (1936) definió como “licuación real” a la respuesta de una muestra de arena suelta y saturada, cuando es sometida a deformaciones que dan como resultado una pérdida importante de resistencia y en casos extremos, a deformaciones de flujo, la cual se define como el esfuerzo cortante necesario para continuar la deformación eventualmente alcanza un valor constante.

Castro (1975) definió la licuación de flujo y la movilidad cíclica. En ambos fenómenos se desarrollan altas presiones de poro a volumen constante, sin embargo, presentan diferencias significativas.

La licuación de flujo se presenta en arenas con cierta relación de vacíos superior a la crítica generalmente durante los sismos, aunque también puede presentarse durante explosiones e hincado de pilotes y consiste en una disminución en la resistencia del suelo 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 la naturaleza inesperada, a la rapidez con que ocurre y a las grandes distancias que pueden recorrer los materiales licuables, que en ocasiones pueden arrastrar material de suelo no licuado debido al arrastre que se produce.

Por otro lado, en la movilidad cíclica 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. Se presenta en arenas sueltas, medias o densas, es causada principalmente por las cargas cíclicas como las que se aplican en el laboratorio y consiste en un incremento gradual de deformaciones cíclicas y no representa necesariamente una pérdida de la resistencia al esfuerzo contante.

Lo anterior quiere decir que en este fenómeno el aumento de las deformaciones es gradual con cada ciclo de carga y descarga y puede presentarse en arenas sueltas y densas, pero el hecho de que se presente movilidad cíclica no significa pérdida de resistencia.

En la figura 1.3 se muestran los diferentes fenómenos que se presentan en una arena sometida a cargas cíclicas, no drenadas, de amplitud y frecuencia constante.

En la licuación total (figura 1.3.a) se presentan grandes presiones de poro y deformaciones, hasta que la muestra alcanza el estado estable (steady state), condición en la cual las arenas alcanzan la resistencia última sin cambio de volumen o de presión de poro y las deformaciones ocurren a velocidad constante (Poulos, 1981).

Las arenas medianamente densas o poco sueltas pueden presentar un comportamiento contractivo a dilatante (figura 1.3.b), donde la resistencia permanece aproximadamente constante durante un intervalo de deformaciones y después recupera parte de su capacidad para resistir esfuerzos cortantes debido a una disminución en la presión de poro (Ovando, 1996). Para referirse a este fenómeno, se define el término estado cuasi estable, quasi steady state o QSS (Alarcón et. al, 1988).

La “movilidad cíclica” (Casagrande, 1976) describe el comportamiento de las arenas densas cuando llegan al punto de esfuerzo efectivo nulo provocado por una carga de corte cíclico e inician un proceso de rotura (Figura 1.3.c). Tal proceso, es dilatante y por tanto provoca una disminución en la presión de poro y un aumento en la resistencia. El efecto final es que la arena experimenta deformaciones tangenciales de gran magnitud sin presentar necesariamente una pérdida total en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (licuación parcial).

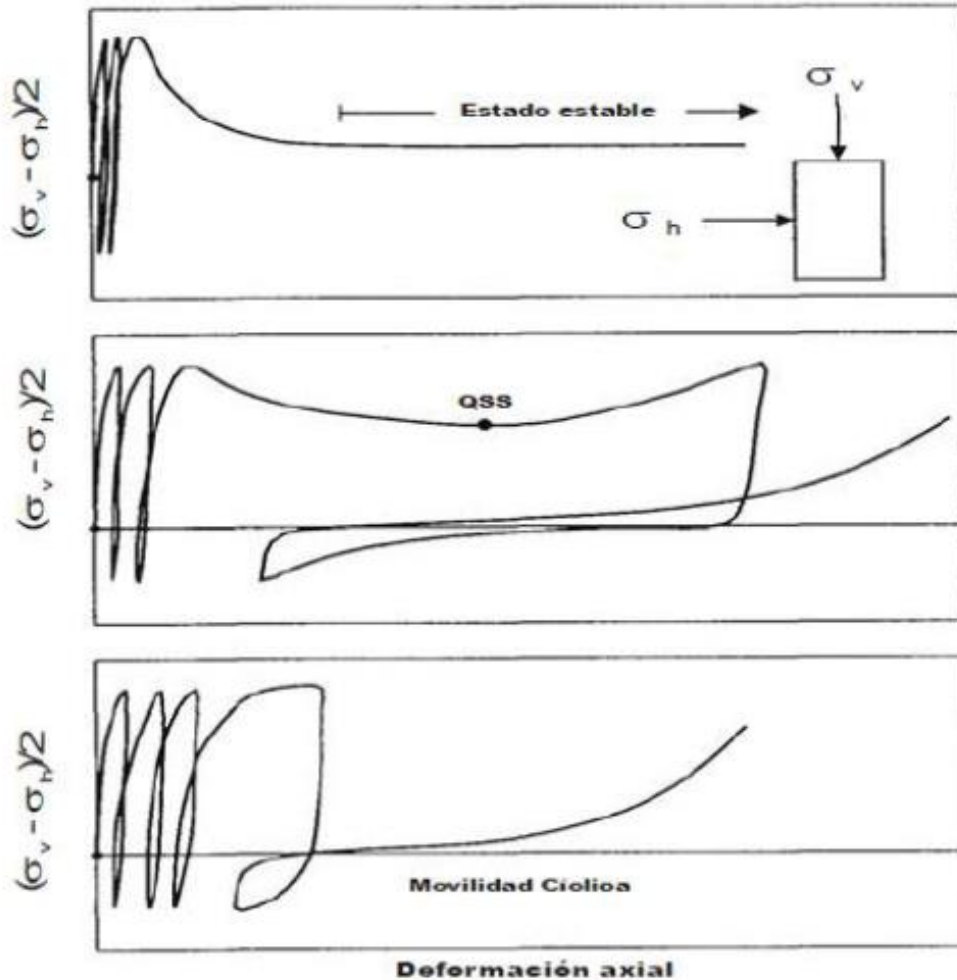


Figura 1.3. Diversas condiciones de estado para una arena bajo condiciones de carga cíclica (Vaid y Sivathayalan, 2000).

1.2 Efectos de la licuación

Las fallas por la licuación son variadas, no presentan planos de falla determinados e involucran volúmenes de materiales muy importantes, que afectan zonas extensas. En general, estas fallas son catastróficas y se presentan en lapsos muy cortos de tiempo, desde unos pocos minutos a unas cuantas horas. A continuación, se describen algunos de los efectos de la licuación:

1.2.1 Fallas de flujo

La falla de flujo se presenta en taludes con inclinaciones superiores a 3 grados formados por depósitos aluviales de arenas finas y uniformes en estado suelto que

presentan forma de abanico, iniciándose de manera repentina y de forma gradual, con una duración de unas cuantas horas a un día, caracterizándose por el desplazamiento de grandes masas de suelo licuado o bloques de material.



Figura 1.4. Diagrama de un deslizamiento causado por licuación de suelos en una pendiente pronunciada. La pérdida de resistencia ocasiona inestabilidad y el deslizamiento por la ladera.



Figura 1.5. Deslizamiento por flujo de la presa San Fernando, sismo del 9 de febrero de 1971.



Figura 1.6. Deslizamiento por flujo de la presa Sheffield, sismo de Santa Bárbara.1925.

1.2.2 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales son originados por la movilidad cíclica y se presenta cuando existe pendiente del suelo. La licuación provoca que la capa superior del suelo se divida en bloques que se mueven en dirección a la pendiente del terreno. Los desplazamientos suelen ocurrir en pendientes poco pronunciadas y llegan a ser desde unos pocos centímetros hasta varios metros, dependiendo de la magnitud y duración del sismo, de la pendiente y profundidad del estrato licuado.

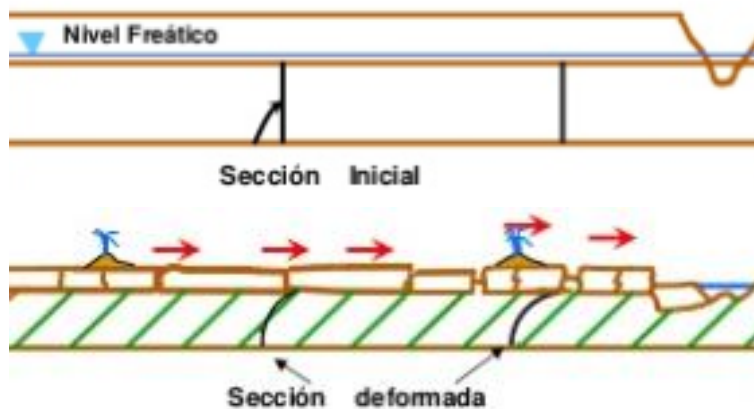


Figura 1.7. Diagrama de un deslizamiento lateral.



Figura 1.8. Colapso del puente Showa por desplazamiento lateral. Niigata, 1964.



Figura 1.9. Deslizamiento lateral de muro de retención, sismo de Kobe, 1995. El muro se movió hacia afuera y la superficie del terreno se hundió.

1.2.3 Oscilaciones del suelo

Al licuarse un estrato inferior del suelo, provoca que la capa superficial se divida en bloques; éstos comienzan a oscilar y se produce contracción y dilatación de las grietas formadas entre los bloques, formando volcanes de arena por los que se disipa el exceso de presión de poro.

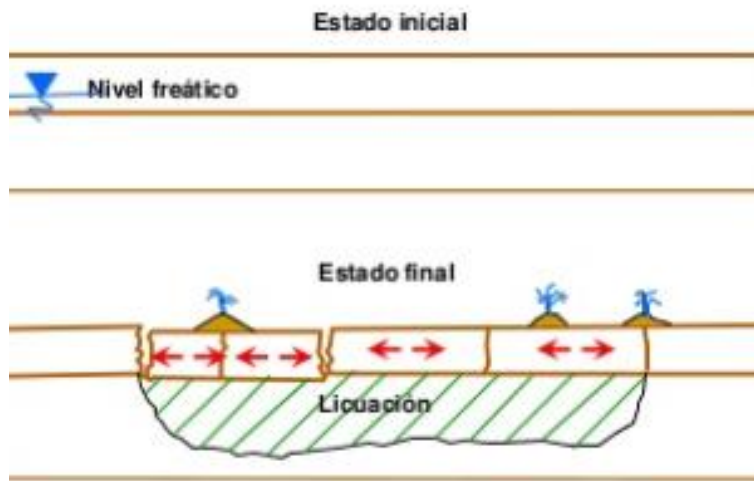


Figura 1.10. Diagrama de oscilación por licuación.

1.2.4 Pérdida de capacidad de carga

Durante la licuación, ocurre una drástica disminución de la capacidad de carga del suelo, ocasionando que éste no pueda soportar las estructuras desplantadas sobre él, presentándose asentamientos o desplomes de éstas. También puede ocurrir que estructuras subterráneas, como tanques y pilas emerjan. Durante el sismo de Niigata (1964) tanques enterrados emergieron y estructuras como edificios de departamentos se inclinaron hasta 60°.

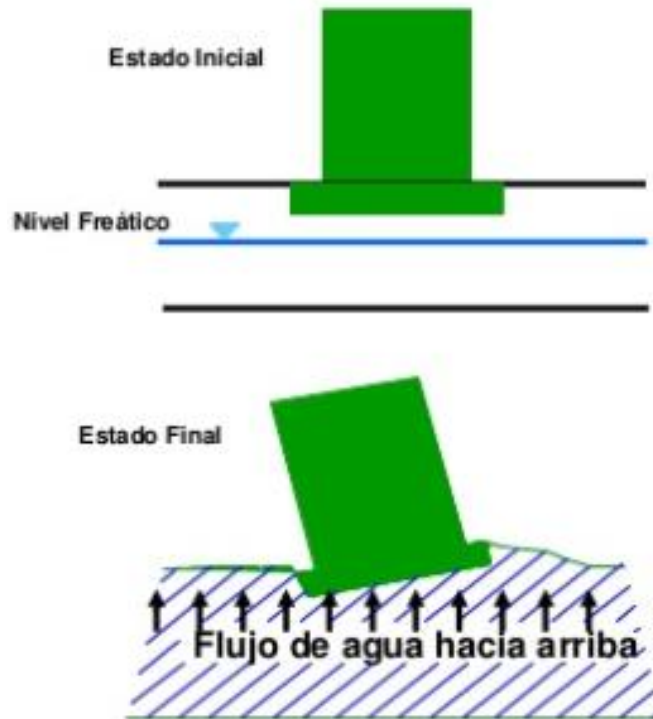


Figura 1.11. Diagrama de pérdida de capacidad de carga por licuación. La pérdida de capacidad de carga ocasiona asentamientos e incluso colapso de estructuras.



Figura 1.12. Falla por pérdida de capacidad de carga de edificios de departamentos de Kawagishi-cho, sismo de Niigata, 1964.



Figura 1.13. Asentamiento en edificio, sismo de Niigata, 1964.

1.2.5 Incremento en la presión lateral sobre muros de retención

Cuando el material de relleno de un muro de contención se licua, las presiones laterales pueden aumentar, ocasionando desplazamientos, inclinaciones o fallas estructurales en el muro de contención.

1.2.6 Asentamientos

Los asentamientos son resultado de la densificación que sufre el suelo, la cual es debida a la disipación de la presión de poro, después de ocurrido un sismo. El tiempo requerido para el asentamiento puede durar desde pocos minutos hasta un

día aproximadamente y depende de la permeabilidad y compresibilidad del suelo, así como de la distancia que debe recorrer el agua para drenarse.

La deformación del suelo durante la licuación depende de la densidad del material, profundidad y espesor del estrato, de la extensión del área de la capa licuable y de la pendiente superficial del terreno.

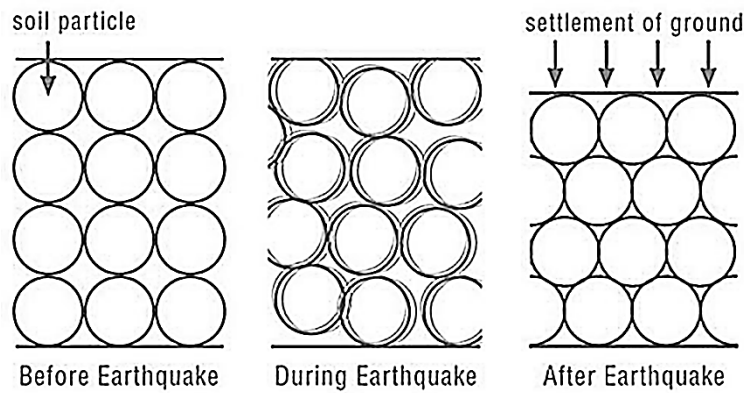


Figura 1.14. Asentamiento producido por la licuación.



Figura 1.15. Asentamiento del terreno y emersión de estructuras enterradas, sismo de Niigata, 2004.

1.2.7 Volcanes de arena

Durante o después del sismo, la presión de poro se libera provocando que el agua fluya rápidamente hacia la superficie arrastrando las partículas de suelo, formando montículos en la superficie, conocidos como volcanes de arena. La disipación de la presión de poro induce un reacomodo de las partículas constitutivas del suelo, produciendo un asentamiento en la superficie del terreno.

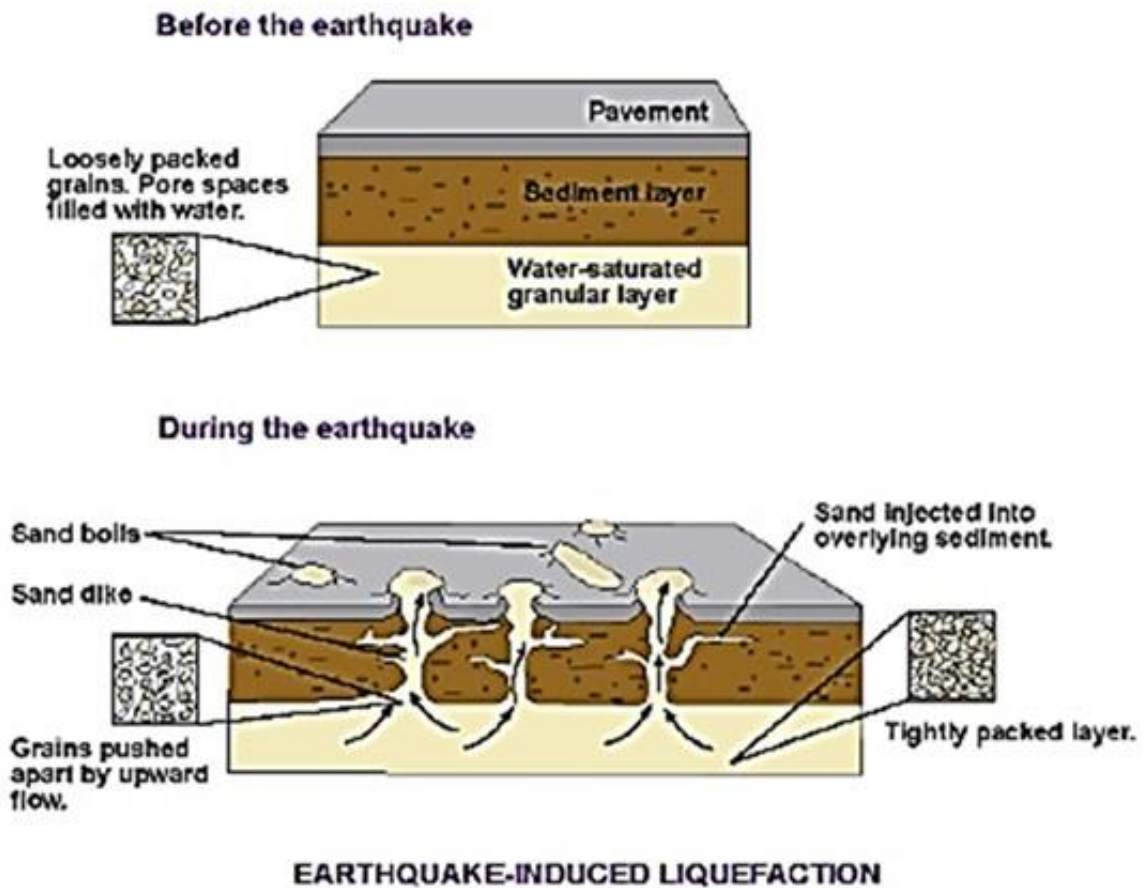


Figura 1.16. Disipación de la presión de poro en el suelo licuado.



Figura 1.17. Formación de volcanes de arena.

1.3 Factores que influyen en la susceptibilidad a licuación

La susceptibilidad de licuación de un suelo está en función de su compacidad, granulometría, cementación, contenido de finos y nivel freático.

Las arenas limpias uniformemente graduadas, de compacidad suelta y con niveles de agua superficiales son más susceptibles a la licuación, aunque puede presentarse licuación en gravas y limos. Rellenos poco compactados también son susceptibles a licuarse.

Los suelos densos, incluyendo rellenos bien compactados, son poco susceptibles a la licuación.

Estudios realizados en pruebas triaxiales cíclicas con presiones de confinamiento bajas y altos ciclos de esfuerzo y magnitud muestran que las arenas sueltas son más susceptibles a la licuación.

La evaluación de la susceptibilidad de licuación es fundamental para determinar los riesgos de la licuación. Si la evaluación de los riesgos de licuación concluye que un suelo es susceptible, entonces se deben revisar los posibles efectos de licuación.

Algunas de las condiciones que influyen en la licuación se enuncian a continuación:

1.3.1 Geología

Generalmente, los suelos más susceptibles a licuarse son depósitos granulares sueltos del Holoceno al Pleistoceno (menores de 10,000 años) con nivel freático a menos de 15 metros de profundidad. Suelos aluviales y eólicos, en estado suelto y con granulometrías uniformes, así como rellenos mal compactados, son altamente susceptibles a la licuación, ya que son altamente compresibles. Los suelos densos, incluyendo los rellenos bien compactos, son poco susceptibles a licuarse.

1.3.2 Historia

Si un suelo con ciertas características presenta licuación, un suelo con características similares puede que también lo haga. Así, los eventos de licuación ocurridos, sirven para estudiarlos y prevenir posibles casos de licuación, elaborar mapas de riesgo de sitios que presentan las mismas características y catálogos de sismos donde se ha producido licuación.

1.3.3 Tipo de suelo

Suelos con una granulometría uniforme y partículas redondeadas, presentan alta probabilidad de licuación; mientras que suelos bien graduados con partículas angulosas, presentan baja probabilidad de licuación, debido a que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios entre las partículas más grandes, evitando que haya una densificación, y que la presencia de agua produzca altas presiones de poro.

La granulometría permite determinar de manera preliminar la susceptibilidad a la licuación, debido a que es frecuente encontrar curvas granulométricas envolventes de los suelos que se han licuado (Figura 1.18).

Tabla 1. 1. Estimación de susceptibilidad en depósitos sedimentarios a licuación durante movimientos sísmicos fuertes (Youd y Perkins, (1978).

Tipo de depósito	Distribución general de los sedimentos poco cohesivos en los depósitos	Probabilidad de que los depósitos poco cohesivos saturados, sean susceptibles a licuación (por edad geológica)			
		<500 años	Holoceno	Pkeistoceno	Pre-pleistoceno
a)Depósitos continentales					
Canal de río	Variable	Muy alta	Alta	Baja	Muy baja
Llanura de inundación	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Abanico y llanura aluvial	Extendido	Moderada	Baja	Baja	Muy baja
Terrezas marinas y llanuras	Extendido	-	Baja	Muy baja	Muy baja
Deltas y abanicos	Extendido	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Lacustre y playa	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Coluvial	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Talud	Extendido	Baja	Baja	-	Muy baja
Dunas	Extendido	Alta	Moderada	Baja	-
Loess	Variable	Alta	Alta	Alta	-
Till glaciár	Variable	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Tova	Poco comunes	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Piroclasto	Extendido	Alta	Alta	-	-
Sólidos residuales	Poco comunes	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Sebka	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
b) Zona de costas					
Delta	Extendido	Muy alta	Alta	Baja	Muy baja
Estuario	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Playa					
Alta energía oleomotriz	Extendido	Moderada	Baja	Muy baja	Muy baja
Baja energía oleomotriz	Extendido	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Sedimentos de lagunas	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Costa	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
c) Artificial					
Rellenos no compactados	Variable	Muy alta	-	-	-
Rellenos compactados	Variable	Baja	-	-	-

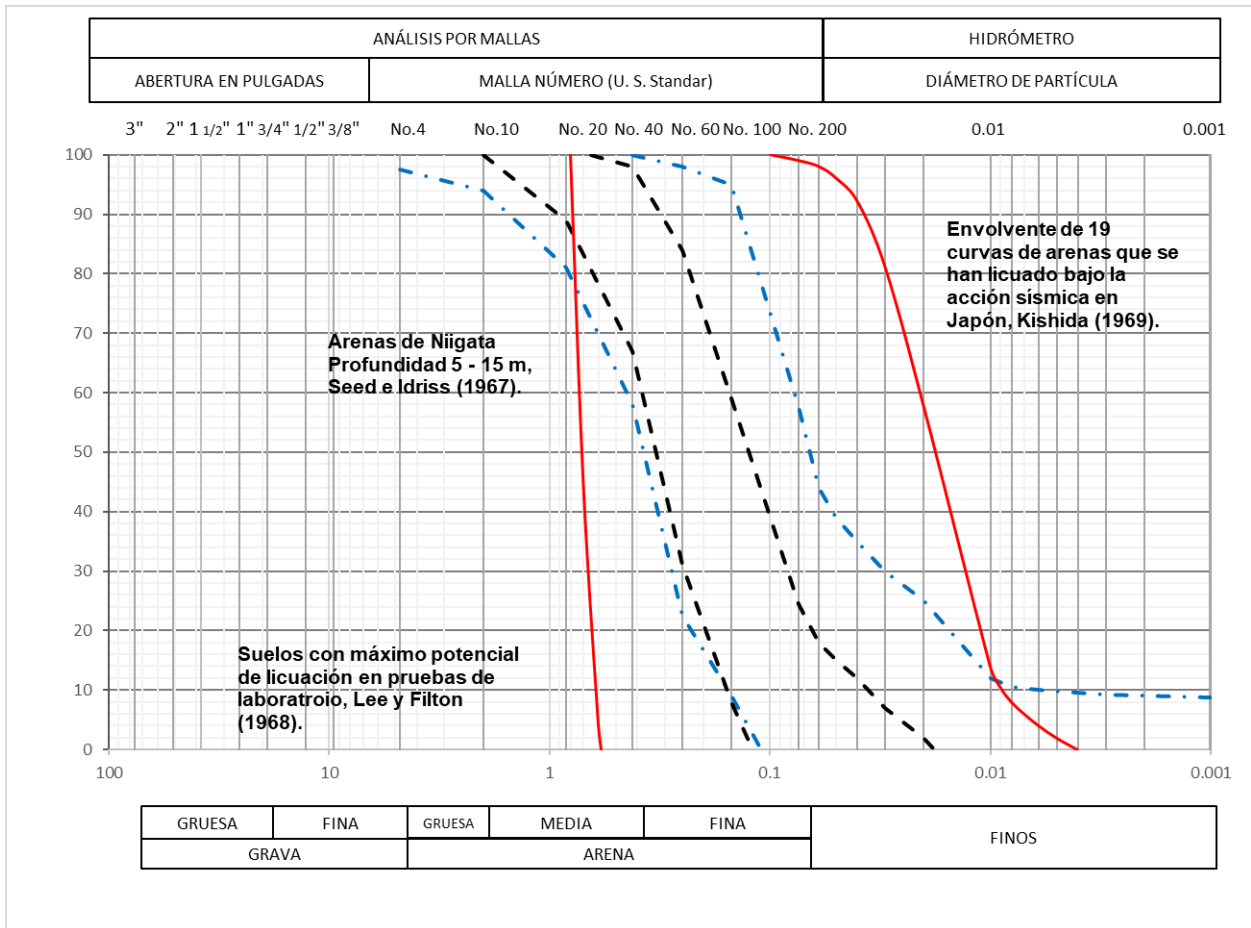


Figura 1.18. Susceptibilidad a la licuación con base a la granulometría del depósito (Shannon y Wilson, 1971).

Suelos arenosos con contenido de finos menor al 5% son más susceptibles a licuación, debido a que las partículas pequeñas evitan el contacto entre las partículas más grandes y se genera mayor presión de poro en condiciones no drenadas, aumentando el riesgo de licuación. También se ha presentado licuación en limos (Ishihara, 1985) y en gravas arenosas (durante el terremoto de Alaska de 1964).

De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los suelos SM-SC y GM-GC son susceptibles a licuarse.

El PHRI de Japón (1997) presentó un criterio basado en la gradación para determinar si un suelo arenoso es potencialmente licuable. Este método presenta

dos curvas granulométricas, presentadas en las figuras 1.19 y 1.20, de acuerdo al valor del coeficiente de uniformidad C_u :

- Si $C_u < 3.5$, curva granulométrica a)
- Si $C_u > 3.5$, curva granulométrica b)

En cada una de estas curvas se definen las siguientes zonas:

- Zona A: suelos con alta posibilidad de licuación
- Zona B_c y B_f : suelos con posibilidad de licuación

Los suelos que se ubican fuera de estas zonas no son licuables, es decir, aquellos con tañamos de partícula inferiores a 0.00 mm y los que tienen partículas mayores a 5 mm.

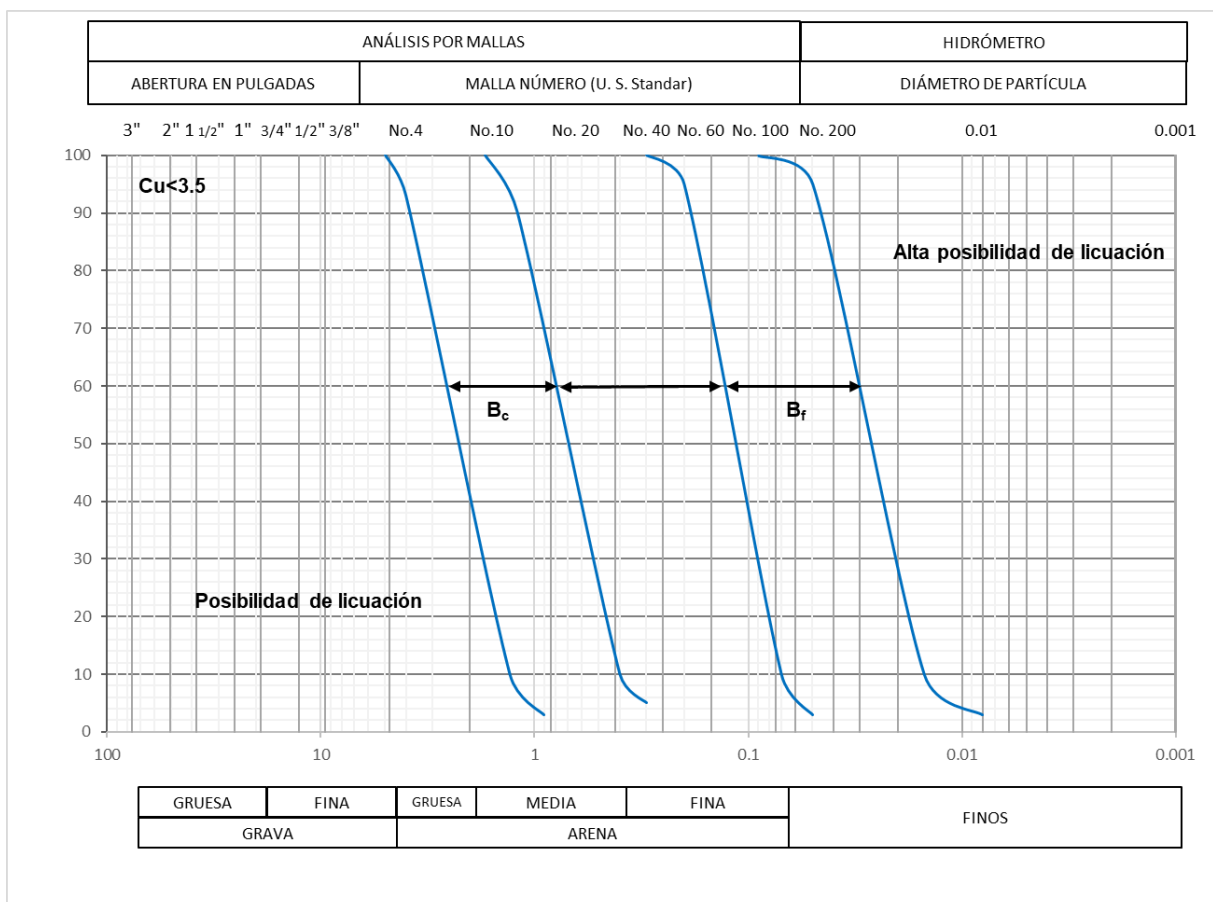


Figura 1.19. Curva granulométrica para arenas con bajo coeficiente de uniformidad, $C_u < 3.5$ (PHRI,1997).

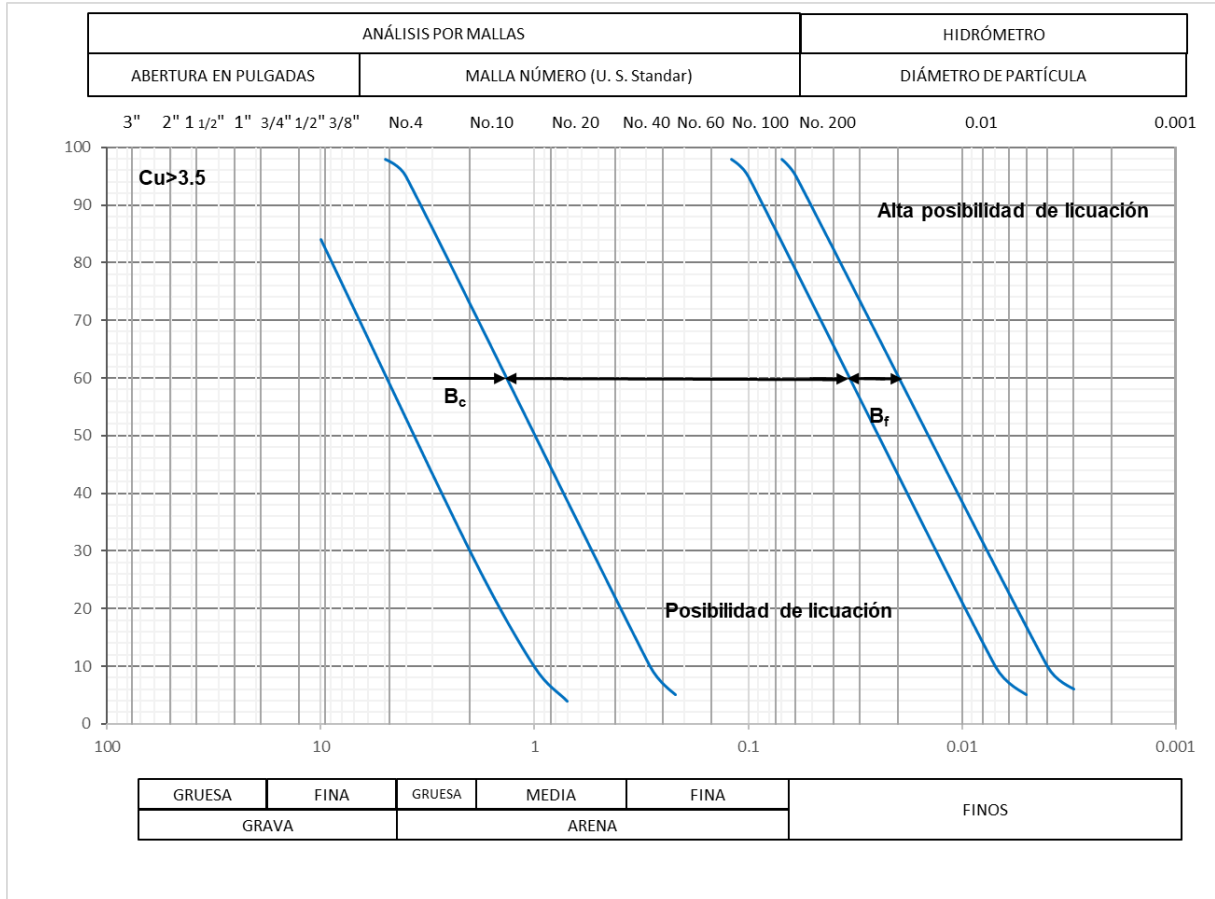


Figura 1.20. Curva granulométrica para arenas con alto coeficiente de uniformidad, $Cu > 3.5$ (PHRI,1997).

1.3.4 Densidad relativa y relación de vacíos

Durante un sismo, una arena en estado suelto puede presentar licuación, mientras que el mismo suelo, pero en estado compacto, puede no presentar licuación.

Suelos con baja relación de vacíos y densidad relativa mayor que 65% tienen menor susceptibilidad a la licuación. Si $D_r < 65\%$, el suelo es más susceptible a la licuación; sin embargo, existen registros de arenas que se han licuado con D_r cercanos a 80%.

Seed e Idriss (1971) determinaron el potencial del suelo a licuarse en función de la densidad relativa y de las aceleraciones máximas de la superficie del terreno, las cuales se muestran en la tabla 1.2.

Tabla 1. 2. Densidad relativa contra aceleración (Seed e Idriss, 1971).

Aceleración máxima superficial	Licuación probable	Potencial de licuación depende del tipo de suelo y magnitud del sismo	Licuación poco probable
0.10g	Dr<33	33<Dr<54	Dr>54
0.15g	Dr<48	48<Dr<73	Dr>73
0.20g	Dr<60	60<Dr<85	Dr>85
0.25g	Dr<70	70<Dr<92	Dr>92

La figura 1.21 presenta un esquema que se utiliza para definir la susceptibilidad a la licuación del suelo en función de la densidad relativa (Henríquez, 2007).

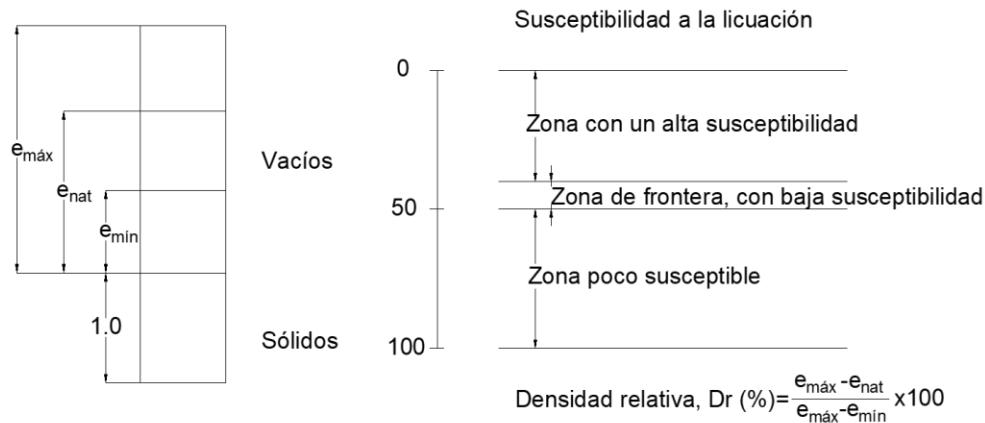


Figura 1.21. Concepto de densidad relativa (Henríquez, 2007).

En la figura 1.22 se muestra que la resistencia a la licuación y las deformaciones de cortante límite están en función de la compacidad relativa (Seed, 1979).

1.3.5 Presión de confinamiento inicial

Peacock y Seed (1968) realizaron una serie de ensayos de corte simple en función del esfuerzo confinante. De estos ensayos se concluyó que, si el esfuerzo confinante inicial se incrementa, el número de ciclos de esfuerzo necesarios para llegar a la licuación también se incrementa. Lo anterior quiere decir que mientras más grande sea el esfuerzo confinante, la susceptibilidad a la licuación disminuirá.

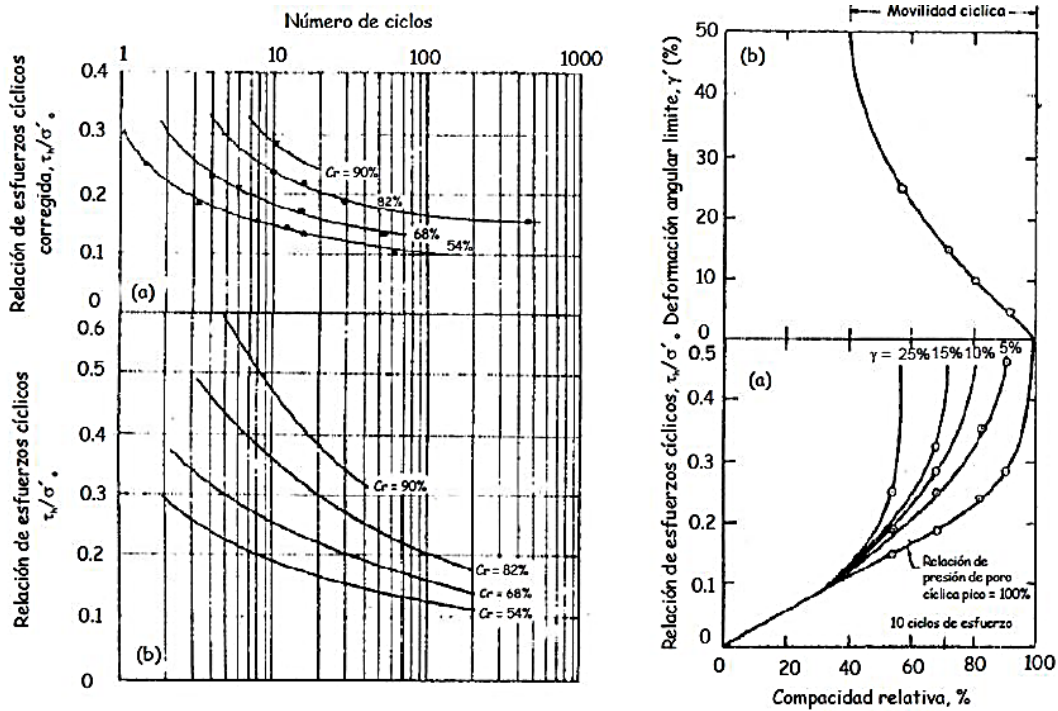


Figura 1.22. Influencia de la compacidad relativa en la resistencia a la licuación y deformaciones de cortante límite (Seed, 1979).

1.3.6 Profundidad del nivel freático

La profundidad del nivel freático influye en la ocurrencia de licuación. La presión de poro, producida por el agua que ocupa los vacíos existentes entre las partículas del material debido a la posición del nivel freático, se incrementa por efecto del movimiento sísmico. Por consiguiente, la ubicación del nivel freático cuando se produzca un terremoto en un depósito arenoso será de mucha importancia porque regirá la condición de saturación y, por lo tanto, en el esfuerzo efectivo. Depósitos con un NAF superficial tienen mayor riesgo a licuarse.

Suelos aluviales, fluviales, coluviales con nivel freático por arriba de los 15 m de profundidad son potencialmente licuables.

1.3.7 Grado de saturación

Ensayes de laboratorio han mostrado que la resistencia de las arenas a la licuación tiende a aumentar al disminuir el grado de saturación.

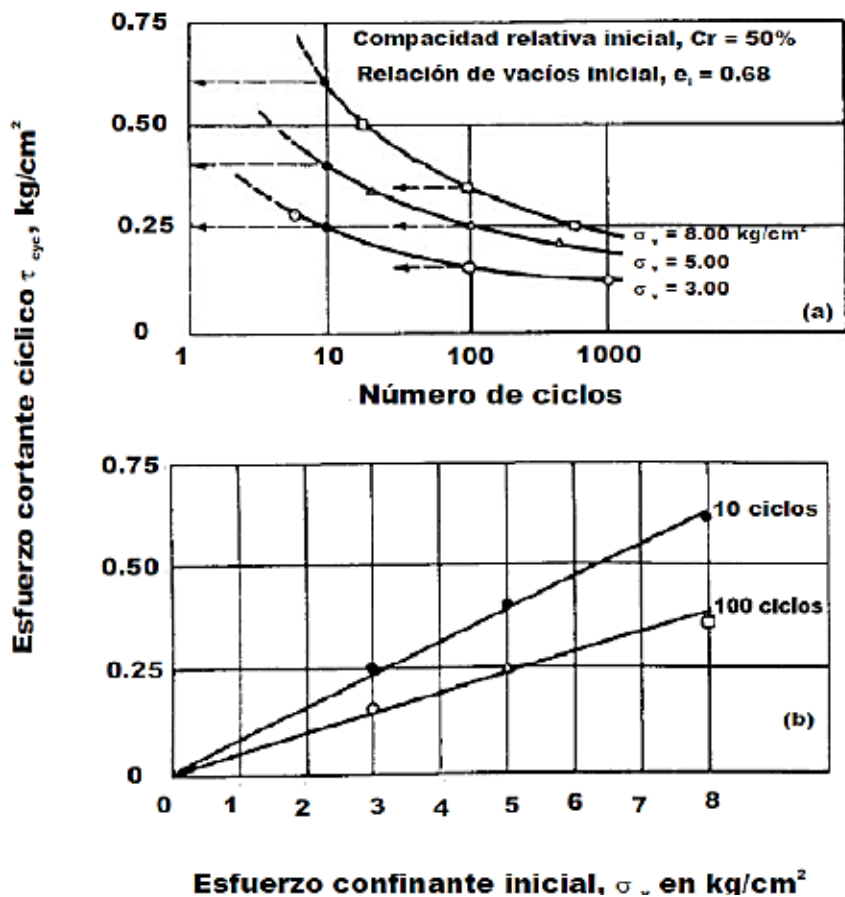


Figura 1.23. Influencia del esfuerzo confinante en el número de ciclos de carga para lograr la licuación (Peacock y Seed, 1968).

1.3.8 Magnitud del movimiento sísmico

La magnitud de los esfuerzos y deformaciones inducidas en el terreno dependen de la magnitud del sismo. En función de la distancia del epicentro, la magnitud del sismo alcanzará cierto valor de aceleración máxima, la cual sufrirá amplificación, dependiendo de las condiciones estratigráficas del suelo hasta llegar a la superficie. La propagación de ondas de corte durante un terremoto a través de la estructura del suelo producirá una compleja distribución de esfuerzos de corte en función del tiempo, causando deformaciones.

Ambraseys (1988) recabo una serie de datos para estimar una distancia límite del epicentro a partir del cual la licuación no es observable en sismo de diferentes magnitudes.

En la figura 1.24 se muestra la distancia a partir de la fuente para la cual se espera suceda licuación. Se observa que, para sismos con magnitud alta, las distancias aumentan significativamente (Ambraseys, 1988).

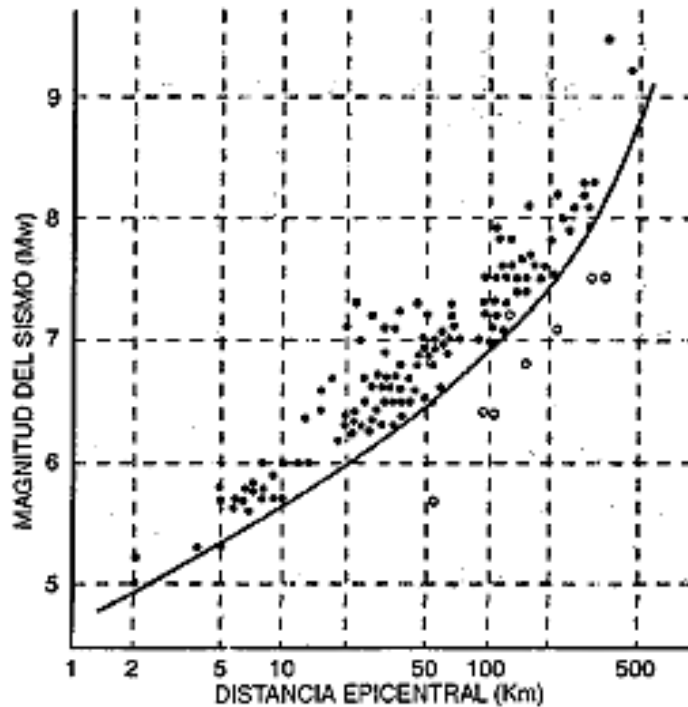


Figura 1.24. Relación entre la distancia epicentral límite de sitios donde fueron observados efectos de licuación y la magnitud de los sismos en escala Mw (Ambraseys, 1988).

Seed y Lee (1966) indican que entre más grande sea el esfuerzo o la deformación, menor es el número de ciclos requerido para causar la licuación. Evidencias de campo muestran que depósitos de arena suelta han soportado sismos de poca intensidad (aproximadamente 0.005g) y se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16g).

1.3.9 Duración del movimiento sísmico

La duración del movimiento sísmico determina el número de ciclos de carga al cual estará sometido el suelo. Si el movimiento es intenso, predominará la condición no drenada y no se producirá disipación de la presión de poro, sino al contrario, se

presentará un aumento de ésta, llegando en determinado momento a condiciones de esfuerzo efectivo nulo, y por lo tanto a licuación.

Pruebas de laboratorio indican que, en una muestra sujeta a cargas repetidas, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá del número de ciclos de esfuerzos aplicados.

1.3.10 Lapso de esfuerzo sostenido

Si a una serie muestras con características similares se les somete a cargas cíclicas durante períodos que varíen entre 1 y 100 días previos a los ensayos de licuación, se notarán diferencias en la relación de esfuerzos cíclicos de hasta un 25%. Por lo que hace suponer que la edad del depósito tiene un efecto importante en la resistencia a la licuación, y debe de observarse sobre todo en rellenos construidos por el hombre.

1.3.11 Deformaciones previas

Finn, Bransby y Pickering (1970) comprobaron por medio de experiencias en laboratorio, que las características del fenómeno de licuación son influenciadas por la historia previa de deformaciones. Por otro lado, Seed, Mori y Chan (1975) determinaron que la historia sísmica incrementa considerablemente la resistencia a la licuación (Figura 1.25).

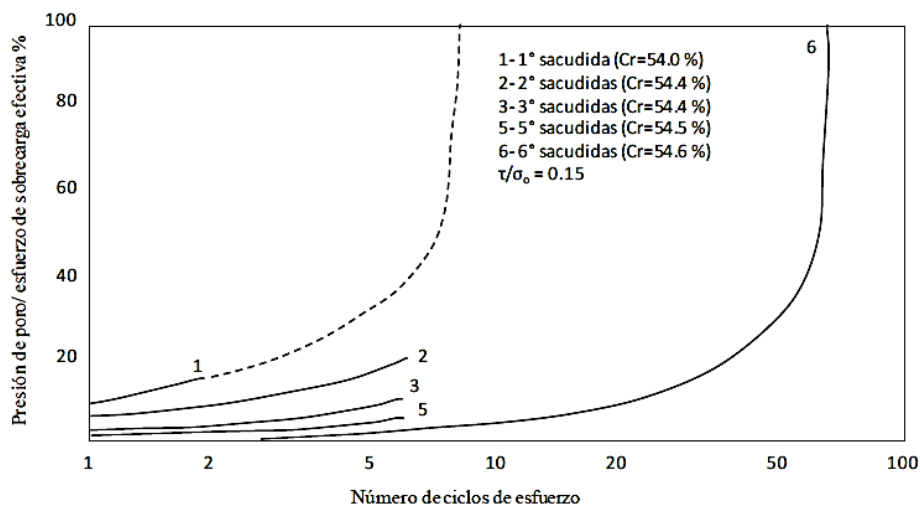


Figura 1.25. Efecto de la historia sísmica sobre las características de licuación de una arena (Seed, Mori y Chan; 1975).

Así pues, para un número de ciclos dados, las muestras de arena sometidas a perturbaciones previas que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel requieren una relación de esfuerzos cíclicos mayores para licuarse.

A pesar de lo anterior, existen casos que sin importar el número de veces que el suelo se ha licuado, puede que no alcance una densificación suficiente para evitar futuras licuaciones. Este fenómeno se presenta en Manzanillo, donde los suelos requieren de mucha energía para ser densificadas debido a su estructura muy suelta. Incluso con una compacidad relativa de 70% son susceptibles a sufrir licuación.

Otro caso como el anterior, se presentó en la Bahía de San Francisco en California durante el terremoto de Loma Prieta de 1989, en el que se suscitaron graves daños como deslizamientos de tierra a lo largo de la falla de San Andrés, volcanes de arena y rupturas del suelo, afectando alrededor de 12,000 edificaciones.

1.3.12 Condiciones de estado

Aunque un suelo presente todas las condiciones anteriores, éste puede no ser susceptible a la licuación si el estado inicial no cumple con las condiciones necesarias.

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

Las condiciones de aplicación de un estado de esfuerzos a una muestra de suelo, influyen en su comportamiento. En el laboratorio se presentan dos estados de esfuerzos relevantes. El primero es la trayectoria de esfuerzos durante la consolidación, en la cual se puede determinar si una muestra de suelo ha sido consolidada isotrópicamente o anisotrópicamente, así como si se encuentra preconsolidada o normalmente consolidada. Se ha comprobado que la resistencia al colapso de las arenas preconsolidadas es de un 30 a un 60 % superior a las de las arenas normalmente consolidadas (Ovando ,1986; Seed *et al.*, 1971).

La trayectoria de esfuerzos durante el corte muestra las condiciones de drenaje a las cuales ha sido sometida una probeta de suelo, así como la magnitud relativa del

esfuerzo principal respecto a cada uno de los otros, y si la relación de cortante o deformaciones es constante.

En campo, los estados de esfuerzos se representan con el coeficiente K , el cual se define como el cociente entre los esfuerzos efectivos horizontales (σ_h) y verticales (σ_v) ($K = \sigma_h / \sigma_v$). Muestras ensayadas con valores de K pequeños son más inestables que las que se consolidan bajo estados de esfuerzos hidrostáticos o isotrópicos con valores de $K = 1$ (Ovando, 1996).

1.3.13 Posibilidad de re-licuación

La re-licuación de un suelo se presentará siempre y cuando se presente una fuerza cortante mayor que la que provocó la primera licuación y/o que su condición de equilibrio favorezca un flujo adicional del suelo.

Pruebas de laboratorio muestran que se puede inducir en un espécimen de arena movilidad cíclica por segunda vez si ésta se re-consolida bajo el mismo esfuerzo inicial.

1.4 Comportamiento de muestras en laboratorio

Los objetivos de las técnicas de laboratorio son:

- 1) Simular los procesos de depositación en campo.
- 2) Obtener muestras con una distribución uniforme de relación de vacíos.
- 3) Preparar la muestra a la densidad más baja posible con el fin de cubrir un amplio rango de compacidades.

Las técnicas de formación de muestras en laboratorio más usuales son:

- 1) Depositación húmeda (moist placement o moist tamping, MT).
- 2) Depositación en seco (Dry deposition o air pluviated, AP).
- 3) Sedimentación en agua (water sedimentation o water pluviation, WP).

En la figura 1.26 se ilustra la respuesta de una arena reconstituida con las técnicas MT, WP y AP cuando es sometida a un ensaye de corte simple directo, bajo condiciones no drenadas y de estado (misma relación de vacíos y mismo esfuerzo confinante vertical). Se observa que existen grandes diferencias en el comportamiento de cada uno de los ensayos, ya que mientras la muestra

reconstituida con la técnica MT presentó un comportamiento de ablandamiento por deformación y la resistencia última se alcanzó en el estado establecido; por otro lado, la muestra reconstituida con la técnica AP también mostró un comportamiento de ablandamiento por deformación, pero en menor medida, alcanzando una resistencia en el estado cuasi-estable. Por último, la muestra elaborada con la técnica WP, tuvo un comportamiento de endurecimiento por deformación.

En laboratorio, las pruebas triaxiales pueden ser estáticas o cíclicas. Al someter una muestra de arena densa a esfuerzos triaxiales estáticos, ésta tenderá a aumentar su volumen antes de que ocurra la falla, presentándose una disminución de la presión de poro y un aumento de presión efectiva. Por otro lado, en una prueba triaxial cíclica, con cada ciclo habrá un aumento de la presión de poro, lo cual hará que se reduzca progresivamente el esfuerzo efectivo hasta que se alcance la falla.

Por otra parte, al ensayar muestras de arena suelta, tanto en pruebas estáticas como cíclicas, se ha observado que después de alcanzar una resistencia máxima, ésta decrece, presentándose grandes deformaciones.

Seed (1970) estudio el comportamiento de arenas finas en pruebas triaxiales cíclicas y de corte directo. A partir de estas investigaciones, definió que la licuación se presenta en dos estados: licuación inicial y licuación total o final.

La licuación inicial se define como el instante en que la presión de poro alcanza el valor del esfuerzo de confinamiento por primera vez durante la prueba, mientras que la licuación total o final es cuando se alcanzan deformaciones del 20%.

En arenas sueltas la licuación inicial y total ocurren casi simultáneamente, mientras que en arenas densas se puede requerir de 10 a 100 ciclos. El número de ciclos necesarios para alcanzar la licuación inicial se incrementa si aumenta la densidad relativa y decrece con la relación del esfuerzo desviador cíclico y el esfuerzo de confinamiento efectivo.

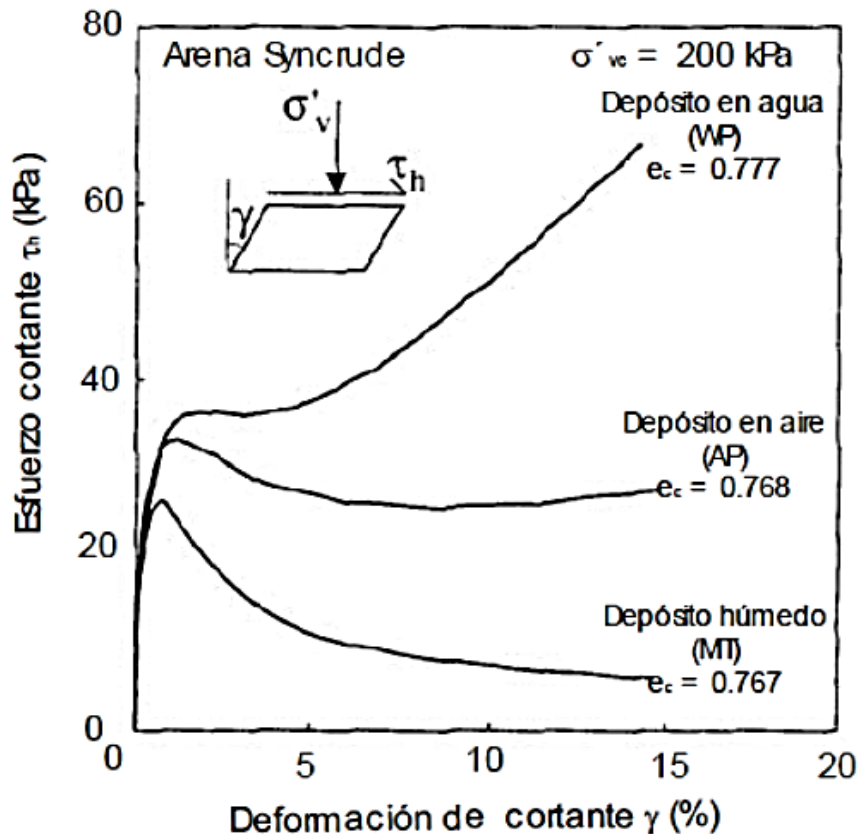


Figura 1.26. Efecto de la estructura en la respuesta no drenada de la arena Syncrude (Vaid y Sivathayalan, 2000).

En la figura 1.27 se muestran los resultados de pruebas de compresión triaxial no drenado en arenas de Toyoura con iguales relaciones de vacíos iniciales y con diferentes esfuerzos de confinamiento. Los resultados se grafican esfuerzo efectivo contra esfuerzo desviador ($p'-q$) y esfuerzo desviador contra deformación axial. A esfuerzos de confinamiento altos (0.06 y 0.1 MPa), arenas muy sueltas ($D_r=16\%$) muestran un comportamiento contractivo. Cuando el esfuerzo cortante alcanza un valor máximo ocurre una pérdida de resistencia, teniendo entonces un comportamiento contractivo del material, eventualmente alcanza una condición última referida como estado crítico o estado estable, siguiendo una trayectoria de esfuerzos hasta la superficie de colapso (Sladen, et. al). Por otro lado, a esfuerzos de confinamiento bajos (0.01 y 0.02 MPa) la arena muestra una respuesta dilatante hasta alcanzar el estado estable.

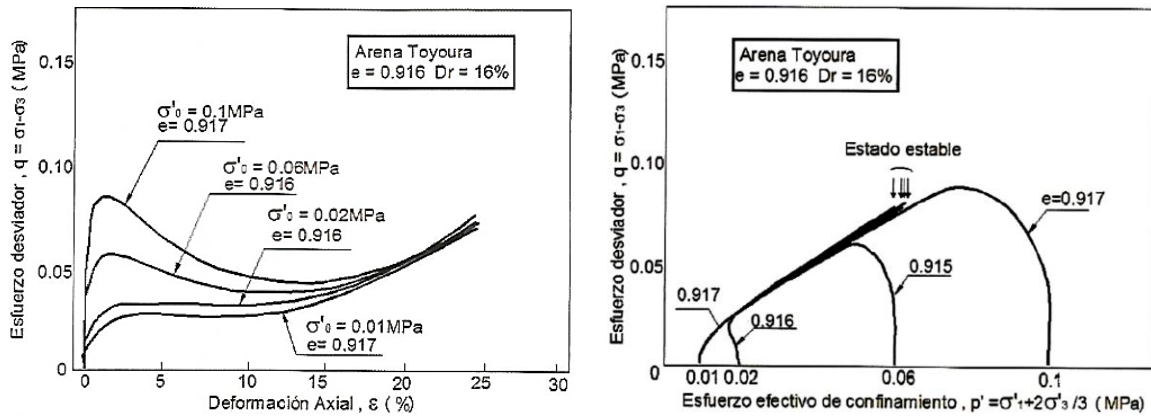


Figura 1.27. Comportamiento no drenado de arenas de Toyoura (Ishihara, 1933).

Según la teoría del estado crítico, el estado estable y el estado crítico son la misma condición; sin embargo, son independientes las trayectorias de esfuerzos que siguen hasta alcanzar el estado estable (Castro, 1969). El estado estable o estado crítico representan un estado último que se representa por una línea en el espacio p' - q y p' - e (Figura 1.28).

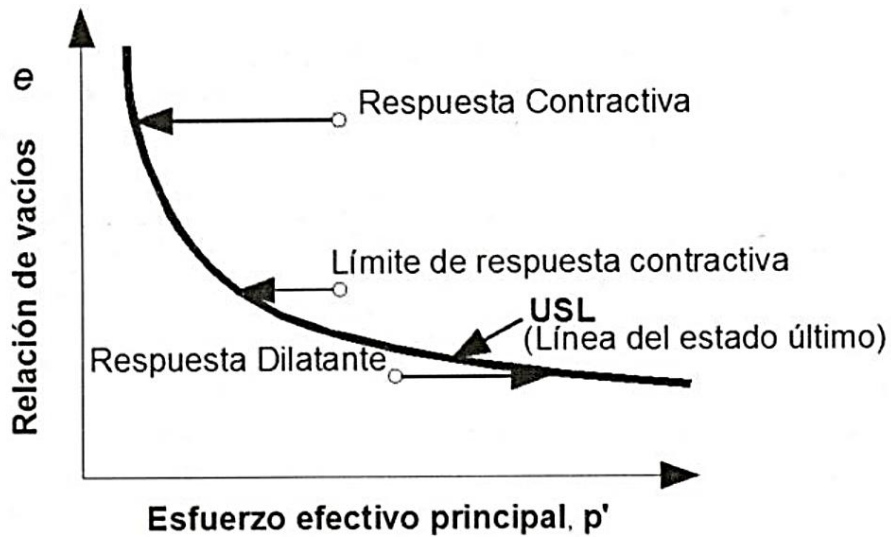


Figura 1.28. Línea del estado último (Robertson y Wride, 1998).

Castro (1969) encontró tres tipos de comportamiento esfuerzo-deformación en muestras de arena ensayadas en pruebas triaxiales cíclicas consolidadas isotrópicamente con diferentes estados: suelto, medio y denso.

1.4.1 Comportamiento de muestras en estado suelto

Para muestras de arena en estado muy suelto, la relación de vacíos inicial es alta y se encuentran por encima de la línea del estado estable, por lo que presentarán un comportamiento contractivo.

En la figura 1.29 (a) se puede observar que la trayectoria de esfuerzos presenta una respuesta contractiva hasta interceptar a la línea del estado estable, debido a un aumento de presión de poro positiva, la cual anula los esfuerzos efectivos y genera que la muestra se licúe, presentando grandes deformaciones denominadas de flujo, figura 1.29 (c).

En la figura 1.29 (b) se observa que cuando se llega a la máxima resistencia no drenada, la presión de poro tiende a mantenerse constante, mientras que el esfuerzo desviador (q) disminuye hasta alcanzar un esfuerzo residual que incluso llega a ser nulo.

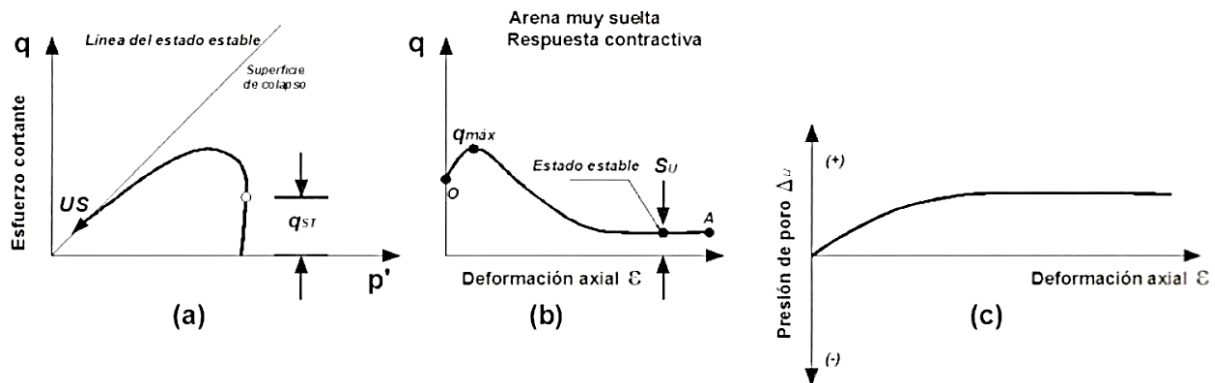


Figura 1.29. Comportamiento de arena en estado muy suelta (Robertson y Wride, 1998).

1.4.2 Comportamiento de muestras en estado denso

Para un estado denso, la relación de vacíos inicial es baja y se encuentra debajo de la línea de estado último, por lo que presentará un comportamiento dilatante hasta alcanzar el estado estable.

En la figura 1.30 (a) se observa que la condición de estado estable se alcanza a un nivel grande de esfuerzos, hasta cruzar la línea de transformación de fase (cambio de comportamiento de respuesta contractiva a dilatante), por lo que no puede ocurrir

la falla no drenada del material, a menos que el suelo llegue a perder resistencia debido a una redistribución de la presión de poro.

La muestra inicialmente se contrae (OA) pero después se dilata (AB) presentando alta resistencia y grandes deformaciones, figura 1.30 (a). Este comportamiento es inducido por un incremento en la presión de poro y después por un decremento de este hasta alcanzar valores negativos, figura 1.30 (c).

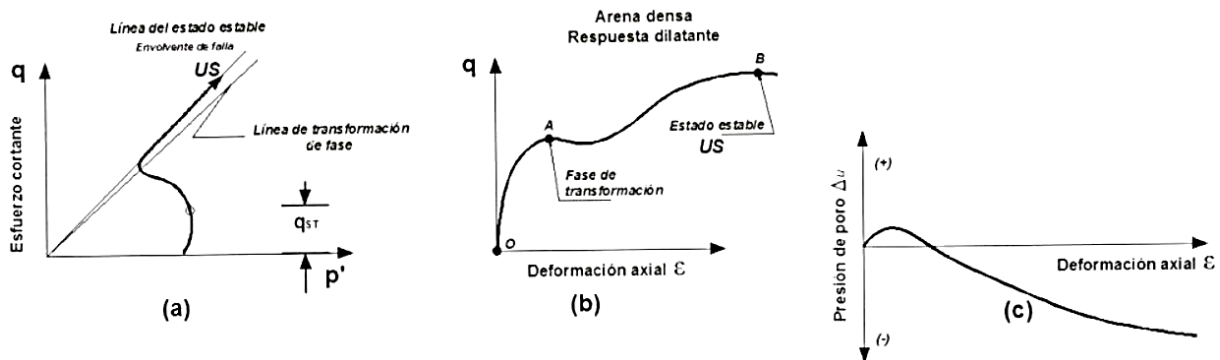


Figura 1.30. Comportamiento de arena en estado denso (Robertson y Wride, 1998).

1.4.3 Comportamiento de muestras en estado medio

Un suelo con compacidad media presentará un comportamiento contractivo que tiende a estado cuasi-estable (QSS) antes de dilatarse y alcanzar el estado estable.

En una muestra de arena en estado medio, la trayectoria de esfuerzos cambia de dirección debido al incremento de rigidez y sube a lo largo de la línea de estado estable. Su comportamiento es principalmente contractivo y puede experimentar una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en el estado estable, figura 1.31 (a).

La muestra alcanza una resistencia máxima presentando pequeñas deformaciones (OA) y después moviliza su resistencia reducida que permanece casi constante durante un intervalo más o menos grande de deformaciones (AB) para por último recuperar parte de la capacidad para resistir esfuerzos cortantes, figura 1.31 (b).

En la figura 1.31 (c) se observa que la presión de poro aumenta inmediatamente después de sobrepasar la resistencia máxima. Finalmente, la presión de poro disminuye dando lugar a un incremento de rigidez.

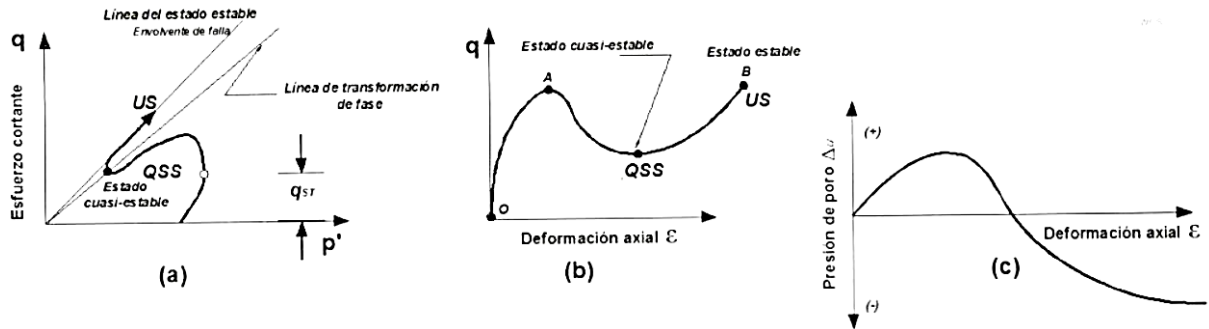


Figura 1.31. Comportamiento de arena en estado medio (Robertson y Wride, 1998).

El comportamiento de estos suelos se denominó licuación parcial, en donde la muestra pasa por un estado cuasi-estable (QSS), que caracteriza por un nivel de bajas deformaciones que marca el comienzo de la dilatación de la muestra a deformaciones intermedias (Ovando y Segovia, 1996).

1.4.4 Comportamiento ante carga cíclica

Durante la carga cíclica se desarrollan presiones de poro debido a la respuesta contractiva del suelo a pequeñas deformaciones. Los esfuerzos cortantes inversos se presentan cuando la trayectoria de los esfuerzos que se generan por el exceso de presión de poro se va acercando a la resistencia máxima (superficie de estado límite), y a su vez disminuyen hasta llegar a cero, provocando la pérdida de resistencia y por lo tanto licuación a grandes deformaciones, como se ilustra en la figura 1.32. Cuando la carga cíclica se detiene, las deformaciones también; sin embargo, la redistribución de la presión de poro continúa.

Si no hay esfuerzo cortante inverso, el estado de esfuerzo podría no alcanzar el esfuerzo efectivo igual a cero. Como resultado, solo la movilidad cíclica con deformaciones limitadas podrá ocurrir, previendo que la relación de vacíos de la arena esté por debajo de la línea del estado estable y que la respuesta a grandes deformaciones sea dilatante.

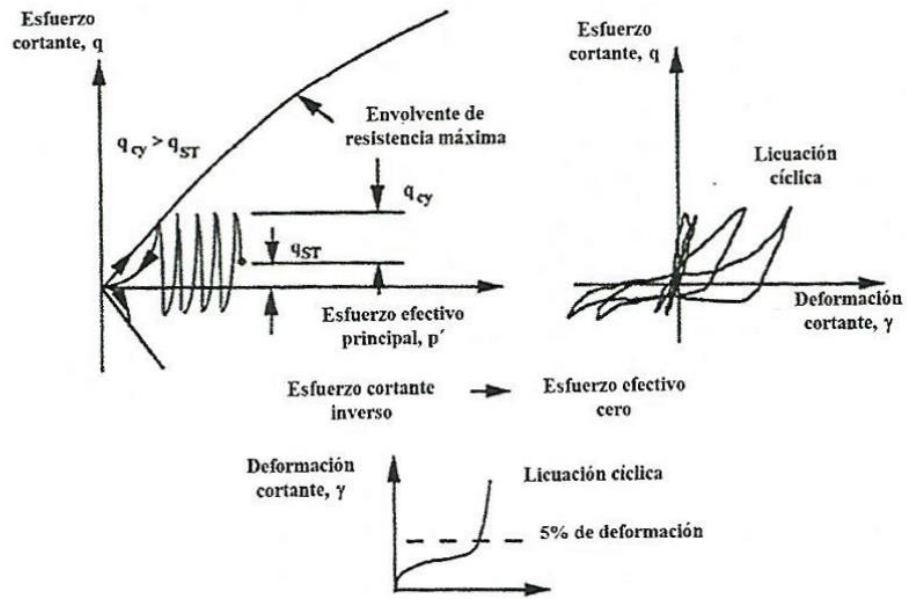


Figura 1.32. Comportamiento cíclico no drenado que ilustra la licuación cíclica de una arena (Robertson y Wride, 1998).

2. ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN MEDIANTE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

En este capítulo se presenta la metodología y consideraciones para la determinación del potencial de licuación a partir de la aplicación de correlaciones de parámetros obtenidos de la prueba de penetración estándar. Este criterio toma en cuenta la relación de esfuerzos cortantes cíclicos (CSR) causados por el sismo y la resistencia cíclica del suelo representada por el número de golpes registrado en la prueba SPT.

El uso de resultados de pruebas de laboratorio en la práctica está limitado, debido a la dificultad de obtención de muestras inalteradas en suelos granulares, por lo que el uso de técnicas empíricas basadas en pruebas de campo, como la prueba SPT, permiten realizar estimaciones bastante aceptables.

2.1 Descripción de la técnica de penetración estándar

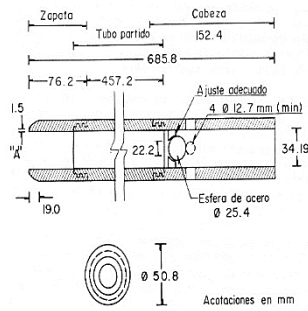
La prueba de penetración estándar (SPT) es una técnica de muestreo en suelos granulares que permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar.

Esta técnica fue adoptada por al ASTM como la norma D-1586, especificando el procedimiento del ensayo. Las muestras obtenidas son llevadas al laboratorio para determinar sus “propiedades índices”, usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, con la finalidad de caracterizar los suelos muestreados.

2.1.1 Descripción del equipo (Santoyo, 2010)

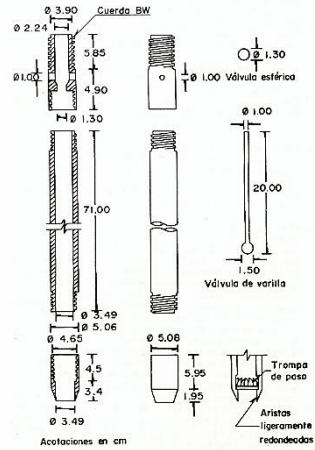
a) Penetrómetro estándar.

Es un tubo de acero con un extremo afilado; el tubo está cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. De acuerdo con la ASTM, puede tener una longitud de 45.7 cm o 61.0 cm y las aristas de la zapata deben estar ligeramente redondeadas. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo.



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de tramos de paso (conastillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas



a) Sección transversal del penetrómetro.

b) Detalle de válvulas de seguridad

Figura 2.1. Esquema del penetrómetro estándar (Santoyo, 2010).

b) Columnas de barras.

El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación de diámetro AW o BW (ambas tienen un peso equivalente), sin embargo, se prefieren las BW, debido a que presentan menos pandeo al someterlas a los impactos.

c) Martinete golpeador.

El penetrómetro se hinca con los impactos de un martinete de 63.5 kg y de 76 cm de caída. Originalmente, consistía en una maza de acero en forma cilíndrica con un hueco en la parte central. Posteriormente, por cuestiones de seguridad, se le colocó una varilla a modo de guía; y finalmente, se introdujo el martinete de pistón, que controla de mejor manera la altura de caída.

d) Cabeza de gato.

Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable manila de $\frac{3}{4}$ pulgada. Para sostener el cable se requiere un tripié o una torre equipados con una polea. La energía del impacto que se aplica está en función del número de vueltas con que se enrolla el cable en el malacate. En general, el cable puede enrollarse con 1, 2 o 3 vueltas. En comparación con la energía teórica aplicada se considera que el martinete de 63.5 kg al caer desde 76 cm de altura, le

corresponde el 100% de eficiencia; con una vuelta 60%, con dos vueltas es 50% y 38% con tres vueltas.

2.1.2 Operación del equipo

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 63.5 kg, dejando caer desde 76 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada avance de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define con el número de golpes necesario para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); despreciándose el registro de los primeros 15 cm, ya que no se consideran representativos debido a la alteración inducida a causa de la perforación.

En México se acostumbra hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm en total); esto no modifica el resultado, pero tiene la ventaja de este procedimiento permite obtener un tramo mayor de muestra, lo cual permite definir de manera más detallada la estratigrafía del sitio.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación es de 10cm. Las muestras se conservan en bolsas herméticas para evitar la pérdida de humedad de las muestras.

2.1.3 Energía de hincado

Para la masa del martinete y la altura de caída que se especifican, la energía aplicada al muestreador en cada golpe es de 4839 kg-cm (4.839 kN-cm). En México se suele ocupar un martinete de 64 kg de masa y una altura de 75 cm; esto implica que la energía sea de 4800 kg-cm (4.8 kN cm), que prácticamente equivalen a lo especificado.

2.1.4 Correlación entre la densidad relativa y el número de golpes N_{SPT}

Terzaghi (1967) interpretó la prueba de penetración estándar a partir de las mediciones disponibles y propuso una correlación para determinar la densidad relativa en función del número de golpes, tabla 2.1.

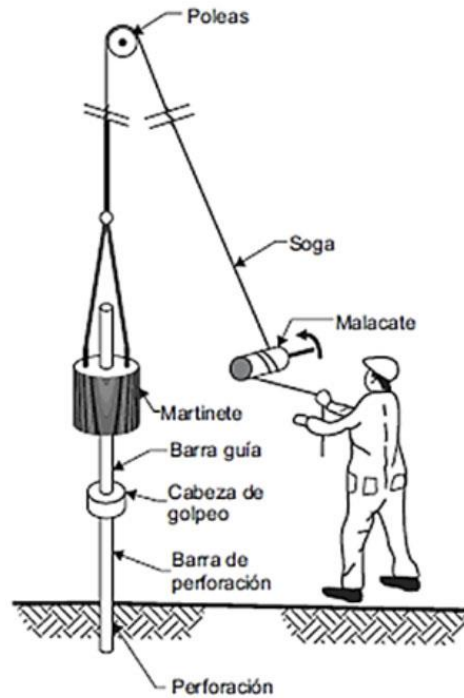


Figura 2.2. Esquema de la prueba de penetración estándar (López, 2003).

Tabla 2.1. Densidad relativa de arenas (Terzaghi, 1967).

Número de golpes N	Densidad Relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Media
30-50	Densa
>50	Muy densa

2.1.5 Corrección al número de golpes N_{SPT}

La incertidumbre sobre la validez de las correlaciones ha justificado que diversos investigadores geotécnicos hicieran propuestas para modificar el número de golpes N. Así pues, se define el valor normalizado de la resistencia a la penetración estándar, $(N_1)_{60}$ utilizando la expresión:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_B C_R C_S C_E \quad (2.1)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$: Valor normalizado del número del golpe en la prueba SPT

N_m : Valor del número de golpes en la prueba SPT de campo

C_N : Factor de corrección por esfuerzo efectivo

C_B : Factor de corrección por el diámetro de la perforación

C_R : Factor de corrección por longitud de barras de perforación utilizadas

C_S : Factor de corrección por el uso de muestreador

C_E : Factor de corrección por energía del martillo

Factor de corrección por esfuerzo efectivo, C_N

Este factor de corrección normaliza los valores de N_{SPT} debido al incremento de esfuerzos efectivos, ya que al aumentar la profundidad de la prueba SPT, se presenta un incremento de la presión de suelo sobre el tubo muestreador. Lo anterior significa que a mayor profundidad, se incrementa la energía potencial y por lo tanto, es mayor número de golpes necesarios para el hincado del muestreador. Este factor es inversamente proporcional a la profundidad de la prueba. Se han propuesto varias fórmulas para estimar el valor de este factor, las cuales se muestran a continuación:

Terzaghi y Peck (1967):

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma'_v} \quad (2.2)$$

Seed (1976):

$$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \sigma'_v \quad (2.3)$$

Tokimatsu y Yoshimi (1983):

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v} \quad (2.4)$$

Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}, \text{ unidades en kg/cm}^2 \quad (2.5)$$

Gibbs y Holts (1957):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (2.6)$$

Factor de corrección por el diámetro de la perforación, C_B

Este factor de corrección considera la variación de N_{SPT} debido a que, al aumentar el diámetro de la perforación, el confinamiento disminuye y, por ende, disminuye el número de golpes en la prueba SPT.

Factor de corrección por longitud de barras de perforación utilizadas, C_R

Este factor considera la variación de N_{SPT} debido a que, al aumentar la longitud de las barras de perforación utilizadas, la razón de la energía entregada al muestreador aumenta con la profundidad.

Factor de corrección por tipo de muestreador, C_s

Este factor considera la variación del valor de N_{SPT} debido al tipo de muestreador empleado para la prueba SPT. Un muestreador con guías requiere más energía que un muestreador sin guías.

Factor de corrección por esfuerzo energía del martinete, C_E

Este factor considera la variación del valor de N_{SPT} a causa de la disipación de energía debida a la fricción entre las barras y el tubo muestreador, así como a la excentricidad en la caída del martinete.

En la tabla 2.2 se muestran los valores de los factores de corrección por diámetro de perforación, longitud de barras, tipo de muestreador y tipo de martinete.

2.1.6 Corrección por contenido de finos

Por último, la resistencia normalizada $(N_1)_{60}$ deberá corregirse por el contenido de finos del material como se expresa a continuación (Youd et. al., 2001):

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2.7)$$

Donde α y β son coeficientes determinados de la siguiente manera:

$$\text{Si } FC \leq 5\%: \quad \alpha = 0 \quad \beta = 1.0$$

$$\text{Si } 5\% < FC < 35\%: \quad \alpha = e^{1.76 - \frac{190}{FC^2}} \quad \beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}$$

$$\text{Si } FC \geq 35\%: \quad \alpha = 5 \quad \beta = 1.2$$

Donde FC es el contenido de finos medido en laboratorio en la prueba de graduación del material.

Tabla 2.2. Factores de corrección de SPT (Robertson y Wride, 1998; Skempton, 1986; Youd e Idriss, 2001).

Factor de corrección	Coeficiente	Equipo	Corrección
Diámetro de perforación	C_B	65-115 mm	1.00
		150 mm	1.05
		200 mm	1.15
Longitud de barras	C_R	3-4 m	0.75
		4-6 m	0.85
		6-10 m	0.95
		10-30 m	1.00
		>30 m	<1.00
Tipo de muestreador	C_S	Muestreador estándar	1.00
		Muestreador con guías	1.1-1.3
Tipo de martinete	C_E	Original	0.5-1.0
		De pistón	0.7-1.2
		Automático	0.8-1.3

2.2 Potencial de licuación

Para establecer el potencial de licuación se utiliza la metodología propuesta por Seed e Idriss (1971) presentada por el NCEER-1998 (Youd et. al., 2001), la cual considera casos históricos de licuación y trata de evaluar el potencial de licuación por medio de un factor de seguridad contra licuación FS_{lic} , el cual compara los esfuerzos cortantes cíclicos (CSR) que induce un sismo contra la resistencia cíclica del suelo (CRR) y se define como:

$$FS_{lic} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{(\tau_{prom}/\sigma'_v)_{critico}}{(\tau_{prom}/\sigma'_v)} \quad (2.8)$$

Donde la relación de resistencia cíclica (CRR) es la capacidad del suelo a licuarse y la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) es la fuerza que actúa en el suelo.

El cálculo de la relación de resistencia cíclica se estima por métodos indirectos, tales como pruebas de campo (SPT, CPT, etc.), mientras que la relación de resistencia

cíclica se basa en la aceleración máxima del terreno y se determina a través de un análisis dinámico lineal equivalente o con el procedimiento simplificado.

Cuando el factor de seguridad contra licuación es menor que la unidad, se dice que se presentará la licuación a la profundidad analizada. Sin embargo, existen casos documentados de suelos que se han licuado con factores de seguridad contra licuación superiores a la unidad (Youd e Idriss, 2001). En la tabla 2.3 se muestra la factibilidad de licuación de un suelo con base en el factor de seguridad (Aguilar, 2014).

Tabla 2.3. Factibilidad de licuación con base en el factor de seguridad FS_{lic} (Aguilar, 2014).

Factibilidad de licuación con base en el factor de seguridad	
No licuable	$FS > 2.0$
Licuación poco probable	$1.5 < FS < 2.0$
Licuación probable	$1.0 < FS < 1.5$
Licuable	$FS < 1.0$

Martin y Lew (1999) propusieron valores de FS_{lic} tomando en cuenta las consecuencias de la licuación y el número de golpes de la prueba SPT:

- Para asentamientos: $FS_{lic} = 1.3$ y $N_{SPT} < 15$ golpes
- Para desplazamientos laterales: $FS_{lic} = 1.0$ y $N_{SPT} > 30$ golpes
- Para manifestaciones superficiales:
 - Ondulaciones: $FS_{lic} = 1.2$ y $N_{SPT} < 15$ golpes
 - Volcanes de arena: $FS_{lic} = 1.0$ y $N_{SPT} > 30$ golpes

2.3 Factores de corrección

Puesto que la relación de resistencia cíclica se determina a partir de correlaciones empíricas, es necesario introducir factores de corrección a la expresión del factor de seguridad contra licuación. Los factores de corrección que se consideran son:

- Factor de escala del sismo (MSF)
- Factor de corrección por confinamiento ($K\sigma$)
- Factor de corrección por esfuerzos cortantes estáticos ($K\alpha$)

Considerando los factores de corrección, el factor de seguridad para un sismo de magnitud $M_w = 7.5$ se expresa de la siguiente forma:

$$FS_{lic} = \frac{(CRR_{7.5})}{CSR} * MSF * K\sigma * K\alpha \quad (2.9)$$

En los siguientes apartados se explica cada uno de los factores de corrección.

2.3.1. Factor de escala del sismo (MSF)

Debido a la limitación en cuanto a datos que se disponían en la década de 1970, Seed e Idriss (1982) solo lograron definir las regiones entre licuación y no licuación para una gráfica de CRR para sismos con magnitud igual a 7.5. Basaron sus factores de escala en ciclos de cargas representativas y en resultados de laboratorio. Del estudio de acelerogramas, se determinó que para un sismo de 7.5 le corresponden 15 ciclos de carga, para uno de magnitud 8.5 corresponden 26 ciclos de carga y para sismos de magnitud 6.5, le corresponden 10 ciclos de carga. Posteriormente, realizaron pruebas de laboratorio con una variedad de arenas limpias, relación de vacíos y condiciones de esfuerzos para medir el número de ciclos de carga requeridos para generar licuación y un 5% de deformación cíclica. De estos resultados, desarrollaron la curva mostrada en la figura 2.3, que relaciona los esfuerzos cíclicos (CSR) con el número de ciclos de carga requeridos para generar licuación

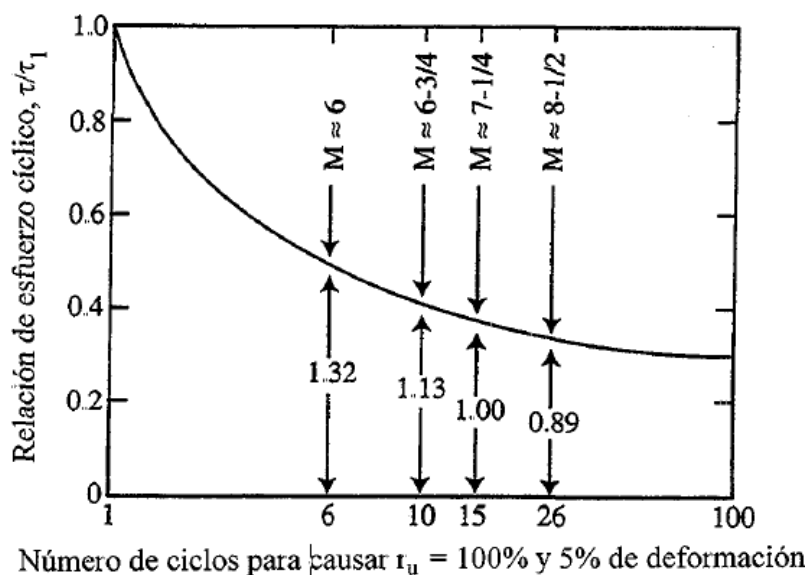


Figura 2.3. Relación entre CSR y el número de ciclos para causar licuación (Seed e Idriss, 1982).

Youd et. al. (2001), así como Idriss y Boulanger (2008), definieron el factor de escala por sismo, para relacionar las curvas de relación de resistencia cíclica CRR referidas a un sismo con magnitud $M_w = 7.5$ y utilizarlas para cualquier magnitud de sismo.

La expresión de Youd et. al., publicada en 2001, y desarrollada por Seed e Idriss en 1982, es la siguiente:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (2.10)$$

Este factor de escala conduce 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.

Por otro lado, Idriss y Boulanger (2008) formularon la siguiente expresión para arenas:

$$MSF = 6.9e^{-\frac{M_w}{4}} - 00058 \leq 1.8 \quad (2.11)$$

La relación de MSF para arcillas, se expresa de la siguiente manera Idriss y Boulanger (2007):

$$MSF = 1.12e^{-\frac{M_w}{4}} + 0.828 \leq 1.13 \quad (2.12)$$

2.3.2 Factor de corrección por confinamiento (K_σ)

Seed (1983) introdujo el concepto de factor de corrección por confinamiento K_σ a fin de considerar la no linealidad entre CRR y el esfuerzo efectivo de confinamiento. Youd et al (2001), presentaron la siguiente expresión para calcular el factor de corrección por confinamiento:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (2.13)$$

Donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, P_a es la presión atmosférica y f es un exponente que está en función de las condiciones del sitio que considera la densidad relativa del suelo. En la tabla 2.4 se muestra la variación de los valores de f para diferentes valores de densidad relativa.

Tabla 2. 4. Valores recomendados para f Youd et. al. (2001).

Densidad relativa Dr (%)	Valores de f
Dr ≤ 40%	0.8
Dr ~ 60%	0.7
Dr ≥ 80%	0.6

Idriss y Boulanger (2008) desarrollaron relaciones para la obtención de K_σ y las normalizaron para valores equivalentes de arena limpia, en función del número de golpes $(N_1)_{60CS}$ en la prueba SPT.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (2.14)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60CS}^{0.264}}} \leq 0.3 \text{ para } (N_1)_{60CS} \leq 37 \quad (2.15)$$

En la figura 2.4 se muestran los valores del factor de corrección por confinamiento K_σ en función de la relación σ'_v/P_a para diferentes valores de $(N_1)_{60CS}$ (Montgomery et. al., 2012).

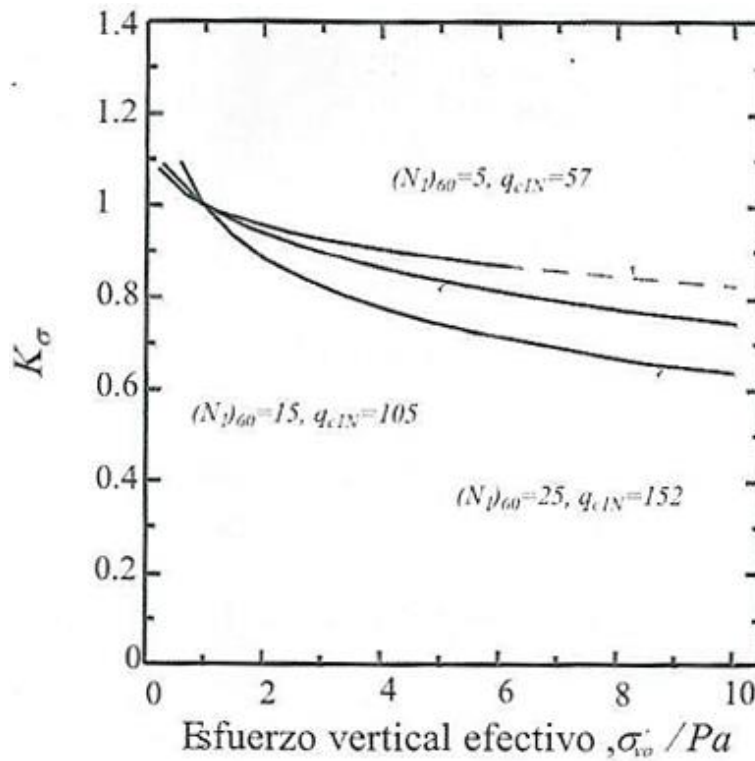


Figura 2.4. Factor de corrección por confinamiento (Boulanger e Idriss, 2014).

2.3.3 Factor de corrección por esfuerzos cortantes estáticos ($K\alpha$)

Youd (2001) definió que para suelos moderadamente densos a densos sometidos a un esfuerzo de confinamiento bajo (suelos dilatantes), la resistencia a la licuación se incrementa con el aumento de los esfuerzos cortantes estáticos. Por otro lado, en suelos sueltos y sueltos moderadamente densos bajo esfuerzos de confinamiento altos, la resistencia a la licuación decrece con el incremento de los esfuerzos cortantes estáticos.

Seed (1983), introdujo el factor de corrección ($K\alpha$) y normalizó el esfuerzo cortante estático (τ_{est}) con respecto al esfuerzo al esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) y lo expreso como un parámetro de fluencia (α), el cual fue determinado a partir de múltiples pruebas de compresión triaxial cíclica. El parámetro de fluencia se determina de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\tau_{est}}{\sigma'_v} \quad (2.16)$$

En la figura 2.5 se muestra la variación del factor de corrección por esfuerzos cortantes estáticos $K\alpha$ en función del parámetro α para diferentes condiciones de compacidad del suelo (compacidad relativa y número de golpes en la prueba SPT) (Harder y Boulanger, 1997).

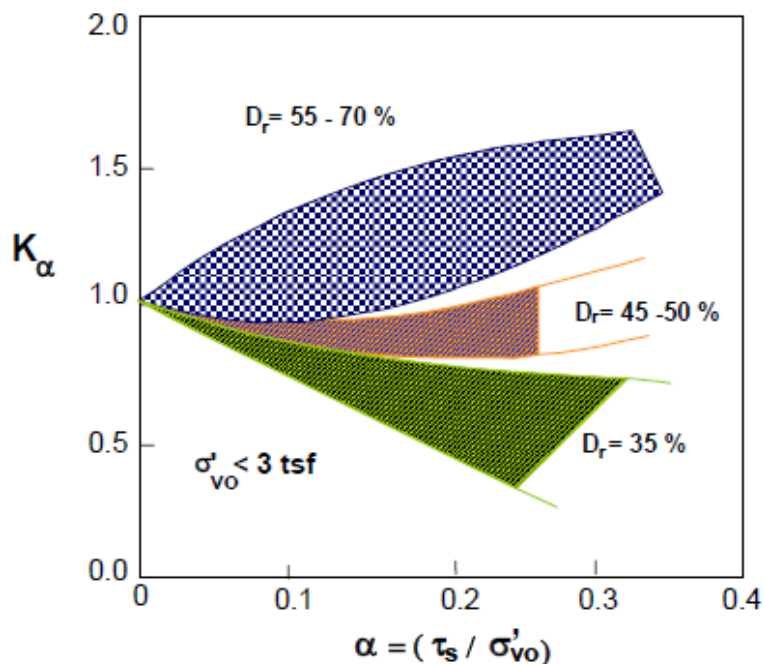


Figura 2.5 Valores de $K\alpha$ (Harder y Boulanger, 1997).

2.4 Evaluación de los esfuerzos cortantes cíclicos

Se considera que el esfuerzo producido por un sismo a cualquier profundidad de un depósito de suelo se debe principalmente a la propagación vertical de las ondas de corte horizontales. Se asumen un comportamiento rígido de una columna de suelo que se encuentra encima de un elemento de suelo a una profundidad z , por lo que el esfuerzo cortante máximo sobre la base de la columna puede ser calculado como el producto de su masa y la aceleración horizontal máxima de superficie (Seed e Idriss, 1971).

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma z}{g} \sigma_{max} = \sigma_v \frac{a_{max}}{g} \quad (2.17)$$

Donde a_{max} es la aceleración máxima horizontal del suelo, γ es el peso volumétrico promedio del suelo arriba de la profundidad z y σ_v es el esfuerzo vertical total a la profundidad z .

En realidad, la columna de suelo no tiene un comportamiento rígido, sino que es deformable, y en este caso, el esfuerzo cortante máximo no será igual para ambos casos. Para determinar el esfuerzo cortante máximo de la columna de suelo deformable, $(\tau_{max})_d$, en función del esfuerzo cortante máximo considerando la columna de suelo rígida, $(\tau_{max})_r$, se introduce el coeficiente de reducción de esfuerzos cortantes r_d .

$$(\tau_{max})_d = r_d (\tau_{max})_r \quad (2.18)$$

En la figura 2.6 se muestra la variación de $(\tau_{max})_r$ y $(\tau_{max})_d$, en la que se observa que el coeficiente de reducción de esfuerzos cortantes r_d es igual a 1.0 en la superficie y decrece conforme a la profundidad (Idriss y Boulanger, 2008).

Para el cálculo de r_d se pueden emplear las siguientes expresiones (Lioa y Withman, 1986):

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \text{ para } z \leq 9.15m \quad (2.19)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ para } 9.15z \leq z \leq 23.0m \quad (2.20)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008z \text{ para } 23.0z \leq z \leq 30.0m \quad (2.21)$$

$$r_d = 0.50 \text{ para } z > 30.0m \quad (2.22)$$

Idriss (1999) propuso las siguientes expresiones formuladas a partir de los trabajos de Golesorki (1989):

$$r_d = e^{\alpha(z)+\beta(z)M} \quad (2.23)$$

Donde:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (2.24)$$

$$\beta(z) = 0.106 - 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (2.25)$$

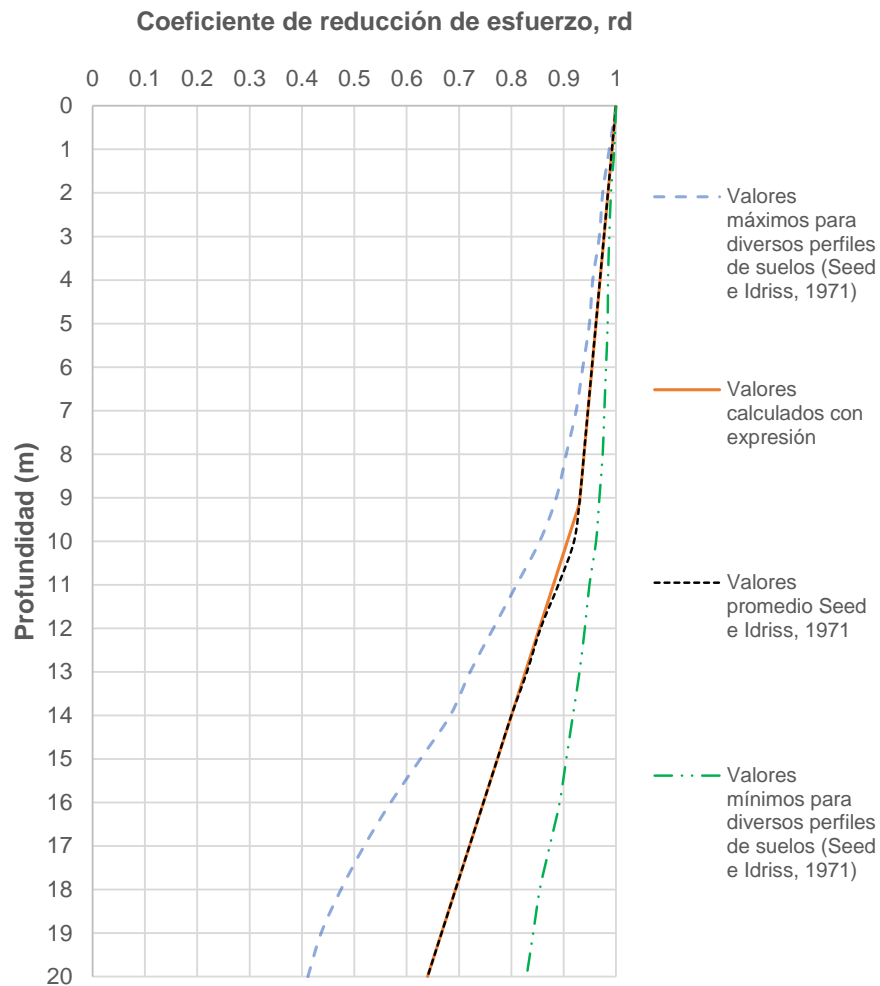


Figura 2.6. Valores del factor de reducción r_d (Idriss y Boulanger, 2008).

Youd et. Al (2001), propusieron la siguiente expresión para el cálculo del factor de reducción:

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (2.26)$$

2.5 Relación de esfuerzos cíclicos (CSR)

Seed e Idriss (1971) formularon las siguientes expresiones para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos, también llamada demanda sísmica, la cual se define básicamente como el esfuerzo cortante promedio actuante en un estrato, normalizado por el esfuerzo efectivo de sobrecarga:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \approx 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (2.27)$$

Donde σ_v es el esfuerzo total a la profundidad de análisis y 0.65 es un factor de reducción del esfuerzo cortante máximo para un esfuerzo cortante cíclico uniforme.

2.6 Relación de resistencia cíclica (CRR)

Seed et. Al. (1983), establecieron una serie de curvas CRR que correlacionan la resistencia a la licuación y el número de golpes de la prueba de penetración estándar. Esta correlación es fruto de una serie de estudios sobre el comportamiento de suelos granulares saturados, obtenidos de casos históricos en sitios donde se presentaron efectos de licuación y en sitios donde no se presentó este fenómeno. Las curvas CRR separan los casos de licuación y los de no licuación, para diferentes contenidos de finos, 5%, 15% y $\leq 35\%$ y sólo es válida para magnitudes de sismo $M_w = 7.5$. La curva CRR para contenidos de finos menores a 5% se conoce curva base para arenas limpias y es cuando se considera a la arena como limpia. Lo anterior puede observarse en la figura 2.7.

Para encontrar el valor de CRR utilizando los valores del número de golpes en la prueba de penetración estándar $(N_1)_{60}$, Youd (2001), propuso la siguiente expresión, la cual está referida a un sismo de magnitud $M_w = 7.5$:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (2.28)$$

Esta ecuación sólo es válida para $(N_1)_{60} < 30$ golpes, ya que, para valores mayores, los suelos se clasifican como no licuables.

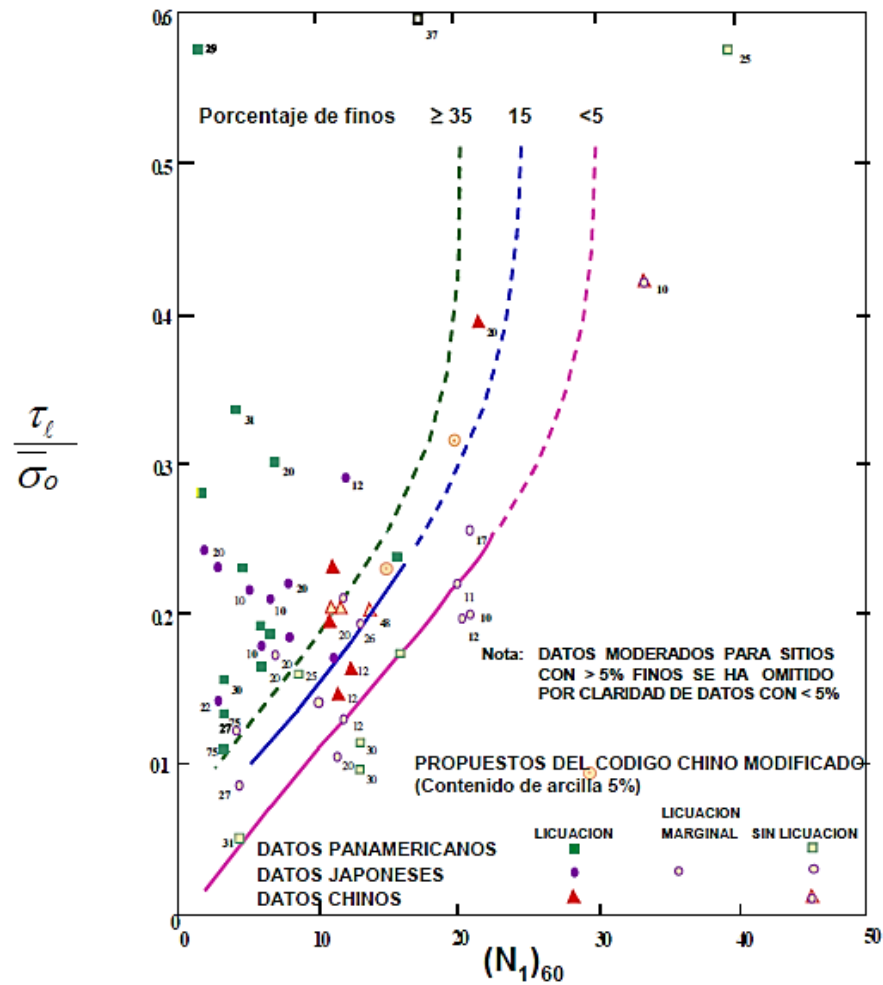


Figura 2.7. Curvas para determinar el potencial de licuación con SPT para magnitud $M_w = 7.5$ (Curva base para arenas limpias) (Seed, et. al., 1983).

Idriss y Boulanger (2004) desarrollaron una expresión para considerar diferentes contenidos de finos, incluso superiores a 35%, a partir de datos de arenas, arenas limosas y limos arenosos. La curva se expresa a través de la siguiente ecuación:

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right) \quad (2.29)$$

Esta ecuación presenta CRR menores que los obtenidos con la expresión (2.28) para contenidos de finos superiores a 35% debido a la inclusión de casos recientes que presentan altos contenidos de finos.

2.7 Curva base para arenas

Blake (1997) propuso la siguiente expresión para el cálculo de la curva base:

$$CRR_{7.5} = \frac{a+cx+ex^2+gx^3}{1+bx+dx^2+fx^3+hx^4} \quad (2.30)$$

Donde:

$$x = (N_1)_{60}$$

$$a = 0.048$$

$$b = -0.1248$$

$$c = -0.004721$$

$$d = 0.009578$$

$$e = 0.0006136$$

$$f = -0.0003285$$

$$g = -1.673E - 05$$

$$h = 3.714E - 06$$

Esta ecuación es válida para valores $(N_1)_{60} < 30$. La curva definida deberá ser extendida hasta que se intercepte con el valor $CRR=0.05$ aproximadamente.

2.8 Probabilidad de licuación (PL)

Juang y Cheng (2001) relacionaron la probabilidad de licuación con el factor de seguridad a través de la teoría probabilística de Bayes, la cual considera la probabilidad de ocurrencia de un evento A después de ocurrido un evento aleatorio B (probabilidad condicional). Así pues, puede hablarse de la probabilidad de licuación con base a un factor de seguridad dado, lo cual puede escribirse como:

$$P(L/FS) = \frac{P(FS/L)P(L)}{P(FS/L)P(L)+P(FS/NL)P(NL)} \quad (2.31)$$

Donde:

$P(L/FS)$: Probabilidad de licuación con base a un factor de seguridad dado

$P(FS/L)$: Función de distribución de FS, para la cual ocurre licuación

$P(L)$: Probabilidad a priori de que ocurra licuación

$P(FS/NL)$: Función de distribución de FS, para la cual no ocurre licuación

$P(NL)$: Probabilidad a priori de que no ocurra licuación

Debido a que las probabilidades de licuación y no licuación son desconocidas y dado que no se le puede otorgar más prioridad a alguno de estos eventos, se considera $P(L) = P(NL)$, por lo tanto:

$$P_L = \frac{P(FS/L)}{P(FS/L)+P(FS/NL)} \quad (2.32)$$

Debido a que el factor de seguridad puede adquirir diferentes valores, la expresión anterior puede presentarse en términos de una función de distribución probabilística del factor de seguridad, por lo que:

$$P_L = \frac{f_L(FS)}{f_L(FS)+f_{NL}(FS)} \quad (2.33)$$

Donde:

$f_L(FS)$: Función de densidad de probabilidad para los casos de licuación.

$f_{NL}(FS)$: Función de densidad de probabilidad para los casos de no licuación.

Para el análisis de distribución probabilística de eventos de licuación en función del factor de seguridad, Juang y Cheng consideraron los datos de licuación y no licuación recabados por diversos autores, entre ellos Seed e Idriss (1985), Youd e Idriss (1997), Olsen (1997), Juang y Cheng (1999) y Andrus y Stokoe (1997). Los estudios recabados consideran los esfuerzos cíclicos máximos provocados por un sismo (CRR) calculados a partir de resultados de pruebas de SPT y CPT. Las distribuciones de probabilidad del factor de seguridad para la ocurrencia y la no ocurrencia de licuación se muestran en la figura 2.8.

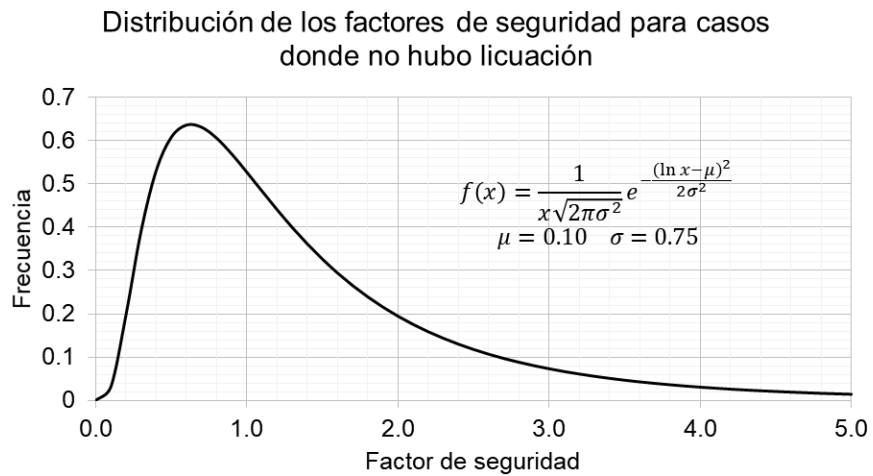
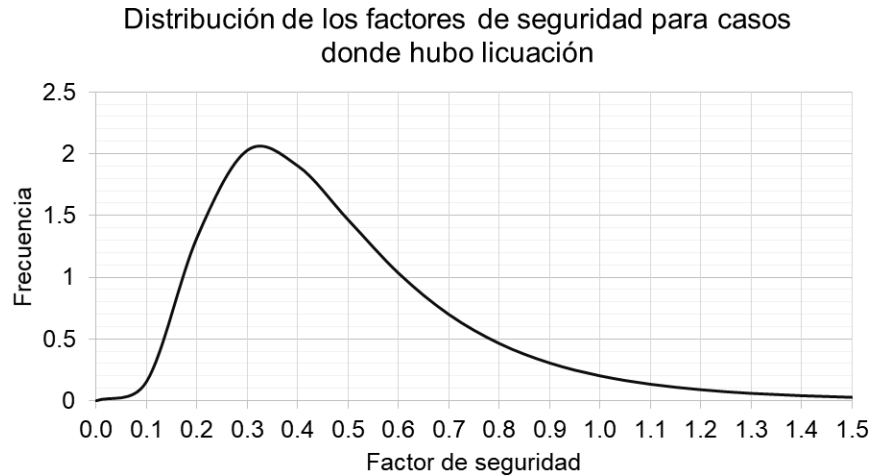


Figura 2.8. Distribución probabilística de los factores de seguridad para casos donde hubo licuación y casos en los que no se presentó (Cheng y Juang, 2001).

A partir del cálculo de CRR, se obtiene la relación entre el factor de seguridad y la probabilidad de licuación, la cual se muestra en la figura 2.9.

La relación entre el factor de seguridad y la probabilidad de licuación se definen mediante la siguiente expresión:

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{a}\right)^b} \tag{2.34}$$

Donde:

P_L : Probabilidad de que ocurra la licuación.

FS : Factor de seguridad.

A y b: Parámetros de ajuste.

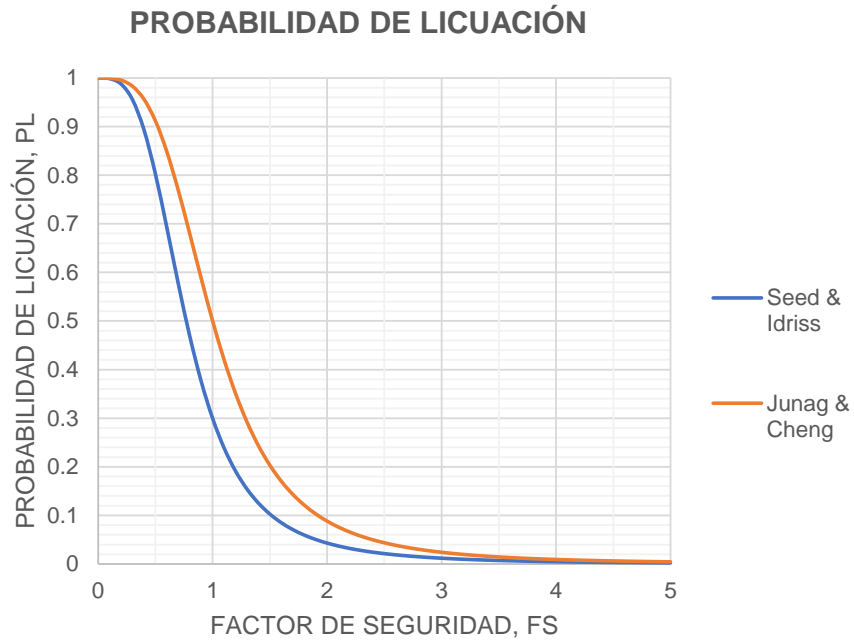


Figura 2.9. Relación entre el factor de seguridad y la probabilidad de licuación (Cheng y Juang, 2001).

Los valores de los parámetros a y b se presentan en la tabla 2.5.

Tabla 2.5. Parámetros de ajuste para distintas teorías (Chen y Juang, 2001).

Método	Autor	Parámetro a	Parámetro b
SPT	Seed e Idriss (1985)	0.77	3.25
SPT	Juang y Cheng (1999)	1	3.37
CPT	Olsen (1997)	1	2.78
CPT	Juang y Cheng (1999)	1	4.65
Vs	Andrus y Stokoe (1997)	0.72	3.1

Juang y Cheng (2012 y 2013) realizaron un análisis de regresión logística, con el cual obtuvieron un modelo para el cálculo de la probabilidad de licuación. En dicho análisis, la variable dependiente, considerada la probabilidad de licuación, adquiere un valor binario, es decir, solo puede adquirir dos valores posibles: licuación y no licuación. El modelo obtenido se muestra a continuación:

$$P_L = \frac{1}{1 + e^{-\delta(b-FS)}} \quad (2.35)$$

Donde:

P_L : Probabilidad de licuación.

Fs: Factor de seguridad.

Δ y b: Parámetros de variación.

Los parámetros δ y b de la ecuación 2.35 son obtenidos mediante el principio de máxima probabilidad, obteniendo la ecuación 2.36 en 2012 y la ecuación 2.37 en 2013:

$$P_L = \frac{1}{1+e^{-7.55(FS-0.95)}} \quad (2.36)$$

$$P_L = \frac{1}{1+e^{-7.612(FS-0.898)}} \quad (2.37)$$

En la tabla 2.6 se muestran los rangos de probabilidades adoptados por Juang y Cheng (2000), donde se puede observar que para un rango entre 15% y 35%, es poco probable la licuación.

Tabla 2.6. Categorías de probabilidad de licuación (Chen y Juang, 2000).

Probabilidad de licuación	Descripción
$P_L > 85\%$	Ocurrirá licuación
$65\% < P_L \leq 85\%$	Muy probable ocurrirá licuación
$35\% < P_L \leq 65\%$	Probabilidad de que ocurra licuación
$15\% < P_L \leq 35\%$	Poco probable que ocurra licuación
$P < 15\%$	No ocurrirá licuación

Sin embargo, se suele utilizar una probabilidad de 15% como el límite entre los casos de licuación y no licuación. En la tabla 2.7 se muestran los porcentajes de probabilidad asociados a sus factores de seguridad.

Tabla 2.7. Factores de seguridad obtenidos con diferentes modelos para pruebas SPT.

Probabilidad de licuación	FACTORES DE SEGURIDAD				
	Seed e Idriss	Juang y Cheng	Juang	Juang	Idriss y Boulanger
	SPT (1997)	SPT (1999)	SPT (2012)	SPT (2013)	SPT (2012)
15%	1.31	1.7	1.2	1.12	1
30%	1	1.28	1.08	1	0.94
50%	0.77	1	0.95	0.9	0.87
85%	0.45	0.6	0.73	0.65	0.72

2.9 Índice de potencial de licuación (LPI)

Si bien, el factor de seguridad muestra una medida del potencial de licuación de una capa de suelo en específico, no muestra el comportamiento global de todo el perfil estratigráfico del suelo. Para superar esta limitación, Iwasaki et. al (1978) definieron el índice de potencial de licuación (LPI) para poder integrar el potencial de licuación y predecir el rendimiento de toda la columna de suelo en comparación con una sola capa a una profundidad específica. El LPI considera la profundidad, el espesor y el factor de seguridad contra la licuación y es determinado por la siguiente expresión:

$$LPI = \int_0^z F(z)w(z)dz \quad (2.38)$$

Donde:

LPI: Índice de potencial de licuación.

z: Profundidad bajo la superficie del terreno, en m.

F(z): Factor de severidad.

w(z): Factor de ponderación.

dz: Incremento diferencial de la profundidad

El factor de severidad se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FS_{lic} & \text{si } FS_{lic} \leq 1 \\ 0 & \text{si } FS_{lic} > 1 \end{cases} \quad (2.39)$$

Mientras que *w(z)* factor de ponderación, que toma en cuenta que los depósitos superficiales son más susceptibles a sufrir licuación que los más profundos para un mismo valor de FS_{lic} , se calcula de la siguiente manera:

$$w(z) = \begin{cases} 10 - 0.5z & \text{Para } z < 20 \\ 0 & \text{Para } z \geq 20 \end{cases} \quad (2.40)$$

Iwasaki (1978) propuso una guía para evaluar la severidad de la licuación en un sitio según el LPI, como se muestra en la tabla 2.8.

Tabla 2.8. Potencial de licuación según el valor de LPI.

LPI	Potencial de licuación	Resultados
0	Muy bajo	Suelos no licuables
0<LPI≤5	Bajo	No hay efectos de licuación
5<LPI≤15	Alto	Pueden existir efectos severos de licuación
LPI>15	Muy alto	Efectos severos de licuación

2.10 Número de severidad de licuación (LSN)

De manera semejante al índice de potencial de licuación, el número de severidad de licuación (LSN) determina la respuesta de licuación cumulativa de un perfil de suelo utilizando un factor de ponderación de profundidad de ley potencial (1/z) y considera todas aquellas capas que poseen un $FS_{lic} < 2$.

La ecuación utilizada para el cálculo del LSN es la siguiente (van Ballegooy et. al, 2014):

$$LSN = 1000 \int_0^{z_{max}} \frac{e_v}{z} dz \quad (2.41)$$

Donde:

LSN: Número de severidad de licuación

z: Profundidad hasta el punto medio de la capa de suelo, en m.

e_v : Deformación volumétrica de re-consolidación

dz: Incremento diferencial de la profundidad

La severidad de licuación según el valor del LSN calculado se muestra en la tabla 2.9.

Tabla 2.9. Potencial de licuación según el valor de LSN.

LSN	Potencial de licuación
0≤LSN≤10	Poca o nula
10<LSN≤20	Baja
20<LSN≤30	Moderada
30<LSN≤40	Moderada a severa
40<LSN≤50	Alta
LSN>50	Deños severos

3. ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES

En este capítulo se tratará la estimación de deformaciones inducidos por el fenómeno de licuación, los cuales pueden tratarse de desplazamientos laterales o bien, asentamientos.

Para la evaluación de las deformaciones debidas a la licuación se han desarrollado diferentes métodos empíricos y semi empíricos, basados en pruebas de laboratorio y en pruebas de campo (SPT y CPT). En este caso, se tratará específicamente la estimación de deformaciones utilizando el método basado en la prueba SPT.

3.1 Deformaciones laterales

Los desplazamientos laterales se encuentran dentro de las fallas más comunes inducidas por licuación. Estos causan dos tipos de mecanismos de carga en las estructuras:

- 1) Fuerzas de arrastre ejercidas principalmente en pilas y pilotes,
- 2) El empuje que pueden causar capas no licuadas que se encuentran encima del suelo licuado y que son desplazadas contra estructuras enterradas.

Los desplazamientos laterales son difíciles de evaluar debido al comportamiento no lineal del suelo y a la incertidumbre de los parámetros que intervienen en el cálculo.

3.1.1 Método de Zhang et. al., 2004

Zhang (2004) desarrolló un método para la estimación de desplazamientos laterales basado en el número de golpes de la prueba de penetración estándar. Este método correlaciona la máxima amplitud de deformación angular cíclica (γ_{max}) y el factor de seguridad contra licuación para diferentes densidades relativas, figura 3.1.

Para la estimación de γ_{max} se debe determinar el factor de seguridad contra licuación y la densidad relativa. El factor de seguridad contra licuación se calcula siguiendo los métodos propuestos en el capítulo 2, mientras que la densidad relativa puede ser estimada a través de la siguiente expresión (Meyerhof, 1957):

$$D_r = 16\sqrt{(N_1)_{78}} = 14\sqrt{(N_1)_{60}}, \text{ para } (N_1)_{60} \leq 42 \quad (3.1)$$

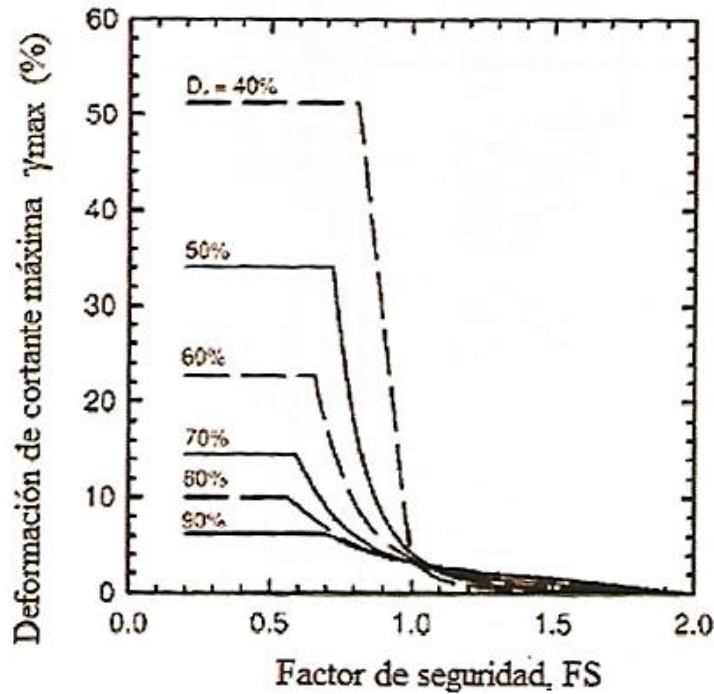


Figura 3.1. Factor de seguridad contra licuación para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Para la estimación de los desplazamientos laterales se han desarrollado correlaciones empíricas entre γ_{max} y catos históricos para las siguientes condiciones de sitio:

- 1) Pendiente ligera del terreno sin superficie libre. Es una configuración de terreno infinito con una pendiente ligera, figura 3.2a.
- 2) Componente a nivel de terreno con superficie libre. En esta configuración se tiene una pendiente ligera a nivel de terreno y una configuración geométrica definida, por ejemplo, bordes de ríos, figura 3.2b.
- 3) Pendiente del terreno suave con superficie libre, figura 3.2c.

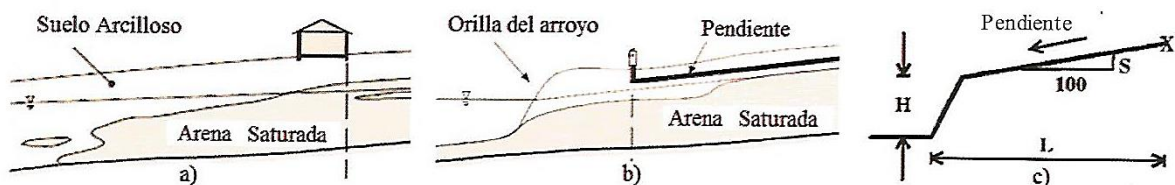


Figura 3.2. Condiciones de terreno para la aplicación del método SPT (Zhang et. Al., 2004).

A continuación, se presenta la metodología a seguir para estimar los desplazamientos laterales inducidos por licuación:

- 1) Evaluar el potencial de licuación usando las metodologías mencionadas en el capítulo 2.
- 2) Calcular el índice de desplazamientos laterales (LDI).
- 3) A partir de la pendiente del terreno (S) o la altura de la superficie libre (H) y la distancia de la superficie libre al punto donde se desea realizar el cálculo (L), se estima el desplazamiento lateral (LD).

Índice de desplazamiento lateral (LDI)

La magnitud de los desplazamientos depende del índice de desplazamiento lateral (LDI) y de los parámetros geométricos del terreno. El LDI se calcula integrando las deformaciones de corte máximas, γ_{max} , a lo largo de la profundidad z. El LDI se calcula de la siguiente manera (Idriss y Boulanger, 2008):

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz \quad (3.2)$$

Donde z_{max} es la profundidad debajo de todas las capas potencialmente licuables con un $FS < 2.0$.

El índice de desplazamiento lateral tiene unidades de desplazamiento y sirve para cuantificar el potencial de desplazamientos laterales, dado el perfil del suelo, propiedades y características del sismo.

A través de la recopilación de datos obtenidos de pruebas SPT y CPT de diferentes casos historia, se obtuvieron correlaciones entre los desplazamientos laterales (LD), el índice de desplazamiento lateral (LDI) y los parámetros geométricos del terreno (H, L y S). Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 3.3, 3.4 y 3.5.

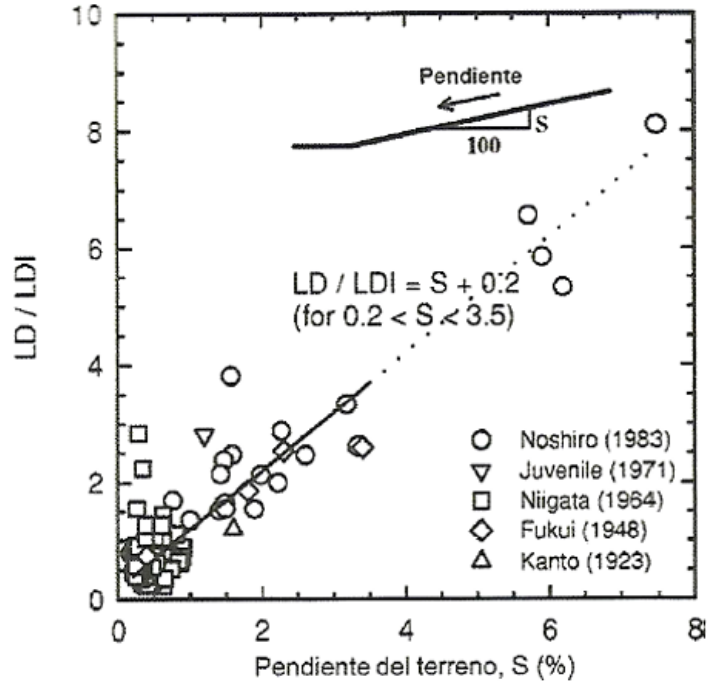


Figura 3.3. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) en función de la pendiente del terreno (S) para datos de SPT, (Zhang et. al, 2004).

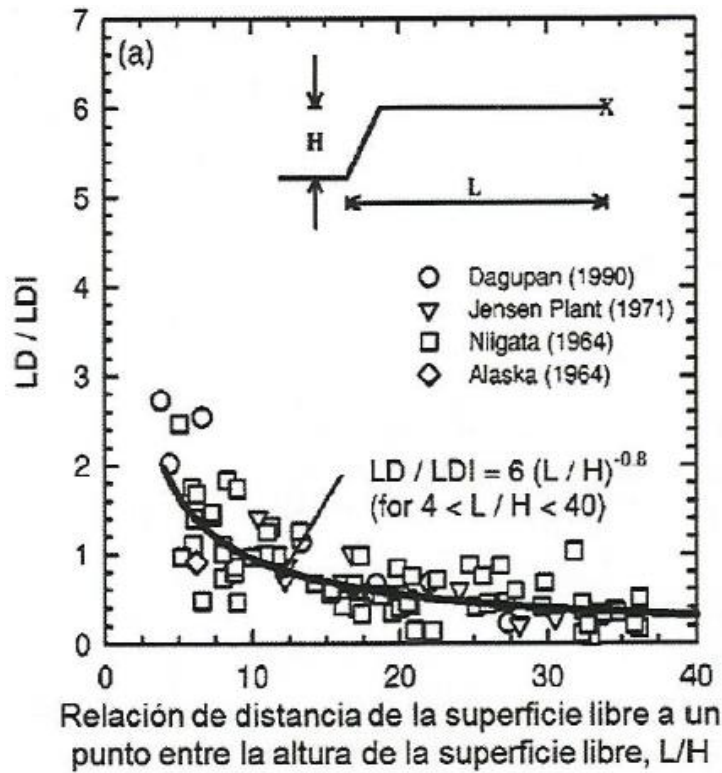


Figura 3.4. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) en función de la relación L/H para datos de SPT, (Zhang et. al, 2004).

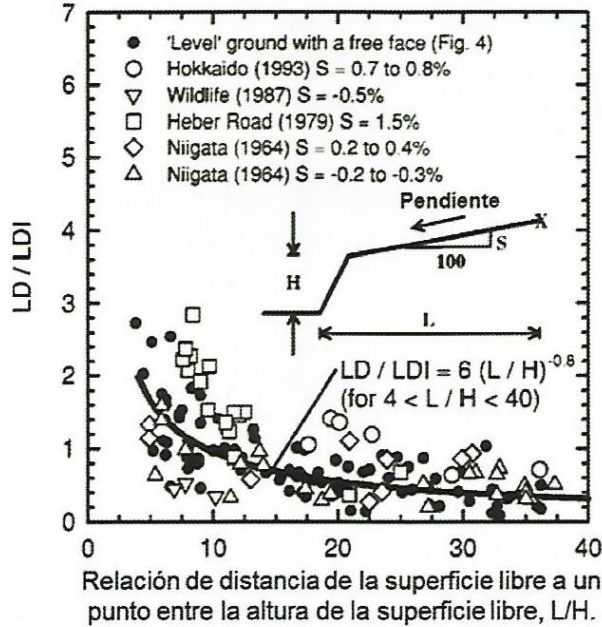


Figura 3.5. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) en función de la relación L/H para datos de SPT, (Zhang et. al, 2004).

Desplazamiento lateral (LD)

El desplazamiento lateral (LD) se estima utilizando las siguientes expresiones:

Para pendientes ligeras sin superficie libre:

$$LD = (S + 0.2) LDI \text{ para } 0.2\% < S < 3.5\% \quad (3.3)$$

Para componentes a nivel de terreno con superficie libre:

$$LD = 6 \left(\frac{L}{H} \right)^{-0.8} LDI \text{ para } 4 < \frac{L}{H} < 40 \quad (3.4)$$

Para magnitudes $6.4 \leq M_w \leq 9.2$, aceleración máxima $0.19g \leq a_{max} \leq 0.6g$ y altura de cara libre $H < 18$ metros.

3.1.2 Método de Youd, Hansen y Bartlett, 2002

Youd, Hansen y Bartlett desarrollaron un par de expresiones para la evaluación de desplazamientos laterales a partir de la regresión multilínea de una gran base de datos históricos. A continuación, se presentan dichas expresiones:

Para pendiente suave del terreno:

$$\log D = -16.213 + 1.532M_w - 1.406 \log R^* + 0.012R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log((D_{50})_{15} + 0.1mm) \quad (3.5)$$

Pendiente con superficie libre:

$$\log D = -16.713 + 1.532M_w - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log((D_{50})_{15} - 0.1mm) \quad (3.6)$$

Con:

$$R^* = 10^{(0.89M - 5.64)} + R \quad (3.7)$$

Donde:

D : desplazamiento lateral del terreno

M : Magnitud momento del sismo

R : Distancia mínima horizontal a la fuente sísmica

T_{15} : espesor acumulado de capas de suelo granular saturadas con número de golpes corregido $(N_1)_{60} < 15$ golpes

F_{15} : contenido de finos promedio del espesor T_{15}

$(D_{50})_{15}$: tamaño de partículas promedio al 50% de los materiales del espesor T_{15}

S : Inclinación del terreno

3.1.3 Método de Hamada et. al., 1986

Es un modelo empírico que predice la amplitud de los desplazamientos laterales en función de la pendiente y el espesor del estrato licuable y está basado en los casos históricos de Niigata y Noshiro, Japón, así como de San Francisco Valley, California. Se trata de un análisis de regresión simple cuya ecuación se define como:

$$D = 0.75H^{0.75}\theta^{1/3} \quad (3.8)$$

Donde:

D : desplazamiento lateral del terreno

H : espesor del suelo licuado, en metros

θ : pendiente del talud en porcentaje o en su caso la inclinación del estrato licuable

Cuando varios estratos se licuan de manera simultánea, se tomarán los siguientes criterios:

- 1) Si dos estratos están muy próximos y ambos se licuan, H será la suma de los dos estratos.
- 2) Si hay un estrato que no se licua entre dos estratos que sí, H será la suma de los tres estratos.

Este método es muy sensible al valor de θ , lo que puede ocasionar que se obtengan resultados erróneos, por lo que se debe tener cuidado de emplear los parámetros de manera cuidadosa.

3.2 Estimación de asentamientos

La disipación de presión de poro inducido por la aplicación de cargas cíclicas no drenadas ocasiona el cambio de volumen en un depósito de arena. Estudios realizados por Lee y Albaisa (1974), Tatsuoka et. al. (1984) e Ishihara y Nagase (1988) determinaron que la deformación volumétrica sufrida por el suelo después de la licuación depende de la densidad relativa (D_r) y de la deformación angular máxima (γ_{max}) alcanzada durante la aplicación de cargas cíclicas. Ishihara y Yoshimine (1992) desarrollaron una metodología para determinar los asentamientos debidos a licuación en función de la deformación angular máxima. Este método se basa en dos conceptos observados en pruebas de laboratorio:

- 1) La relación entre el cambio volumétrico y la deformación angular máxima γ_{max} , obtenida mediante pruebas de corte simple en muestras con diferentes densidades relativas D_r . Para estimar los asentamientos con esta correlación se requiere conocer la magnitud de la deformación angular máxima que la arena alcanzará durante la aplicación del movimiento. En la figura 3.6 se muestra la relación entre la deformación volumétrica y la deformación angular máxima para diferentes densidades relativas.
- 2) La relación entre el factor de seguridad contra licuación FS_{lic} y la deformación angular máxima γ_{max} para diferentes densidades relativas D_r , mostrada en la figura 3.6.

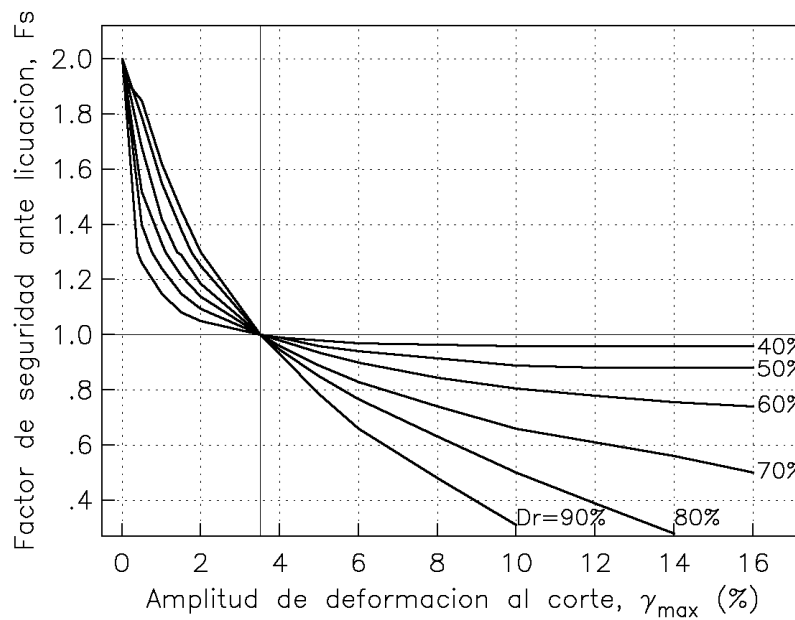


Figura 3.6. Relación entre el factor de seguridad y la deformación angular máxima para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

En la figura 3.7 se muestra la relación entre la deformación volumétrica (ϵ_v) y el factor de seguridad contra licuación FS_{lic} .

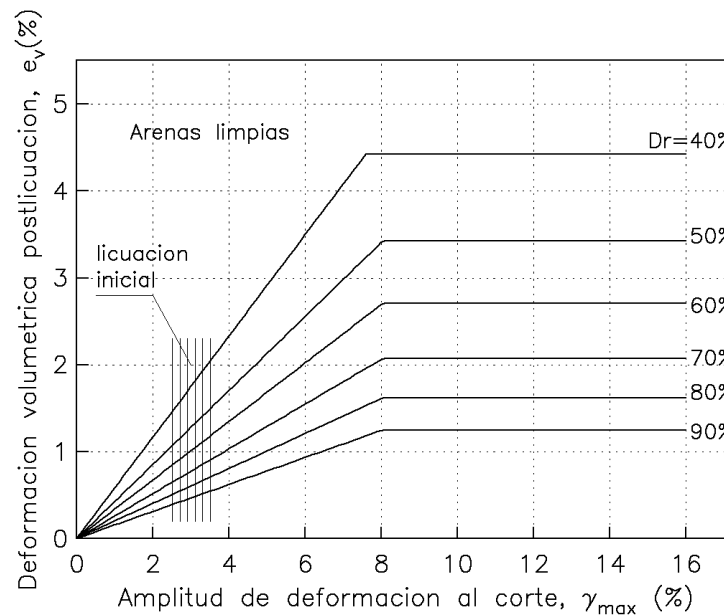


Figura 3.7. Relación entre la deformación volumétrica y la deformación angular máxima para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

El procedimiento para determinar los asentamientos debidos a licuación se presenta a continuación:

- 1) Se evalúa el factor de seguridad contra licuación para cada capa de área, usando las metodologías expuestas en el capítulo 2.
- 2) Con el FS_{lic} obtenido y los datos de la prueba de SPT o D_r , se entra a la gráfica 3.8 para determinar la deformación volumétrica (ε_v).
- 3) Se obtiene la deformación volumétrica en cada estrato.
- 4) Se calcula el valor del asentamiento inducido por licuación (δ), como la sumatoria del producto de las deformaciones volumétricas de cada estrato por su espesor.

$$\delta = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} \Delta z_i \quad (3.9)$$

Donde:

δ : asentamientos inducidos por licuación.

ε_{vi} : deformación volumétrica para cada capa de suelo i .

Δz_i : espesor de la subcapa suelo i .

j : Número de capas o estratos

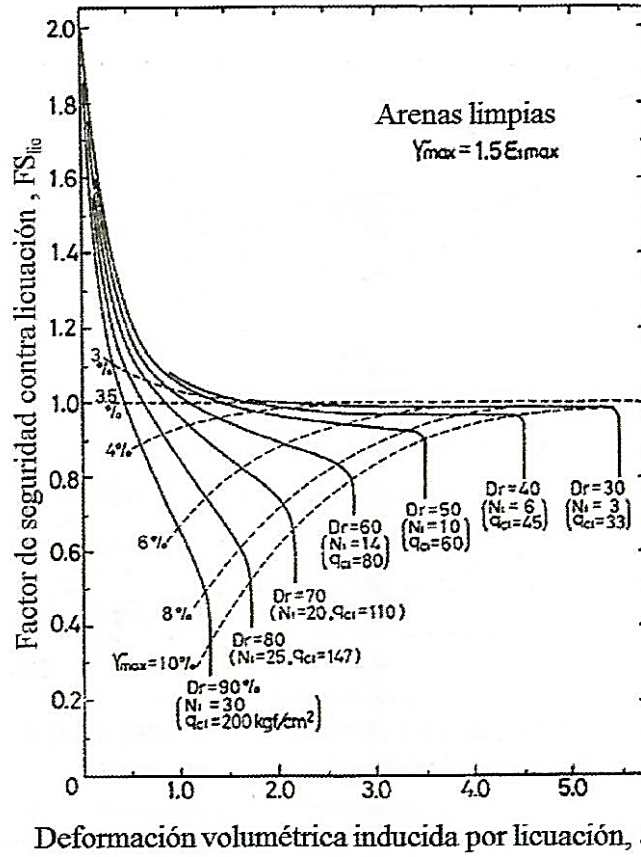


Figura 3.8. Deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).

4. SISMICIDAD EN MÉXICO

4.1 Tipos de sismos

Los sismos generalmente ocurren en los límites de las placas tectónicas donde la concentración de fuerzas generadas da lugar a movimientos de reajuste en el interior y en la superficie de la Tierra. Comúnmente acontecen al final de un ciclo sísmico, que es un período en el cual se acumula deformación en el interior de la Tierra que más tarde se liberará repentinamente. Dicha liberación corresponde al sismo, tras el cual la deformación comienza a acumularse nuevamente.

En un sismo se distinguen los siguientes elementos físicos:

- Hipocentro: zona interior profunda, donde se produce el terremoto.
- Epicentro: área de la superficie que se halla directamente en la vertical del hipocentro, donde con mayor intensidad repercuten las ondas sísmicas.

Los sismos pueden clasificarse de acuerdo a su origen como tectónicos, entre los que se encuentran los sismos por subducción o interplaca, intraplaca, corticales o superficiales, en el interior de una placa oceánica y por falla transformante; así como sismos inducidos, los cuales son producidos por acción humana, entre los que se encuentran los debidos a la construcción de grandes embalses, el fracking o los ensayos de explosiones nucleares. En la figura 4.1 se muestra un esquema de los diferentes sismos de origen tectónico.

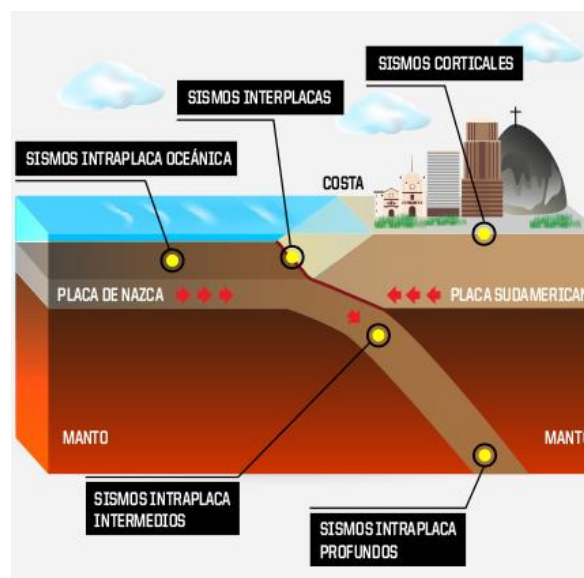


Figura 4.1. Esquema de los tipos de sismos (Instituto Geofísico del Perú).

A continuación, se describen los diferentes tipos de sismos tectónicos:

4.1.1 Sismos por subducción o interplaca

Se presentan cuando ocurre un movimiento relativo entre placas, debido a que el esfuerzo compresivo supera al acoplamiento mecánico que traba su movimiento. Su magnitud es proporcional al desplazamiento y al área de la zona de desplazamiento.

4.1.2 Sismos intraplaca

Ocurren en el interior de una placa oceánica que subduce a otra en profundidades de entre 50 y varios cientos de kilómetros. Su poder destructor es similar al de los sismos de subducción.

4.1.3 Sismos superficiales o corticales

Son producidas a baja profundidad en el interior de una placa continental como consecuencia de la convergencia de placas tectónicas.

4.1.4 Sismos en el interior de una placa oceánica

Se deben a los esfuerzos y deformaciones a los que se encuentra sometida una placa oceánica. Un caso especial es el esfuerzo de flexión que esta sufre en el punto de inicio de su subducción.

4.1.5 Sismos por falla transformante

Se deben al desplazamiento lateral de una placa tectónica con respecto a una placa vecina. En muchos casos se extienden más allá de la zona de contacto propiamente tal, a causa de esfuerzos transmitidos.

4.1.6 Sismos inducidos

Se denomina sismo inducido o terremoto inducido a los sismos o terremotos, normalmente, de muy baja magnitud, producidos como consecuencia de alguna intervención humana que altera el equilibrio de fuerzas en la corteza terrestre. Entre las principales causas de sismos inducidos se pueden mencionar: la construcción de grandes embalses, el fracking o los ensayos de explosiones nucleares.

4.2 Ondas sísmicas

El movimiento sísmico se propaga a través de ondas elásticas a partir del hipocentro. Las ondas sísmicas se clasifican en ondas de cuerpo y en ondas de superficie. Las ondas de cuerpo a su vez se dividen en longitudinales, primarias o S; y transversales, secundarias o P. Por otro lado, las ondas de superficie se dividen en ondas Love y ondas Rayleigh.

En la figura 4.2 se muestran los diferentes tipos de ondas sísmicas.

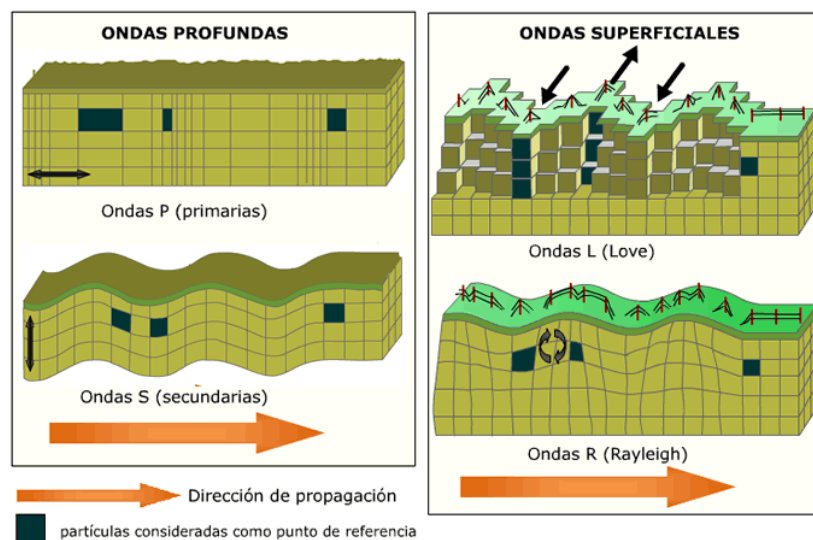


Figura 4.2. Propagación de ondas sísmicas (Sirvent, 2019).

A continuación, se da una descripción de las ondas sísmicas:

4.2.1 Ondas de cuerpo

Estas ondas se propagan a través del interior del planeta (adentrándose incluso a grandes profundidades). Estas se dividen a su vez en dos tipos: ondas longitudinales, primarias o P; y ondas de corte, secundarias o S.

- **Ondas longitudinales, primarias o P.**

Estas ondas se propagan en el mismo sentido de la vibración de las partículas a velocidades de 8 a 13 km/s y viajan a través de líquidos y sólidos. Son las primeras que registran los sismógrafos.

En un medio isótropo y homogéneo, la velocidad de propagación de las ondas P se calcula de la siguiente manera:

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{3}{4}\mu}{\rho}} \quad (4.1)$$

Donde:

K : Módulo de compresibilidad

μ : Módulo de corte o rigidez

ρ : Densidad del material

- **Ondas transversales, secundarias o S.**

Estas ondas se propagan perpendicularmente en el sentido de vibración de las partículas con velocidades entre 4 y 8 km/s y sólo viajan a través de los sólidos. En los sismógrafos se registran en segundo lugar.

En un medio isótropo y homogéneo, la velocidad de propagación de las ondas S se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (4.2)$$

Donde:

μ : Módulo de corte o rigidez

ρ : Densidad del material

4.1.2 Ondas superficiales.

Estas ondas viajan sobre la superficie de la Tierra con una velocidad de propagación del orden de 3.5 km/s, registrándose en los sismogramas en último lugar, siendo las principales causantes de los daños en las construcciones durante un sismo.

Estas se dividen a su vez en dos tipos: ondas Love y ondas Rayleigh.

- **Ondas Love**

Estas ondas se originan en la interfase de dos medios con propiedades mecánicas diferentes; el movimiento de las partículas es perpendicular a la dirección de propagación de la perturbación, similar a las ondas S, pero solo ocurre en el plano

de la superficie terrestre. La velocidad de las ondas Love es un 90 % de la velocidad de las ondas S.

- **Ondas Rayleigh**

Estas ondas se forman en la superficie de la Tierra, las partículas siguen una trayectoria elíptica retrógrada. Su velocidad de propagación es ligeramente menor que la de las ondas Love.

4.3 Magnitud e intensidad de los sismos

4.3.1 Definición de magnitud e intensidad

La magnitud es una medida de la energía liberada durante un sismo, mientras que la intensidad es una descripción cualitativa de los efectos de éste. La magnitud, al ser una medida de energía, es objetiva; mientras que la intensidad es subjetiva, ya que toma en cuenta, una serie de observaciones como personas durmiendo que despiertan, caída de objetos, desplazamiento de muebles, daños en infraestructura y colapsos.

4.3.2 Escala Richter

Es una escala logarítmica arbitraria en la que se asigna un número para cuantificar el efecto de un terremoto, que fue desarrollada por Charles Francis Richter en colaboración con Beno Gutenberg en 1935. Esta escala se usa de manera general para determinar las fuerzas de sismos con magnitudes entre 2,0 y 6,9 y de 0 a 400 kilómetros de profundidad.

La magnitud del sismo se determina mediante la siguiente expresión:

$$M = \log_{10} A + 3 \log_{10}(8\Delta t) - 2.92 = \log_{10} \left(\frac{A \cdot \Delta t^3}{1.62} \right) \quad (4.3)$$

Donde:

A : Amplitud de las ondas leída del sismograma, en mm

Δt : Tiempo entre las ondas P (primarias) y las ondas S (secundarias), en segundos.

M : Magnitud de terremotos que liberan la misma cantidad de energía.

En la figura 4.3 corresponde a un sismograma. En él se observa que las ondas P se registran antes que las ondas S, el tiempo transcurrido entre ambos instantes es Δt . Este valor y el de la amplitud máxima (A) de las ondas S, permiten calcular la magnitud de un sismo.

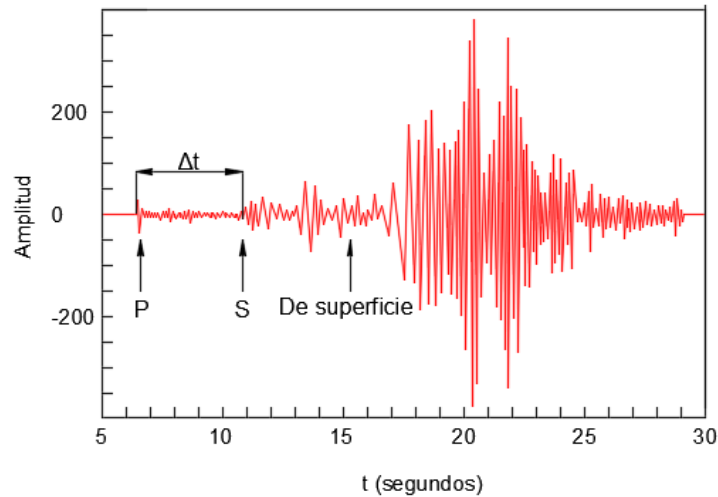


Figura 4.3. Arribo de ondas sísmicas en un sismograma.

4.3.3 Escala Magnitud momento

Es una escala logarítmica usada para medir y comparar sismos, que está basada en medición de la energía total que se libera en un terremoto, que fue desarrollada como sucesora de la escala de Richter por Thomas C. Hanks y Hiroo Kanamori, en el año de 1979.

Esta escala es actualmente la más usada para medir y comparar terremotos de grandes proporciones (magnitudes superiores a 6.9). La magnitud de momento sísmico coincide con las estimaciones obtenidas mediante otras escalas, como por ejemplo la escala sismológica de Richter.

La magnitud de momento sísmico, M_w , sintetiza en un solo valor la cantidad de energía liberada por el terremoto, llamada momento sísmico, M_0 . La relación entre M_w y M_0 fue desarrollada por Hiroo Kanamori (1979) y está dada por la siguiente expresión:

$$M_w = \frac{2}{3} \left(\log_{10} \frac{M_0}{N \cdot m} - 9.1 \right) = \frac{2}{3} (16.1) \quad (4.4)$$

El momento sísmico M_0 , es una cantidad que combina el área de ruptura y la compensación de la falla con una medida de la resistencia de las rocas mediante la siguiente ecuación:

$$M_0 = \mu Au \quad (4.5)$$

Donde:

μ : Módulo de deformación de las rocas involucradas en el terremoto. Comúnmente se considera igual a 30 GPa.

A: Área de ruptura a lo largo de la falla geológica donde ocurrió el terremoto.

u: Desplazamiento promedio de A.

El momento sísmico es una medida de la cantidad total de energía que se transforma durante el terremoto. Solo una pequeña fracción de éste es convertida en energía sísmica irradiada E_s , que es la que los sismógrafos registran, la cual se estima de la siguiente manera:

$$E_s = 1.6M_0 \times 10^{-5} \quad (4.6)$$

Choy y Boatwright (1995) definieron la magnitud de energía:

$$M_e = \frac{2}{3} \log_{10}(E_s) - 2.9 \quad (4.7)$$

4.3.4 Escala sismológica de Mercalli

Fue desarrollada por el físico italiano Giuseppe Mercalli para evaluar la intensidad de los terremotos según los efectos y daños causados a distintas estructuras. Su descripción va de 1 a 12 y son expresados en números romanos para diferenciarlos de los números correspondientes a la escala de Richter. En la tabla 4.1 se muestra la escala de Mercalli y en la tabla 4.2 se presenta una correlación entre las escalas de magnitud e intensidad.

Tabla 4.1. Escala sísmica de Mercalli. USGS

Grado		Descripción
I	Muy débil	Microsismo, detectado por instrumentos. Lo advierten muy pocas personas.
II	Débil	Lo perciben sólo algunas personas en reposo.
III	Leve	Se percibe en el interior de los edificios y casas.
IV	Moderado	Los objetos colgantes oscilan visiblemente.
V	Poco fuerte	Sentido por casi todos, aún en el exterior.
VI	Fuerte	Lo perciben todas las personas.
VII	Muy fuerte	Se experimenta dificultad para mantenerse de pie. Daño moderado en construcciones.
VIII	Destruccion	Se hace difícil e inseguro el manejo de automóviles. Daños considerables en estructuras.
IX	Ruinoso	Daños graves y pánico general.
X	Desastroso	Destrucción en edificios bien contruidos.
XI	Muy desastroso	Muy pocas estructuras quedan de pie.
XII	Catastrófico	Destrucción total. Se desplazan grandes masas de roca.

Tabla 4.2. Correlación entre magnitud e intensidad.

Magnitud	Intensidad
1.0 - 3.0	I
3.0 - 3.9	II - III
4.0 - 4.9	IV - V
5.0 - 5.9	VI - VII
6.0 - 6.9	VII - IX
> 7.0	VII o más alto

4.4 Análisis probabilístico

El objetivo del análisis probabilístico es el cálculo de la posibilidad de ocurrencia de un evento para diferentes periodos de retorno.

Los sismos de magnitudes bajas y medianas ($M \leq 6$) tienen una probabilidad mayor de producirse ($T_r \leq 50$ años), mientras los sismos de magnitudes superiores ($M \geq 6$), presentan una probabilidad de ocurrencia menor ($T_r > 50$ años).

La probabilidad de ocurrencia de sismos con magnitud $M \geq M_0$ en un período T está dada por la siguiente expresión:

$$P(M_0, T) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_r(M_0)} \right]^T \quad (4.8)$$

Donde:

$T_r(M_0)$: Período de retorno para un sismo de magnitud M_0

La probabilidad de que ocurran k terremotos de magnitud M en un período T está dada por una distribución de Poisson mediante la siguiente expresión:

$$P(k, T, M) = \frac{1}{k!} \left(\frac{T}{T_r(M)} \right)^k e^{-\frac{T}{T_r(M)}} \quad (4.9)$$

Donde:

$T_r(M)$: Período de retorno de un sismo de magnitud M

Por lo tanto, la probabilidad de ocurrencia de algún sismo se calcula con la siguiente expresión:

$$P(M_0, T) = 1 - e^{-\frac{T}{T_r}} \quad (4.10)$$

4.5. Sismicidad en la República Mexicana

La República Mexicana está situada en una de las regiones sísmicas más activas del mundo, dentro del área conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico, figura 4.4.

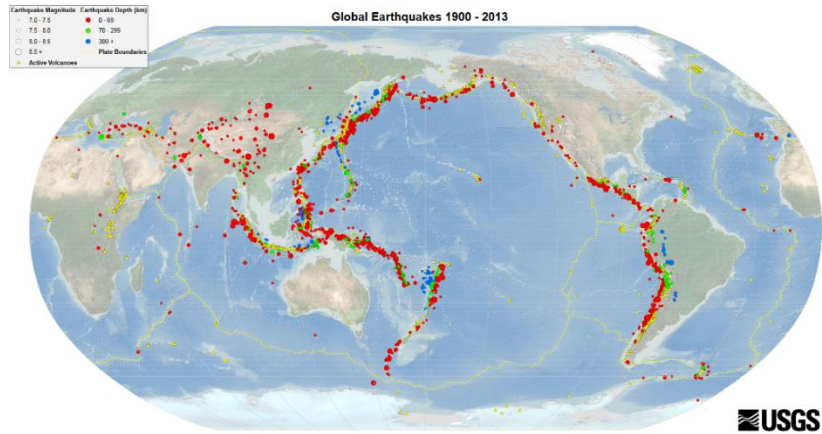


Figura 4.4. Cinturón de Fuego del Pacífico (USGS).

La alta sismicidad en el país se debe principalmente a la interacción entre las placas de Norteamérica, de Cocos, del Pacífico, de Rivera y del Caribe, así como a fallas locales que corren a lo largo de varios estados. La Placa Norteamericana se separa de la del Pacífico, pero roza con la del Caribe y choca con las de Rivera y de Cocos, de aquí la incidencia de sismos, ver figura 4.5.

Los estados con mayor sismicidad son Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco, debido a la interacción de las placas de Cocos y de Rivera que subducen con las de Norteamérica y del Caribe. También se ven afectados los estados de Veracruz, Tlaxcala, Morelos, Puebla, Nuevo León, Sonora, Baja California, Baja California Sur y la Ciudad de México.

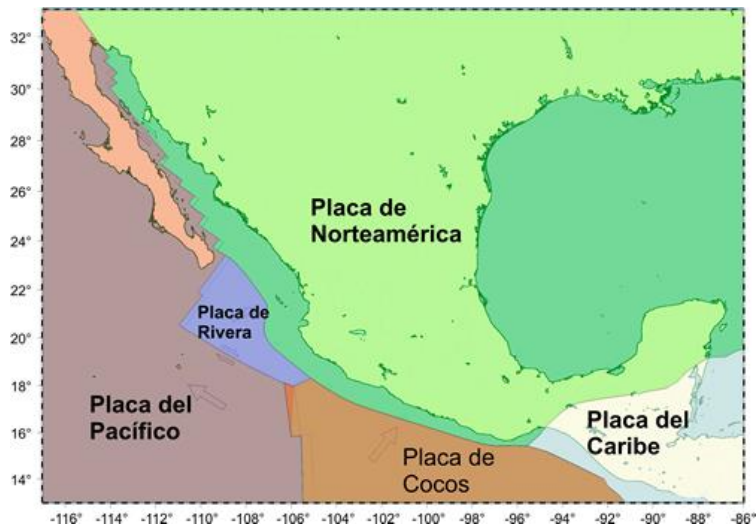


Figura 4.5. Placas tectónicas de México (Servicio Sismológico Nacional).

Con fines de diseño antisísmico, el manual de obras civiles de la CFE, divide a la República Mexicana en cuatro zonas sísmicas, las cuales se describen a continuación:

- Zona A: es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.
- Zonas B y C: son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.
- Zona D: es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

La figura 4.6 muestra la regionalización sísmica de la República Mexicana, de acuerdo con el Manual de diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

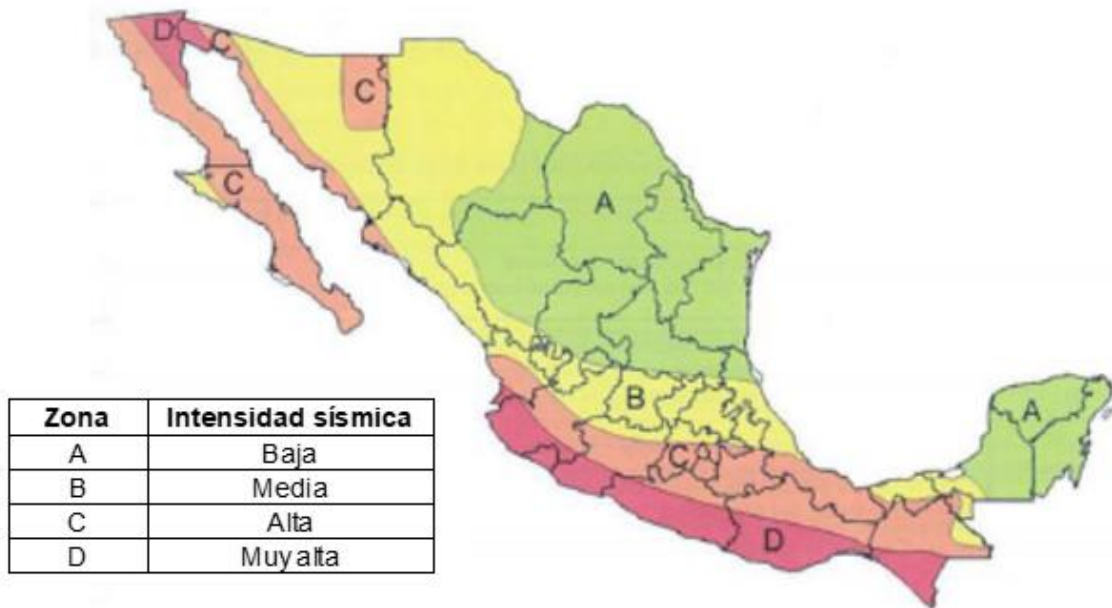


Figura 4.6. Regionalización sísmica de la República Mexicana. Manual de diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo (Comisión Federal de Electricidad).

De acuerdo a la zonificación sísmica de la República Mexicana, las zonas de mayor sismicidad se sitúan en la costa occidental del país en la zona donde convergen varias placas cuyo contacto se conoce como Trinchera. Se le llama “brecha sísmica” a la zona geográfica donde no se han generado sismos de 7 o más grados en la escala de Richter por un largo periodo de tiempo (50 años o más). Así, por ejemplo, se encuentran la Brecha de Guerrero (cerca de 100 años de acumulación de energía elástica), la Brecha de Jalisco (aproximadamente 70 años) y la Brecha de Chiapas (con más de 300 años) como las áreas de mayor riesgo en el país. Ver figura 4.7.

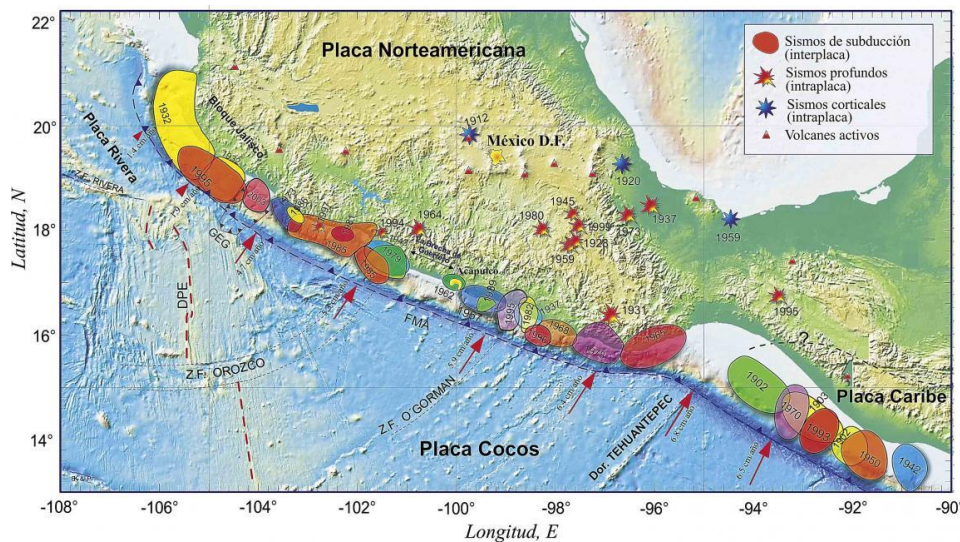


Figura 4.7. Localización de sismos más importantes de México (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

Con base a la información recabada de sísmógrafos y acelerógrafos, se estudia la frecuencia de los sismos en esta región y es probable que en la costa de Guerrero ocurra un gran sismo para liberar energía acumulada, aunque no se puede precisar cuándo ni dónde y tampoco la magnitud. En la zona entre Petatlán y Pinotepa Nacional se sabe que existe un hueco muy grande que puede generar un sismo con una magnitud superior a 8 en la escala de Richter, aunque también pueden ocurrir una serie de sismos de menor magnitud.

A partir del registro de sismos a lo largo de los años, se han detectado en algunos casos la ocurrencia del fenómeno de licuación, se ha generado un mapa de riesgo

por licuación, el cual muestra zonas de susceptibilidad propensa a licuación a lo largo del país. Dicho mapa de riesgo se muestra en la figura 4.8.



Figura 4.8. Mapa de zonas de riesgo por licuación (Rodríguez, 2011).

4.6 Sismos en México en los que se ha presentado licuación

En México han ocurrido sismos que han producido licuación de arenas, principalmente en zonas costeras. A continuación, se presentan algunos casos históricos de sismos en los que se ha presentado licuación.

4.6.1 Jaltipán, Veracruz (1959)

Fecha: 26 de agosto de 1959.

Localidad: Jaltipán, Veracruz.

Magnitud: 7.0

Estratigrafía: Arena fina y media en estado suelto, con intercalaciones de limo y arena limosa.

Daños: Daños en las cimentaciones de tres edificios del Astillero Naval y en varias secciones de un muelle cerca del Río Coatzacoalcos. Se observaron asentamientos de hasta 1 metro en las columnas del astillero y en las paredes de un taller, así

como desplazamientos relativos horizontales entre secciones del muelle. Las fallas de las cimentaciones fueron producidas por la licuación de los estratos limosos y limo-arenoso, que se localizan en el lugar hasta los 8.0 m de profundidad (Jaime, 1978 y Díaz, 1973).

4.6.2 Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)

Fecha: 6 de octubre y 5 de noviembre de 1975.

Localidad: Chiapa de Corzo, Chiapas.

Magnitud: 4.8 y 5.6

Epicentro: 10 km de distancia a una profundidad entre 2.5 y 5 km

Aceleración máxima: 0.3g

Estratigrafía: Aluviales, que consisten de arena fina a media, de granulometría uniforme, compacidad entre 40 y 60%, cuyo espesor es de 10 m y NAF entre 1 y 2 m. Este estrato aluvial se ha ido depositando sobre suelos residuales o directamente sobre las lutitas y calizas propias del lugar.

Daños: La licuación se presentó junto con la expulsión de agua y arena a través de grietas y volcanes; así como desplazamientos laterales (Dawson, 1977).

4.6.3 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)

Fecha: 14 de marzo de 1979.

Localidad: Lázaro Cárdenas, Michoacán, en el delta del Río Balsas.

Magnitud: 6.5

Epicentro: Costas de Guerrero a 50 km de distancia y 30 km de profundidad.

Aceleración máxima: 0.3g

Estratigrafía: En el delta antiguo se encuentran conglomerados, aluviones, arenas y suelos finos en estado muy compacto; mientras que en el delta moderno se hallan

aluviones, grava, arenas y arenas limosas en estado suelto a medianamente compacto, con algunos depósitos de limos y arcillas blandas (Mooser, 1987).

Daños: La licuación ocurrió en un estrato de arena fina con contenido de finos menor al 15%, resistencia a la penetración estándar entre 5 y 28 golpes. Debido al fenómeno de licuación aparecieron grietas y volcanes de arena (Jaime, 1979).

4.6.4 Valle de Mexicali, Baja California (1980)

Fecha: 8 de junio de 1980.

Localidad: Valle de Mexicali, Baja California.

Magnitud: 6.7

Epicentro: 10 km de distancia a 16 km de profundidad.

Aceleración máxima: 0.5g

Estratigrafía: Depósitos fluvio-lacustres, constituidos por limos arcillosos y arcillas parcialmente cementadas, que se extienden más allá de los 100 m de profundidad hasta alcanzar el basamento rocoso.

Daños: El fenómeno de licuación generó grietas en el terreno y en algunos drenes no revestidos y tramos carreteros, así como volcanes de arena. También fueron visibles deformaciones verticales y horizontales en algunos tramos del ferrocarril (Jaime, 1980).

4.6.5 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)

Fecha: 19 de septiembre de 1985.

Localidad: Lázaro Cárdenas, Michoacán.

Magnitud: 8.1

Epicentro: En las coordenadas Latitud 18.08°N y Longitud 102.94°W, a 15 km de profundidad.

Aceleración máxima: 0.4g

Daños: La licuación ocurrió en un estrato de arena fina suelta, lo que ocasionó en la zona del puerto industrial desplazamientos horizontales y verticales, así como daños en instalaciones subterráneas. También se observó la formación de volcanes de arena (Tamez, 1987).

4.6.6 Manzanillo, Colima (1995)

Fecha: 9 de octubre de 1995.

Localidad: Manzanillo, Colima.

Magnitud: 7.5

Epicentro: Frente a las costas de Colima, en las coordenadas Latitud 19.05°N y Longitud 104.21°W, a 4 km de Jaluco, Jalisco y a una profundidad de 27 km.

Aceleración máxima: 0.3g

Estratigrafía: Depósitos aluviales, lacustres, palustres y litorales, con espesores entre 1.5 y 5.0 m; constituidos por arenas finas a medias, de compacidad suelta, granulometría uniforme, contenido de finos menor al 2.2% y resistencia a la penetración estándar entre 3 y 12 golpes. Subyaciendo estos materiales, se encuentran rocas graníticas, volcánicas, metamórficas y caliza en menor cantidad.

Daños: En diferentes lugares de los estados de Colima y Jalisco ocurrieron daños, se reportaron casos de licuación a lo largo de 120 km de la costa en la zona epicentral. Cerca de 17,000 estructuras sufrieron daños considerables: sentamientos de varios centímetros, hundimientos y agrietamiento de pisos, desplome de muros, eyección de arena fina con agua a través de grietas, fracturamiento de tuberías de agua y drenaje. Algunos tramos de las carreteras a Cihuatlán y Barra de Navidad presentaron agrietamientos.

4.6.7 Tlaxcala (1999)

Fecha: 15 de junio de 1999.

Localidad: Tlaxcala.

Magnitud: 7.0

Epicentro: Latitud 18.20°N y Longitud 7.47°W, a 92 km de profundidad.

Estratigrafía: Arena limosa con 28% de finos.

Daños: No se observaron daños significativos. Se formaron volcanes de arena en áreas de cultivo (Ramírez y Taboada, 2000).

4.6.8 Valle de Mexicali, Baja California (2010)

Fecha: 4 de abril de 2010.

Localidad: Valle de Mexicali, Baja California.

Magnitud: 7.2

Epicentro: Latitud 32.32°N y Longitud 115.27°W, a 47 km de distancia entre 4 y 10 km de profundidad.

Daños: Afectó la infraestructura de riego, vivienda y edificaciones. Se presentaron desplazamientos laterales, hundimientos del suelo y volcanes de arena.

5. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR PARA DETERMINAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES PARA UN SITIO UBICADO EN LA COSTA DE VERACRUZ.

En este capítulo se presentan las metodologías y consideraciones para determinar el potencial de licuación y la estimación de desplazamientos laterales y asentamientos a partir de la aplicación de correlaciones de parámetros obtenidos de la prueba de penetración estándar.

5.1 Ubicación

El sitio en estudio se encuentra en el Puerto de Veracruz, en las coordenadas geográficas latitud $19^{\circ}12'02''$ N, longitud $96^{\circ}08'15''$ W, en el estado de Veracruz. En la figura 5.1 se muestra la ubicación del sitio en estudio.

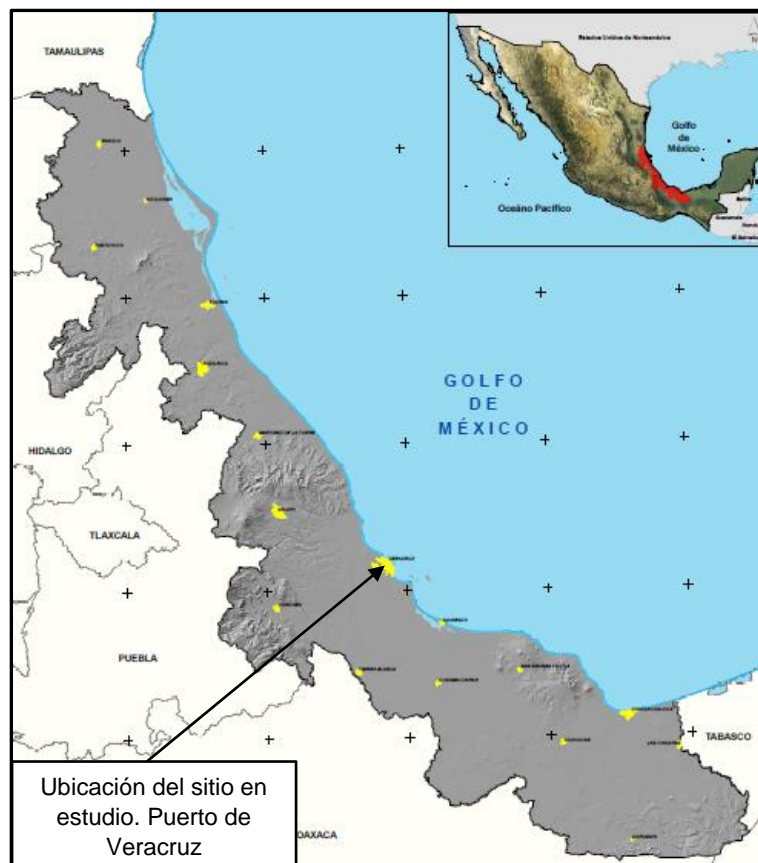


Figura 5.1. Ubicación del sitio en estudio (Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz, 2009).

5.2 Topografía

El área de estudio corresponde a la parte central del Golfo de México, dentro de la Planicie Costera del Golfo, que se caracteriza por el desarrollo de planicies aluviales y de lodo, por la construcción de montículos eólicos a lo largo del cordón litoral y por la formación de lagunas marginales separadas del mar por una barra prelitoral (Fuentes, 2019). Particularmente, el sitio de estudio presenta una topografía prácticamente plana, con pendientes menores al 1% (Atlas peligros geológicos e hidrometeorológicos del estado de Veracruz, 2009).

5.3 Geología

El Puerto de Veracruz se ubica dentro de la Provincia Cuenca Deltaica de Veracruz (Ortega-Gutiérrez, 1992). La edad de las rocas que conforman esta provincia aumenta a medida que existe más distancia de la costa. Las rocas cuaternarias y terciarias afloran cerca de la costa, en tanto que en las proximidades de la Sierra Madre Oriental afloran rocas de edad cretácica.

Durante el Terciario inferior y medio, aproximadamente entre los 60 y 20 millones de años, se depositaron potentes secuencias de sedimentos de origen continental. Estas rocas se distribuyen en casi la totalidad de las zonas medias y bajas, y están constituidas por lutitas y areniscas que forman la mayor parte de la planicie costera del Golfo de México.

Las secuencias alternantes de lutitas y areniscas son propensas a deslizamientos rápidos y lentos de terreno, además de que constituyen fuentes de aporte de material terrígeno para la formación de flujos de lodo y escombros. La amplia distribución que presentan, las asocia con zonas de alto peligro para la ocurrencia de movimientos en masa de terreno (Atlas peligros geológicos e hidrometeorológicos del estado de Veracruz, 2009).

En la figura 5.2 se muestra la ubicación del sitio en estudio dentro del mapa geológico del Estado de Veracruz.

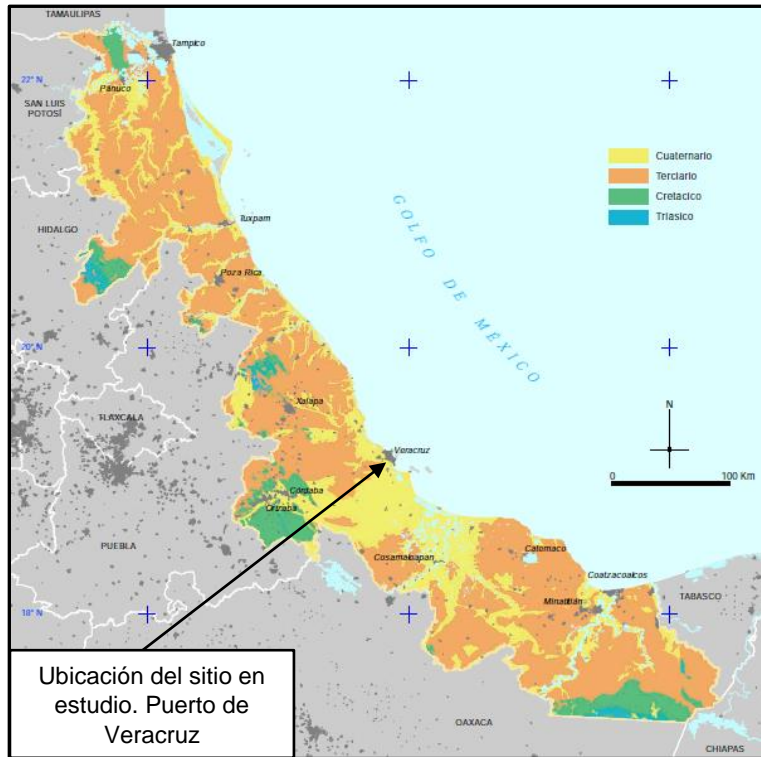


Figura 5.2. Mapa geológico del Estado de Veracruz (Rodríguez-Morales, 2019).

5.4 Sismicidad

En el estado de Veracruz se han registrado varios sismos de consecuencias catastróficas. Entre los más importantes están los ocurridos el 3 de enero de 1920, conocido como el sismo de Xalapa (Comisiones del Instituto Geológico de México, 1922), y el del 28 de agosto de 1973, conocido como sismo de Orizaba. Hasta antes de 1985, estos dos sismos habían registrado el mayor número de víctimas y daños en el país.

En la figura 5.3 se muestra la ubicación sísmica del sitio en estudio, la cual se encuentra en la zona B, a la que le corresponde una sismicidad media (Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad) y un coeficiente sísmico $c=0.3g$ (Programa de Diseño Sísmico de la CFE, PRODISIS). El espectro de diseño transparente proporcionado por el programa PRODISIS se muestra en la figura 5.4.

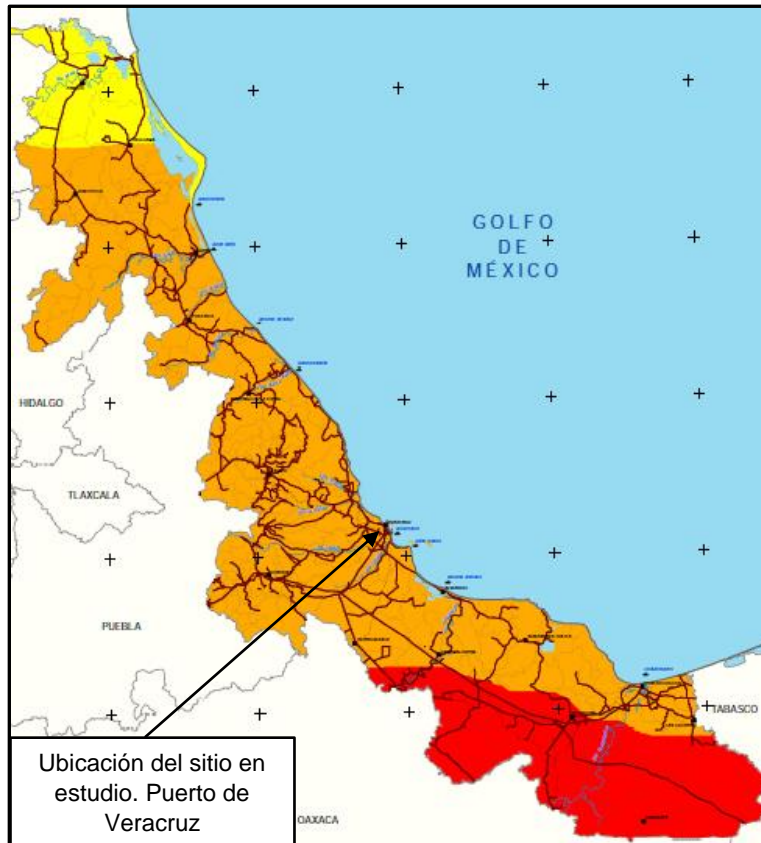


Figura 5.3. Zonificación sísmica del Estado de Veracruz (Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz, 2009).

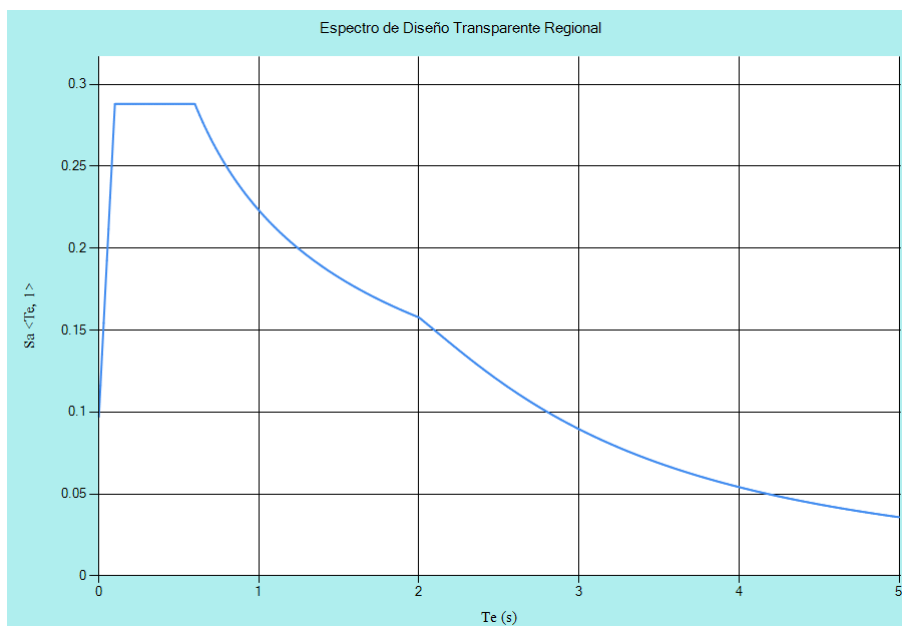


Figura 5.4. Espectro de diseño transparente del sitio en estudio (PRODISIS, CFE).

5.5 Vulnerabilidad a licuación

El fenómeno de licuación se produce en cierto tipo de suelo que, al ser sometido a cargas cíclicas, inducidas por sismos, explosiones o vibraciones de maquinaria, sufre un incremento de presión de poro, dando paso a que el suelo se comporte como si fuera un fluido, sin capacidad de soportar edificaciones ni otro tipo de estructuras. Los factores que influyen notablemente para la ocurrencia del fenómeno de licuación son:

- a) Suelos uniformemente graduados por partículas del tamaño de la arena.
- b) Suelos saturados en agua.
- c) Bajo contenido de finos.
- d) Bajo grado de compactación.

En la figura 5.5 se muestran las zonas susceptibles a presentar licuación del estado de Veracruz (Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz, 2009).

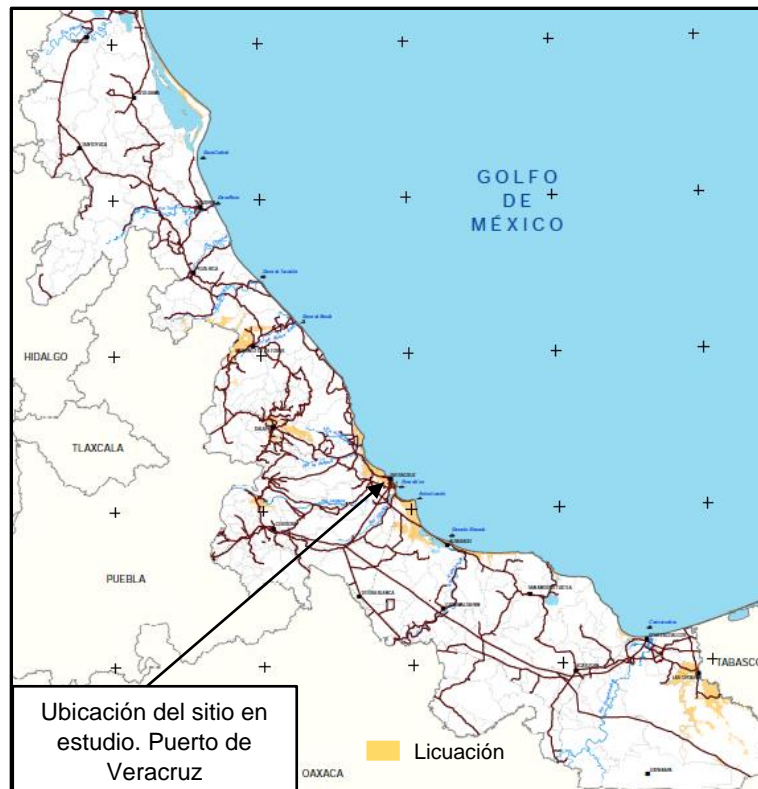


Figura 5.5. Vulnerabilidad a licuación (Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz, 2009).

5.6 Estratigrafía

En esta zona predominan los materiales sedimentarios marinos no consolidados tales como arcilla, arena y conglomerados. Para precisar la estratigrafía del sitio se realizó un sondeo de penetración estándar (SPT) de 40.0 m de profundidad, obteniendo muestras representativas del suelo, las cuales se enviaron a laboratorio para determinar las siguientes propiedades: contenido de agua, granulometría y peso volumétrico.

Con base en la información de los trabajos de campo y de laboratorio se definió el siguiente perfil estratigráfico:

Sondeo de Penetración Estándar SPT-1

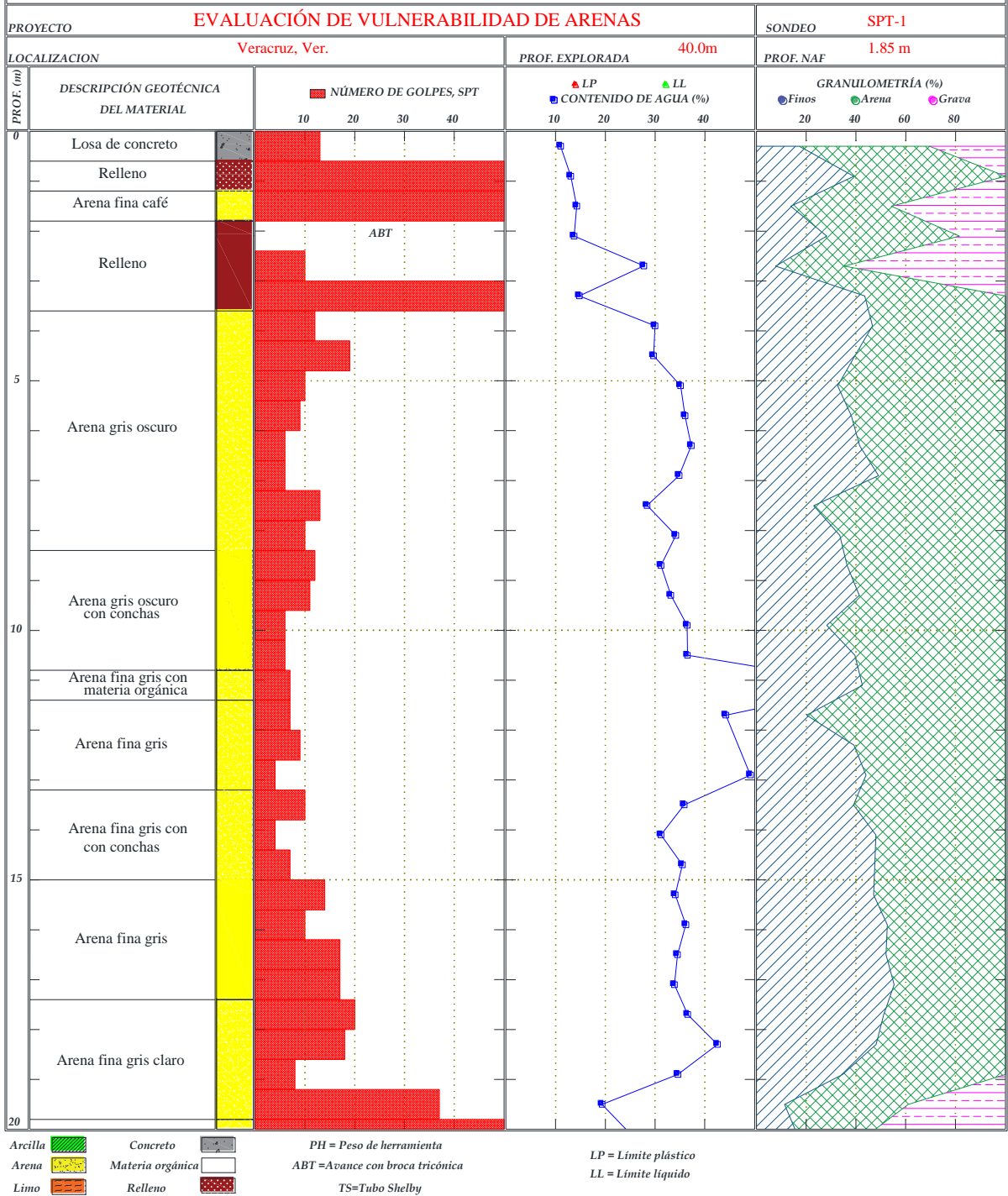
- De 0.00 a 3.60 m** Relleno, el cual consiste en una arena limosa café, de compacidad media, con contenido de agua medio de 16%, contenido medio de finos de 18%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 26 golpes y un peso volumétrico de 2.0 t/m³.
- De 3.60 a 8.40 m** Arena gris oscuro, de compacidad suelta a media, con contenido de agua medio de 33%, contenido medio de finos de 37%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 10 golpes y un peso volumétrico de 1.8 t/m³.
- De 8.40 a 10.80 m** Arena gris oscuro con conchas, de compacidad suelta, con contenido de agua medio de 34%, contenido medio de finos de 35%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 8 golpes y un peso volumétrico de 1.8 t/m³.
- De 10.80 a 15.00 m** Arena fina gris oscuro con conchas y materia orgánica, de compacidad suelta, con contenido de agua medio de 45%, contenido medio de finos de 40%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 6 golpes y un peso volumétrico de 1.56 t/m³.

- De 15.00 a 19.20 m** Arena fina gris, de compacidad media, con contenido de agua medio de 36%, contenido medio de finos de 48%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 15 golpes y un peso volumétrico de 1.84 t/m³.
- De 19.20 a 24.00 m** Arena fina gris con coral, de compacidad media, con contenido de agua medio de 25%, contenido medio de finos de 22%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 29 golpes y un peso volumétrico de 2.03 t/m³.
- De 24.00 a 27.00 m** Arena fina gris verdosa, de compacidad densa, con contenido de agua medio de 22%, contenido medio de finos de 41%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 40 golpes y un peso volumétrico de 2.25 t/m³.
- De 27.00 a 33.60 m** Limo arenoso gris con conchas, de compacidad densa, con contenido de agua medio de 32%, contenido medio de finos de 62%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 34 golpes y un peso volumétrico de 2.25 t/m³.
- De 33.60 a 38.40 m** Arena limosa café con gravas, de compacidad media, con contenido de agua medio de 29%, contenido medio de finos de 44%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 21 golpes y un peso volumétrico de 1.91 t/m³.
- De 38.40 a 40.00 m** Arena café con blanco, de compacidad media, con contenido de agua medio de 9%, contenido medio de finos de 31%, número de golpes medio registrado durante la penetración estándar de 27 golpes y un peso volumétrico de 2.0 t/m³.

El nivel de aguas freáticas (NAF) se detectó a una profundidad de 1.85m.

En la figura 5.6 se presenta detalle estratigráfico definido con el sondeo de penetración estándar (SPT-1).

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR



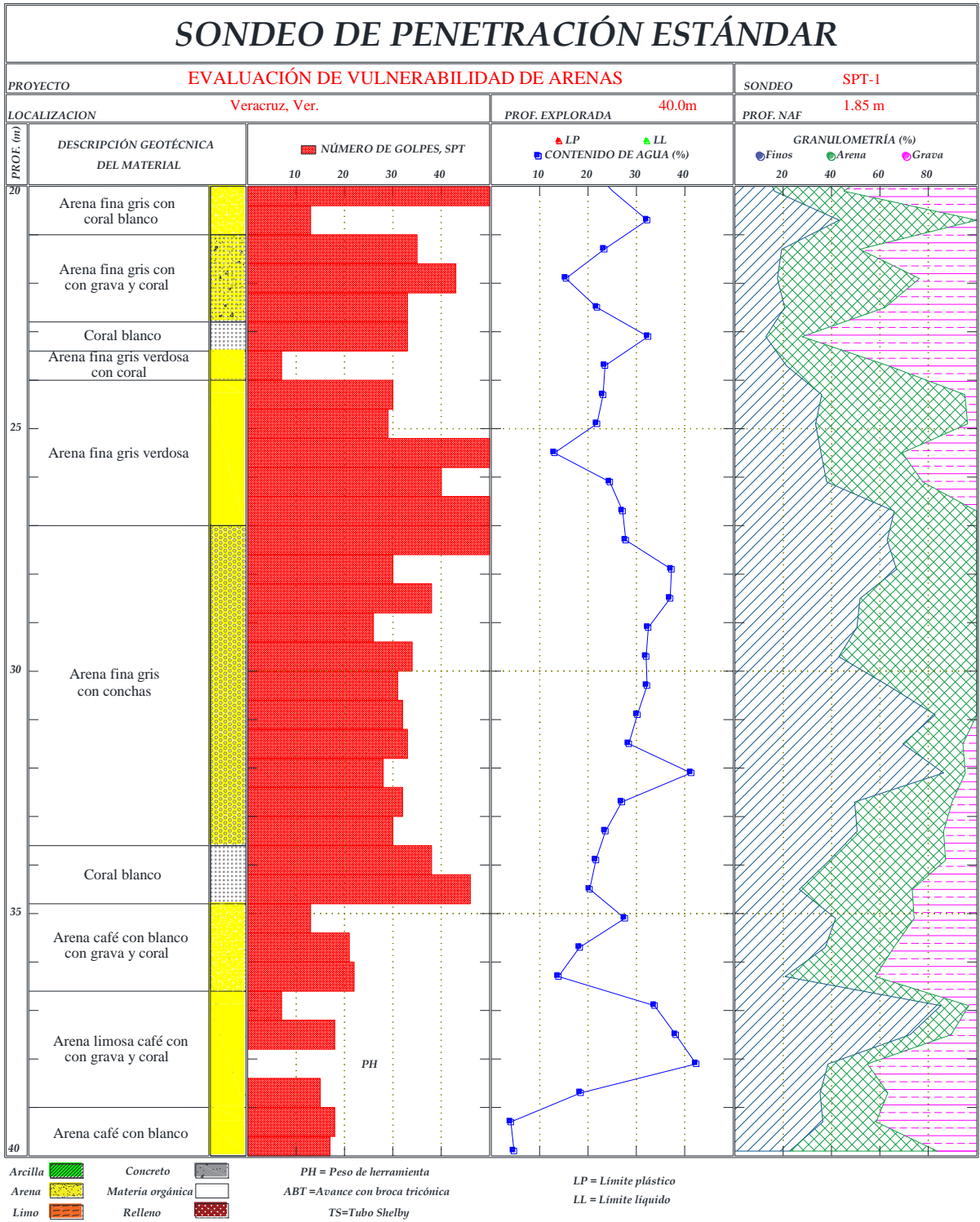


Figura 5.6. Detalle estratigráfico definido con el sondeo de penetración estándar (SPT-1).

5.7 Determinación de la susceptibilidad de licuación tomando en cuenta la gradación de los suelos

De manera preliminar, se determina la susceptibilidad a licuación del suelo con base al criterio de gradación, tomando en cuenta las curvas granulométricas de las muestras obtenidas del sondeo de penetración estándar SPT-1.

Un primer análisis consiste en graficar las curvas granulométricas y compararlas con las curvas granulométricas de diferentes eventos donde se ha presentado licuación. Para este análisis se considerará que los suelos son susceptibles a licuación si se encuentran por debajo del nivel freático y a una profundidad máxima de 30.0 m y si se localizan dentro de las fronteras que delimitan a los suelos con máximo potencial de licuación determinados por Seed e Idriss (1967), Lee y Filton (1968) y de las envolventes de Kishida (1969). En la figura 5.7 se clasifican las curvas granulométricas de las 72 muestras, observándose que el 43% de muestras no son susceptibles a licuación y del 57% restante, el 44% muestras son susceptibles a licuación, ya que se encuentran debajo del nivel freático y arriba de 30 m de profundidad. Las muestras que son susceptibles a licuación se encuentran entre 3.60 y 27.00 m de profundidad.

El segundo criterio para determinar la susceptibilidad a licuación consiste en graficar las curvas granulométricas de acuerdo al coeficiente de uniformidad como se muestra en las figuras 5.8 y 5.9. Como puede observarse, la mayoría de las curvas presentan $C_u > 3.5$: sólo las muestras 2, 30, 31 y 32 presentan $C_u < 3.5$. Para ambos casos, la mayor parte de las curvas granulométricas se localizan dentro de la zona A, es decir, los suelos presentan alta posibilidad de licuación. De las 72 muestras, solo 14% de las muestras se consideran no licuables, 33% de las muestras presentan posibilidad de licuación y del 53% restante de las muestras, 39% de ellas presentan alta posibilidad de licuación, ya que se encuentran debajo del nivel freático y arriba de 30 m de profundidad. Las muestras que son susceptibles a licuación se encuentran entre 3.60 y 29.40 m de profundidad.

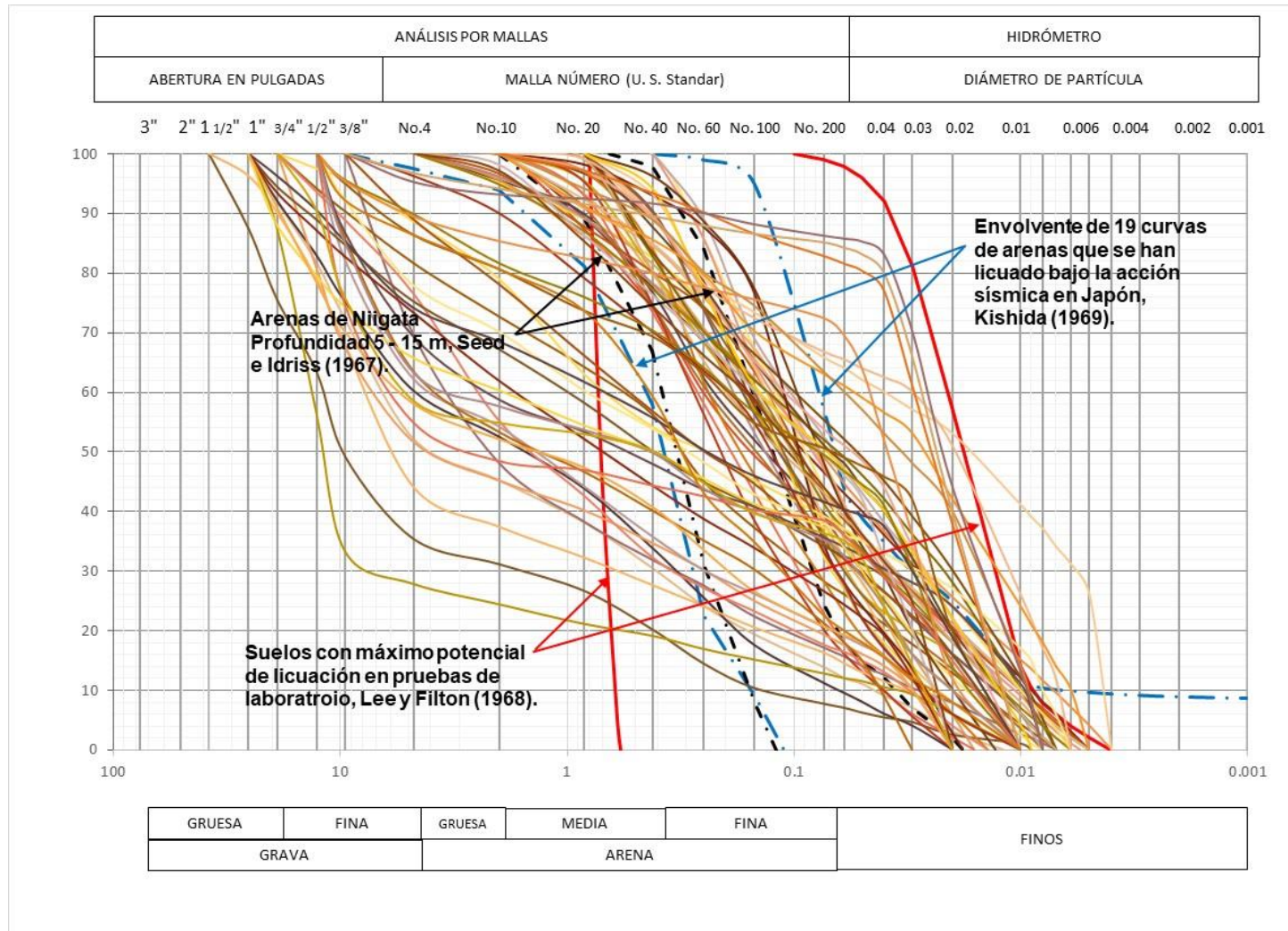


Figura 5.7. Curvas granulométricas de las muestras de suelo comparadas con las envolventes de Seed e Idriss (1967), Lee y Filton (1968) y del sismo de Kishida, Japón (1969).

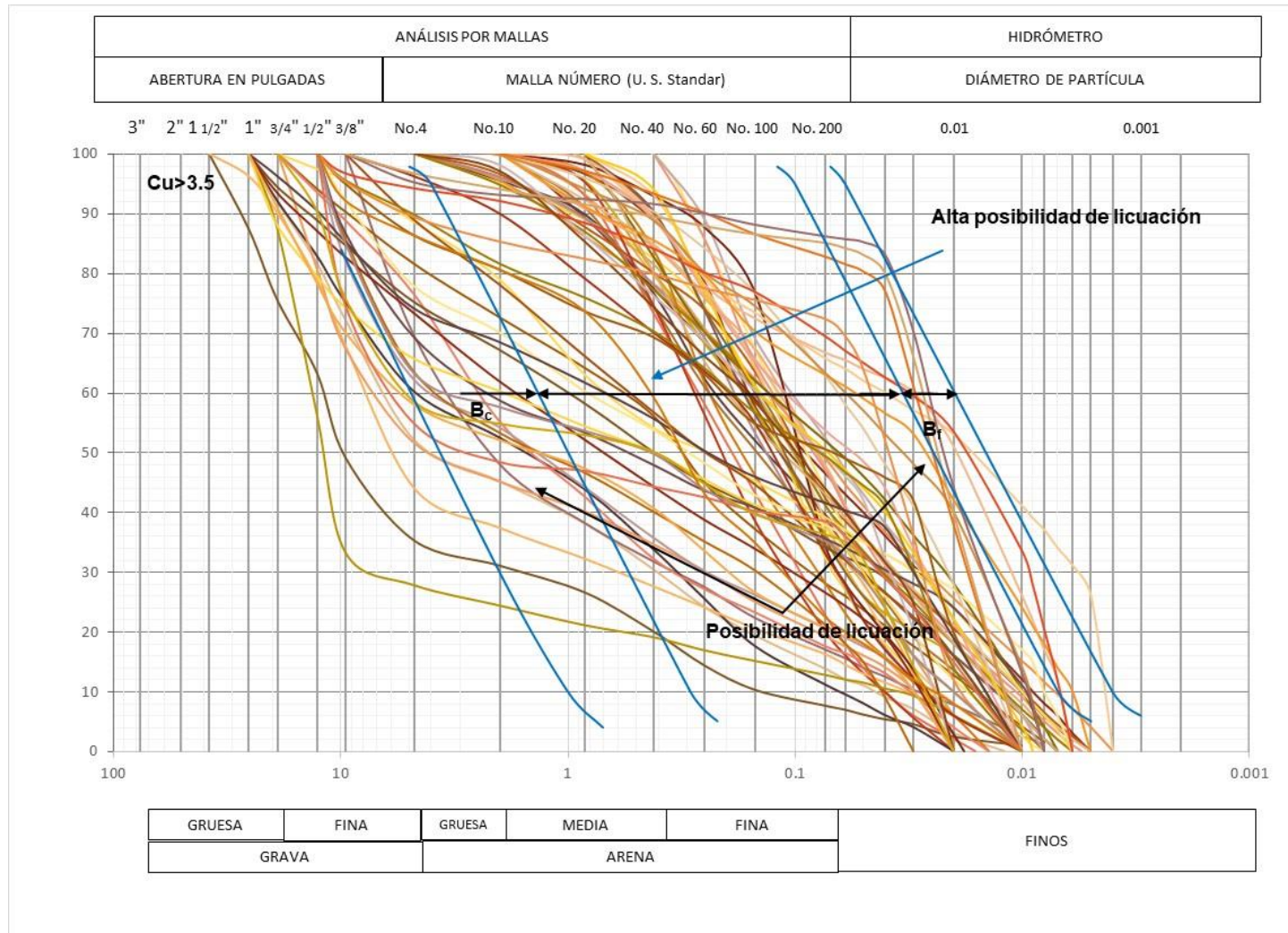


Figura 5.8. Curvas granulométricas de acuerdo con el coeficiente de uniformidad $C_u > 3.5$.

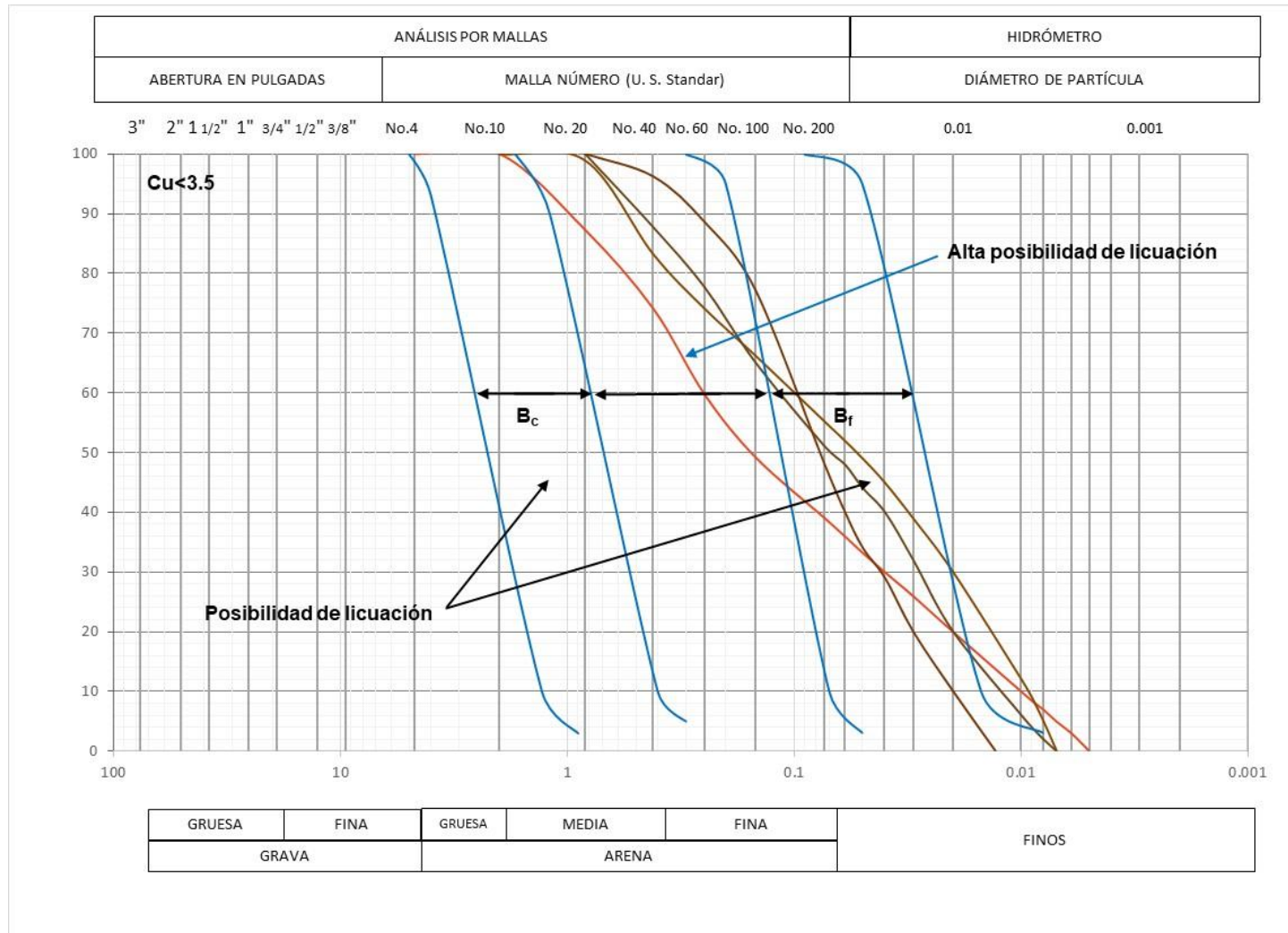


Figura 5.9. Curvas granulométricas de acuerdo con el coeficiente de uniformidad $Cu > 3.5$.

5.8 Determinación del potencial de licuación

Se presenta el análisis de licuación empleando el método empírico de Youd et. al. (2001), empleando los resultados del sondeo SPT-1. Para mostrar el detalle del cálculo, se presentan las ecuaciones con la sustitución de los valores a una profundidad $z = 9.90$ m.

Para la evaluación del potencial de licuación, se utilizarán los valores de la aceleración máxima (a_{max}) y la magnitud del sismo (M_w) proporcionados por el Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

$$a_{max} = 0.3g$$

$$M_w = 7.2$$

$$T_r = 200 \text{ años}$$

5.8.1 Cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR)

Para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) se emplearon las siguientes expresiones (Liao y Withman, 1986):

$$r_d = 1.174 - 0.0267z = 1.174 - 0.0267(9.90) = 0.91 \quad (5.1)$$

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d = 0.65 \left(\frac{0.3g}{g} \right) \left(\frac{18.48}{10.43} \right) (0.91) = 0.31 \quad (5.2)$$

Para el cálculo del factor de corrección por magnitud de escala sísmica (MSF), se empleó la siguiente expresión (Seed e Idriss, 1982):

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} = \frac{10^{2.24}}{7.2^{2.56}} = 1.11 \quad (5.3)$$

El cálculo del factor de reducción por efecto de confinamiento (K_σ), se determinó mediante la expresión (Youd, 2001), con $f = 0.8$ y $P_a = 10(t/m^2)$:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{(f-1)} = \left(\frac{10.43}{10.0} \right)^{(0.8-1)} = 0.99 \quad (5.4)$$

La relación de esfuerzos cíclicos afectada por los factores de corrección por magnitud de escala y por efecto de confinamiento es:

$$CSR(MSF, K_{\sigma}) = \frac{0.31}{(1.11)(0.99)} = 0.28 \quad (5.5)$$

5.8.2 Cálculo de la relación de resistencia cíclica (CRR)

La relación de resistencia cíclica se calculó con la metodología propuesta por el NCEER (1989), la cual considera el número de golpes corregido y normalizado obtenido de la prueba de penetración estándar. De acuerdo al sondeo ejecutado, se registraron 6 golpes en la prueba de penetración estándar a la profundidad analizada.

$N_{SPT} = 6$ golpes

Los factores de corrección empleados se muestran a continuación:

- Factor de corrección por esfuerzo efectivo (Gibbs y Holts):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} = \left(\frac{10.33}{10.43} \right)^{0.5} = 0.995 \quad (5.6)$$

- Factor de corrección por el diámetro de la perforación (D=4"):

$$C_B = 1.00$$

- Factor de corrección por longitud de barras de perforación utilizadas:

$$C_R = 0.95$$

- Factor de corrección por el uso de muestreador (estándar):

$$C_S = 1.00$$

- Factor de corrección por energía del martillo (de pistón):

$$C_E = 1.00$$

Por lo tanto, el valor del número de golpes corregido es:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_B C_R C_S C_E = (6)(0.995)(1.00)(0.95)(1.00)(1.00) = 5.67 \quad (5.7)$$

La resistencia normalizada $(N_1)_{60}$ deberá corregirse por el contenido de finos del material, tomando en cuenta lo siguiente:

Contenido de finos: FC= 28%

Por lo tanto:

$$\alpha = e^{1.76 - \frac{190}{FC^2}} = e^{1.76 - \frac{190}{28^2}} = 4.56 \quad (5.8)$$

$$\beta = 0.99 + \frac{28^{1.5}}{1000} = 1.14 \quad (5.9)$$

El valor corregido de $(N_1)_{60}$ por contenido de finos queda:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} = 4.56 + 1.14(5.67) = 11.36 \quad (5.10)$$

Una vez determinado el valor del número de golpes corregido y normalizado, se procede a calcular la relación de resistencia cíclica como sigue (Idriss y Boulanger, 2004):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - 11.02} + \frac{11.02}{135} + \frac{50}{(10(11.02) + 45)^2} - \frac{1}{200} = 0.125 \quad (5.11)$$

El factor de seguridad contra licuación se obtuvo de la siguiente manera:

$$FS_{lic} = \frac{(CRR_{7.5})}{CSR} * MSF * K\sigma = \left(\frac{0.125}{0.31}\right) (1.11)(0.99) = 0.44 \quad (5.12)$$

La probabilidad de licuación se determinó mediante la siguiente expresión (Seed e Idriss, 1985):

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{0.77}\right)^{3.25}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{0.44}{0.77}\right)^{3.25}} = 82.3\% \quad (5.13)$$

Lo anterior indica que es muy probable que ocurra licuación en el estrato analizado a una profundidad de 9.9 m.

En la figura 5.10 se muestran en el número de golpes de la prueba de penetración estándar N_{SPT} , el número de golpes corregido $(N_1)_{60}$ y el número de golpes normalizado por contenido de finos $(N_1)_{60CS}$.

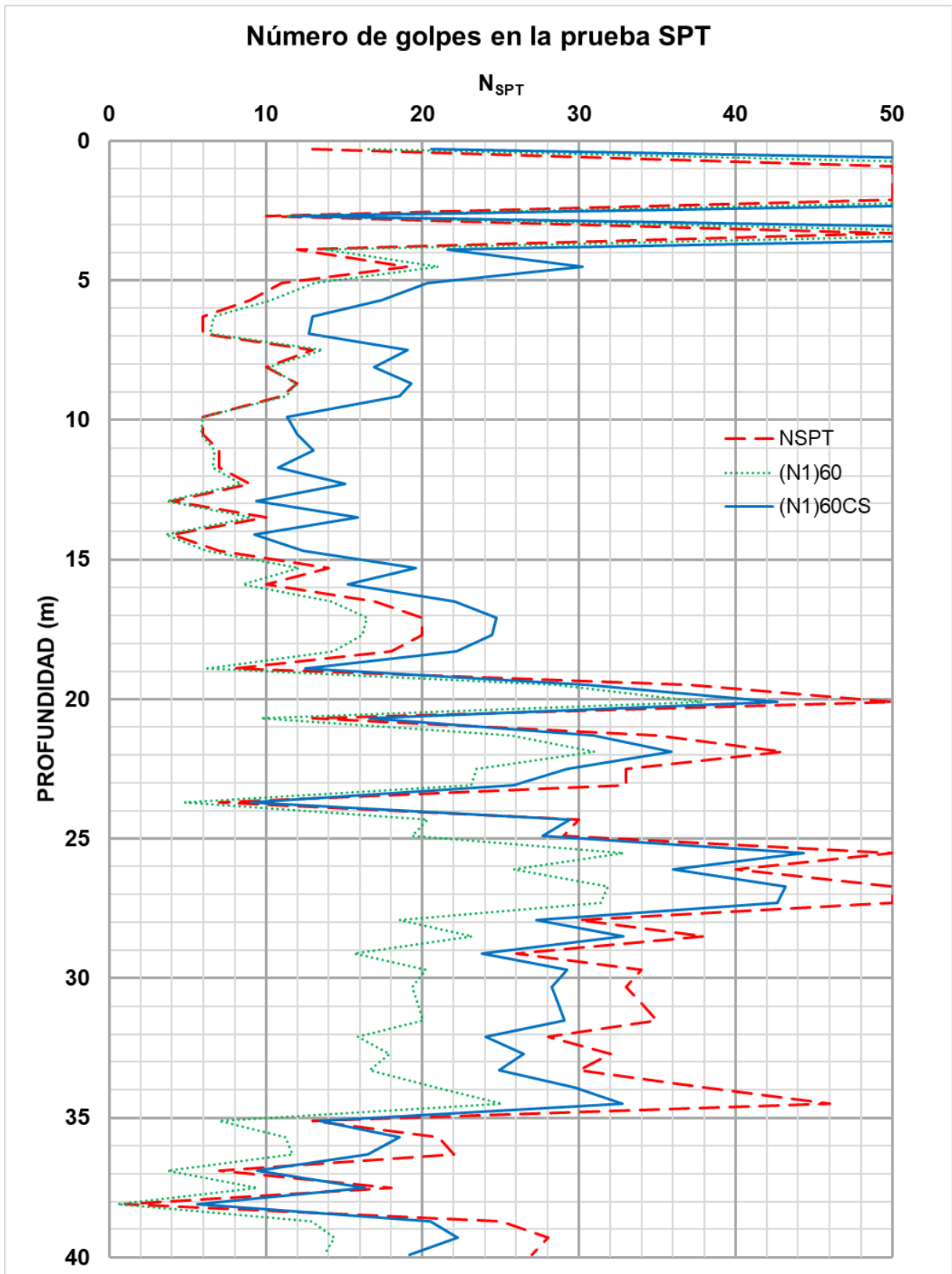


Figura 5.10. Perfil del número de golpes.

Del perfil estratigráfico del sondeo SPT-1 se obtienen los datos del número de golpes, contenido de finos, mostrados en la figura 5.11.

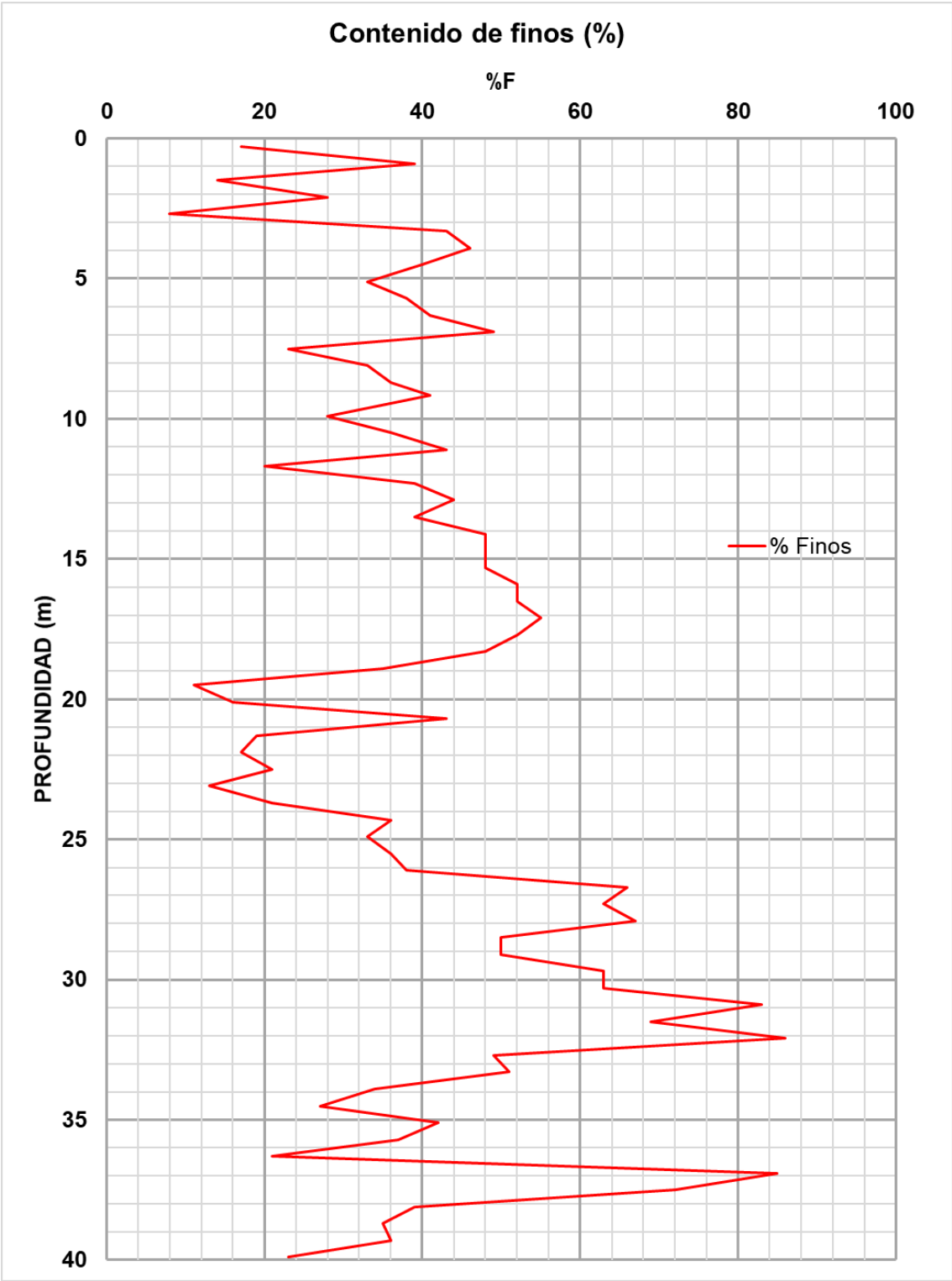


Figura 5.11. Perfil de contenido de finos.

En la figura 5.12 se muestra el estado de esfuerzos inicial del suelo.

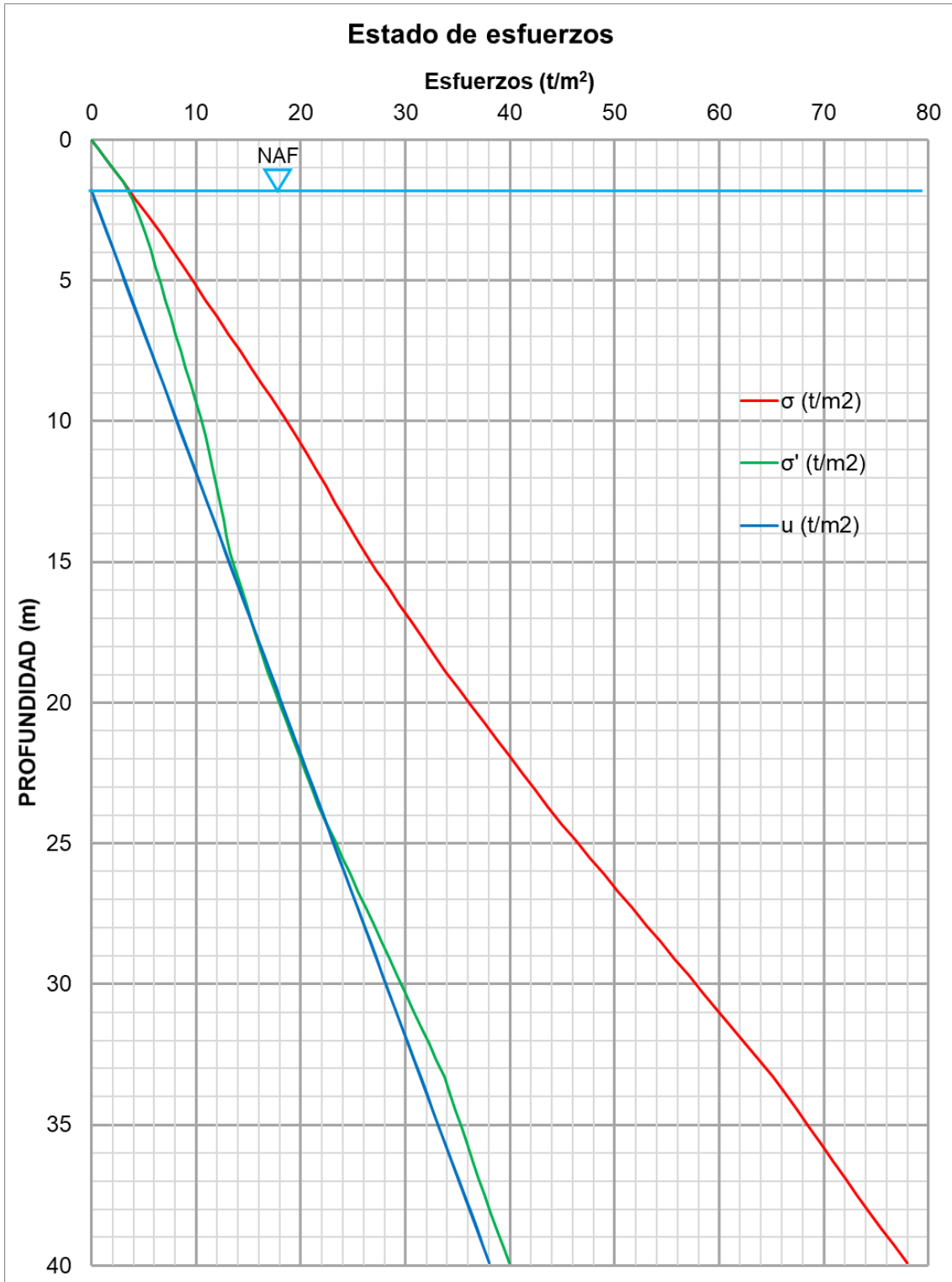


Figura 5.12. Estado inicial de esfuerzos.

En la figura 5.13 se muestran los esfuerzos cortantes cíclicos y los esfuerzos resistentes cíclicos y en la figura 5.14 se grafican los valores de CRR y los de CSR. En ambas figuras se observan los estratos potencialmente licuables, debido a que los esfuerzos cortantes cíclicos son mayores que la resistencia del suelo a licuarse.

En las figuras 5.15 y 5.16 se presentan el factor de seguridad y la probabilidad de licuación, respectivamente. En ambas figuras se pueden observar los estratos potencialmente licuables.

De acuerdo con las figuras 5.13 a la 5.16, los estratos potencialmente licuables se encuentran entre 4.80 m y 19.20 m de profundidad, entre 20.40 m y 21.00 m de profundidad y entre 23.40 m y 24.00 m de profundidad.

Por otra parte, se calculó el índice de potencial de licuación, LPI, utilizando las expresiones presentadas en el capítulo 2.

El factor de severidad se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F(z) = 1 - FS_{lic} = 1 - 0.44 = 0.56 \quad (5.14)$$

Mientras que el factor de ponderación $w(z)$, que toma en cuenta que los depósitos superficiales son más susceptibles a sufrir licuación que los más profundos para un mismo valor de FS_{lic} , se calculó de la siguiente manera:

$$w(z) = 10 - 0.5z = 10 - 0.5(9.9) = 5.05 \quad (5.15)$$

El índice de potencial de licuación se calculó de la siguiente manera:

$$LPI = \int_0^z F(z)w(z)dz = \int_0^{0.6} 2.83dz = 1.7 \quad (5.16)$$

En la figura 5.17 se muestra el índice de potencial de licuación, en el que se observa el comportamiento global de todo el perfil estratigráfico del suelo, del cual se concluye que el suelo es potencialmente licuable, ya que $LPI > 1.5$.

En la figura 5.18 se muestra la curva base para arenas limpias y los valores de CSR graficados puntualmente contra $(N_1)_{60CS}$, que definen los puntos que son potencialmente licuables.

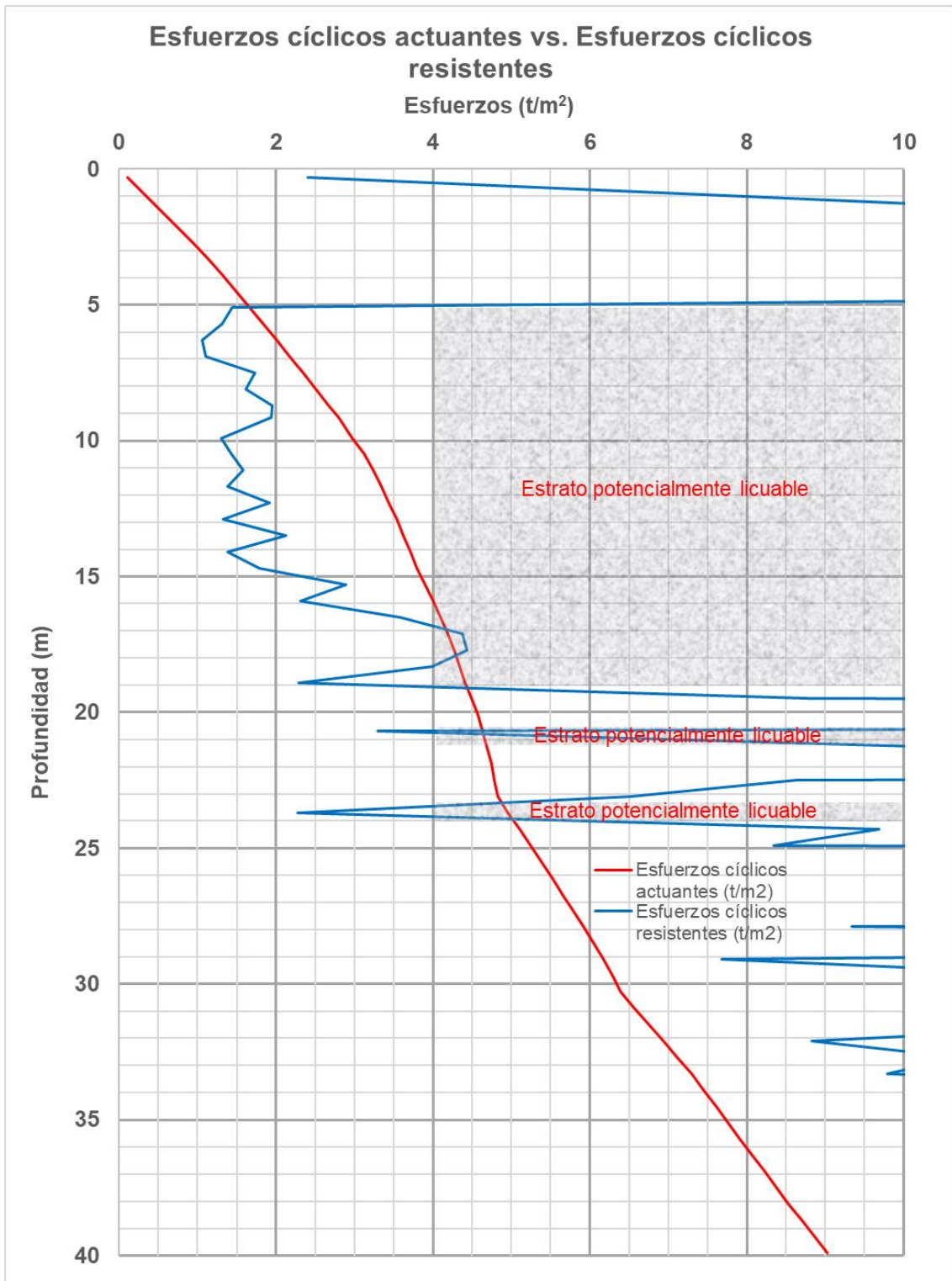


Figura 5.13. Esfuerzos cortantes cíclicos y esfuerzos resistentes cíclicos.

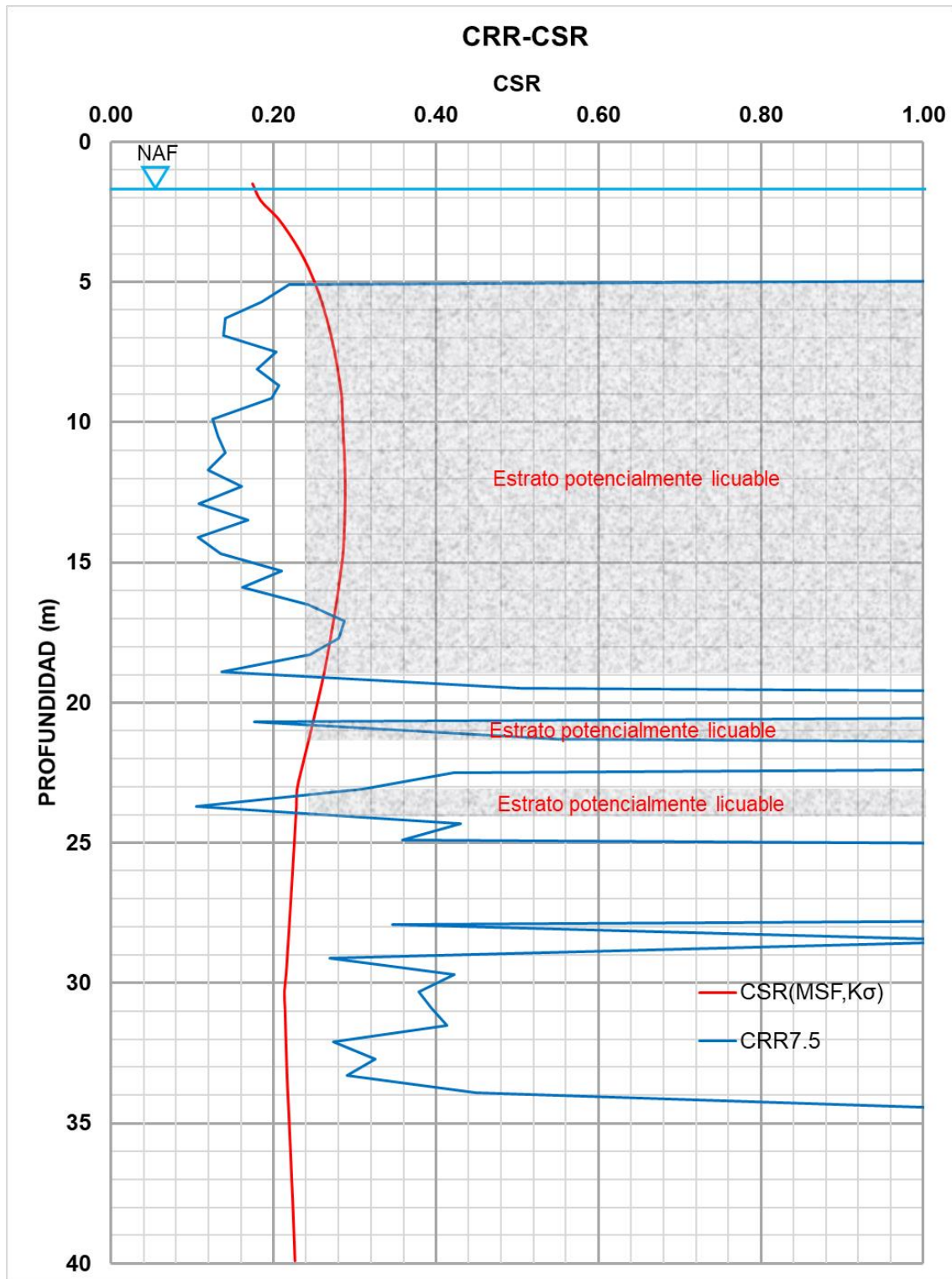


Figura 5.14. Valores de CRR comparados con los valores de CSR.

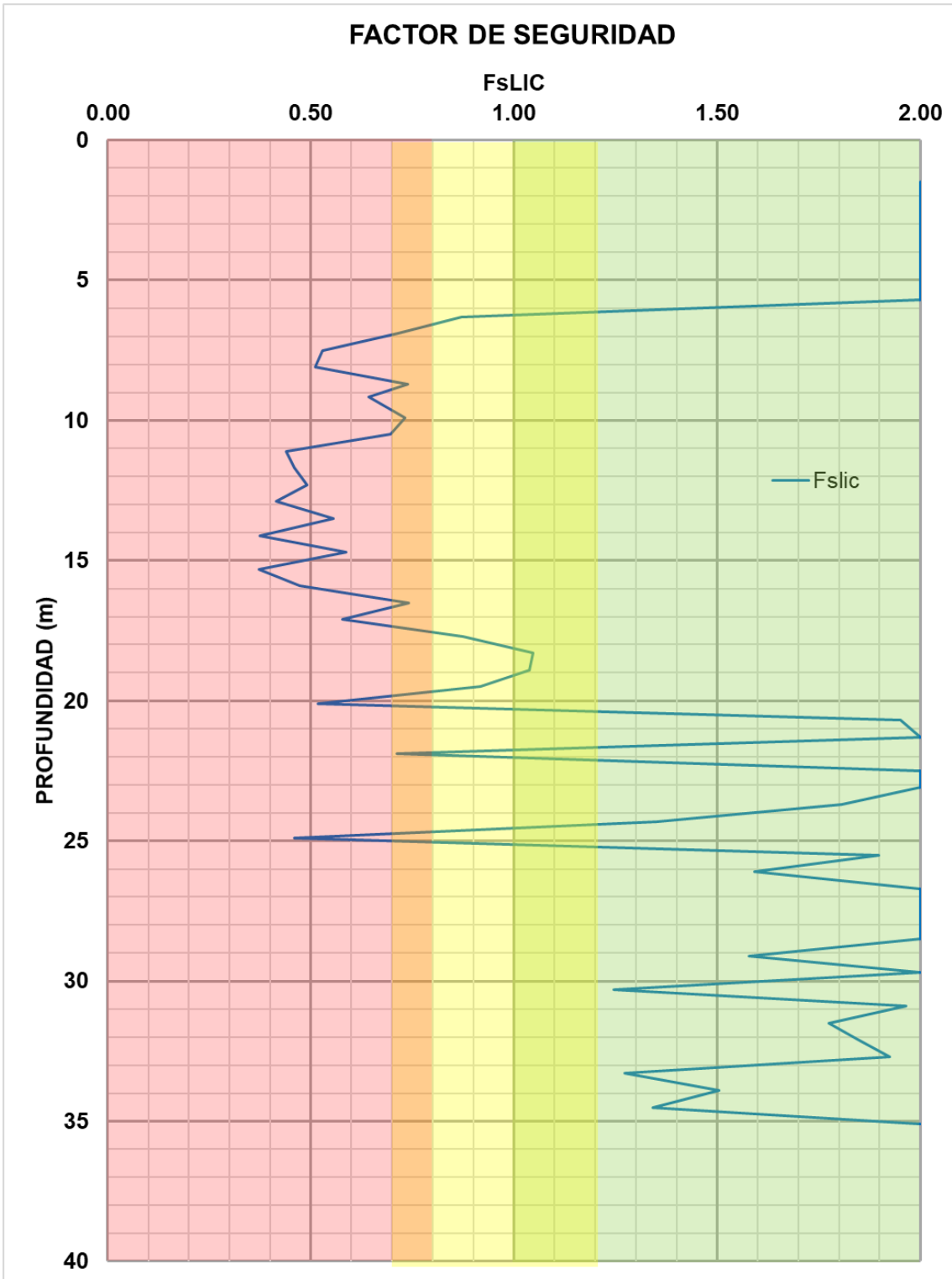


Figura 5.15. Factor de seguridad.

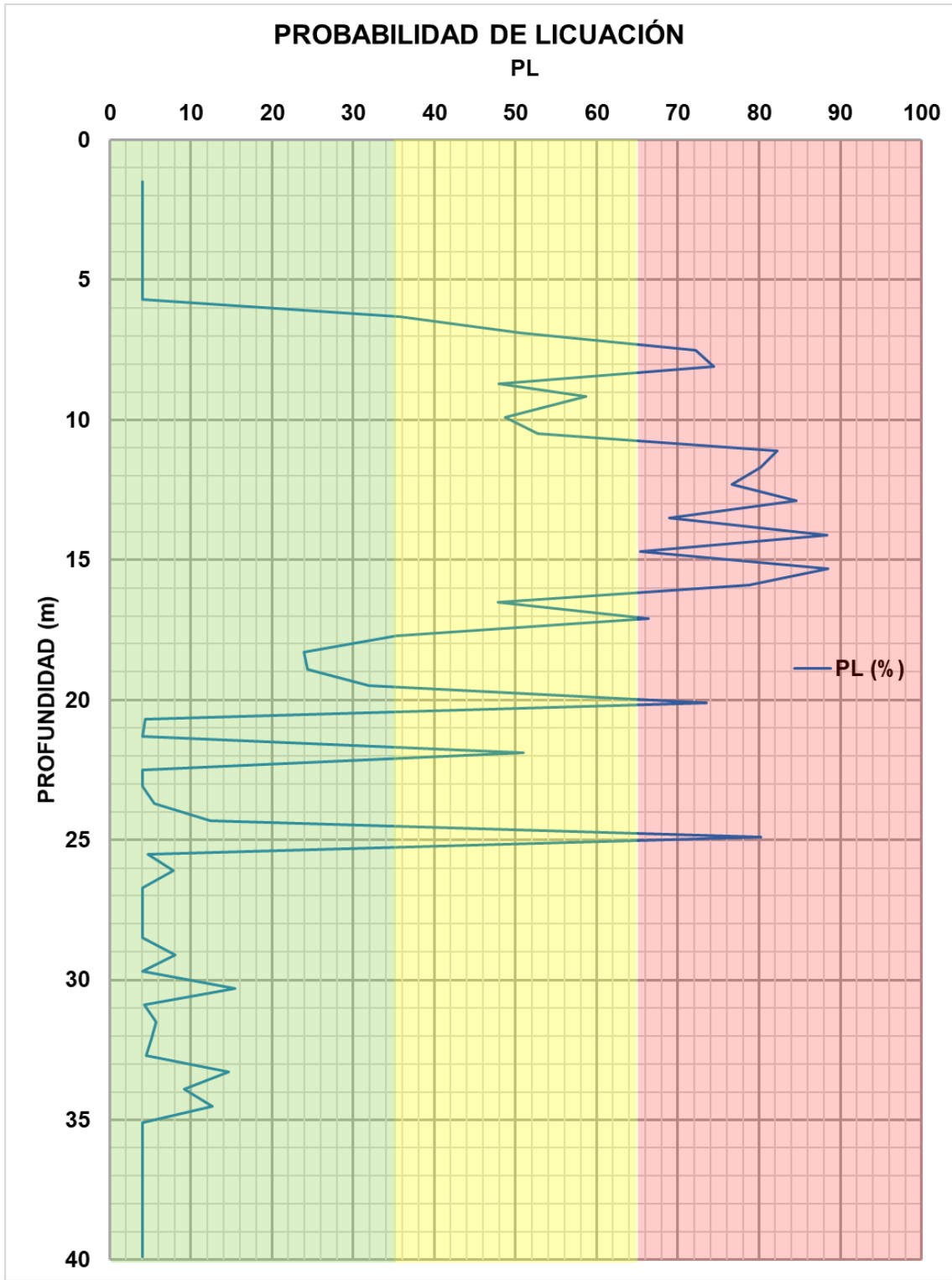


Figura 5.16. Probabilidad de licuación.

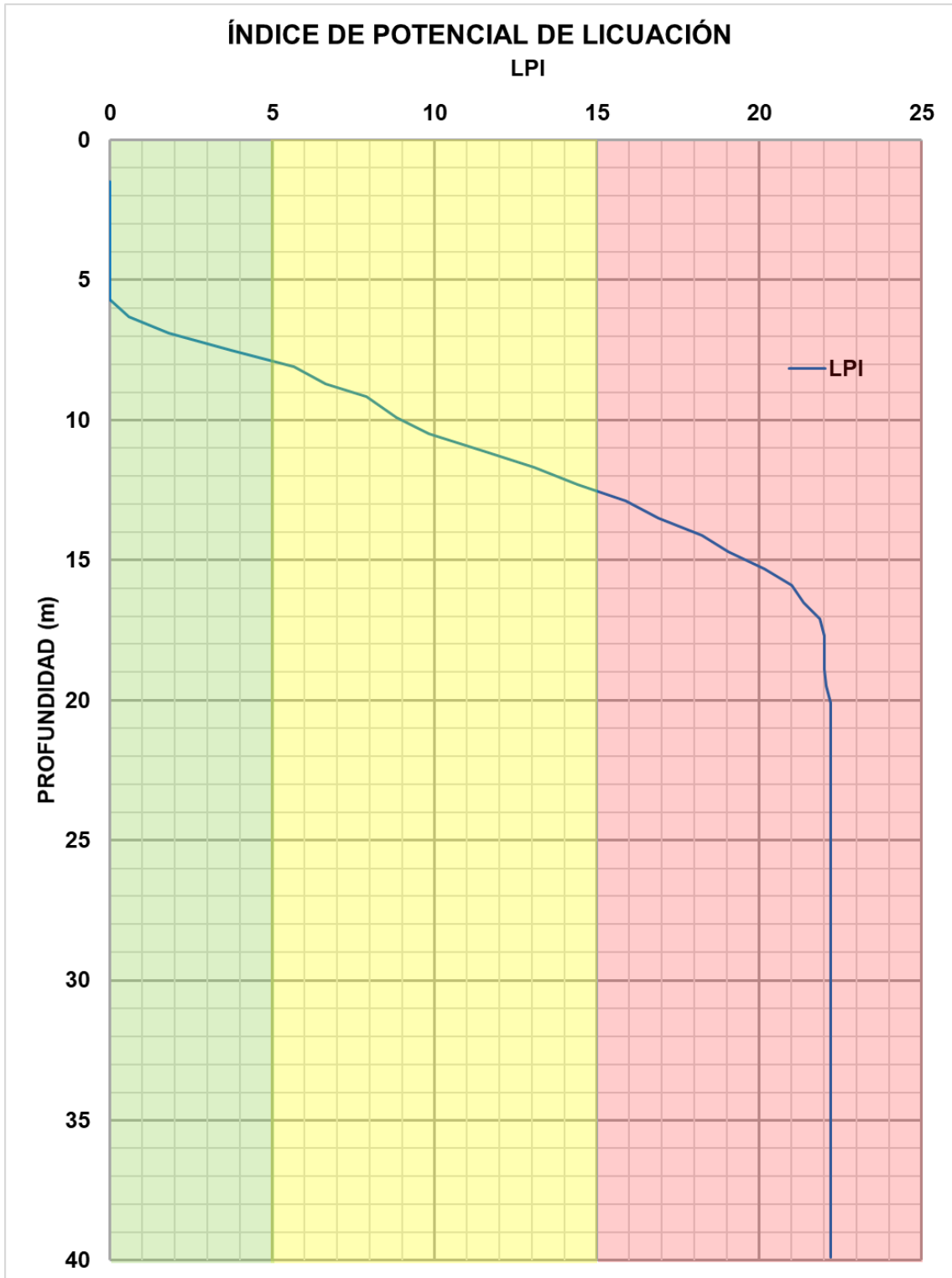


Figura 5.17. índice de potencial de licuación.

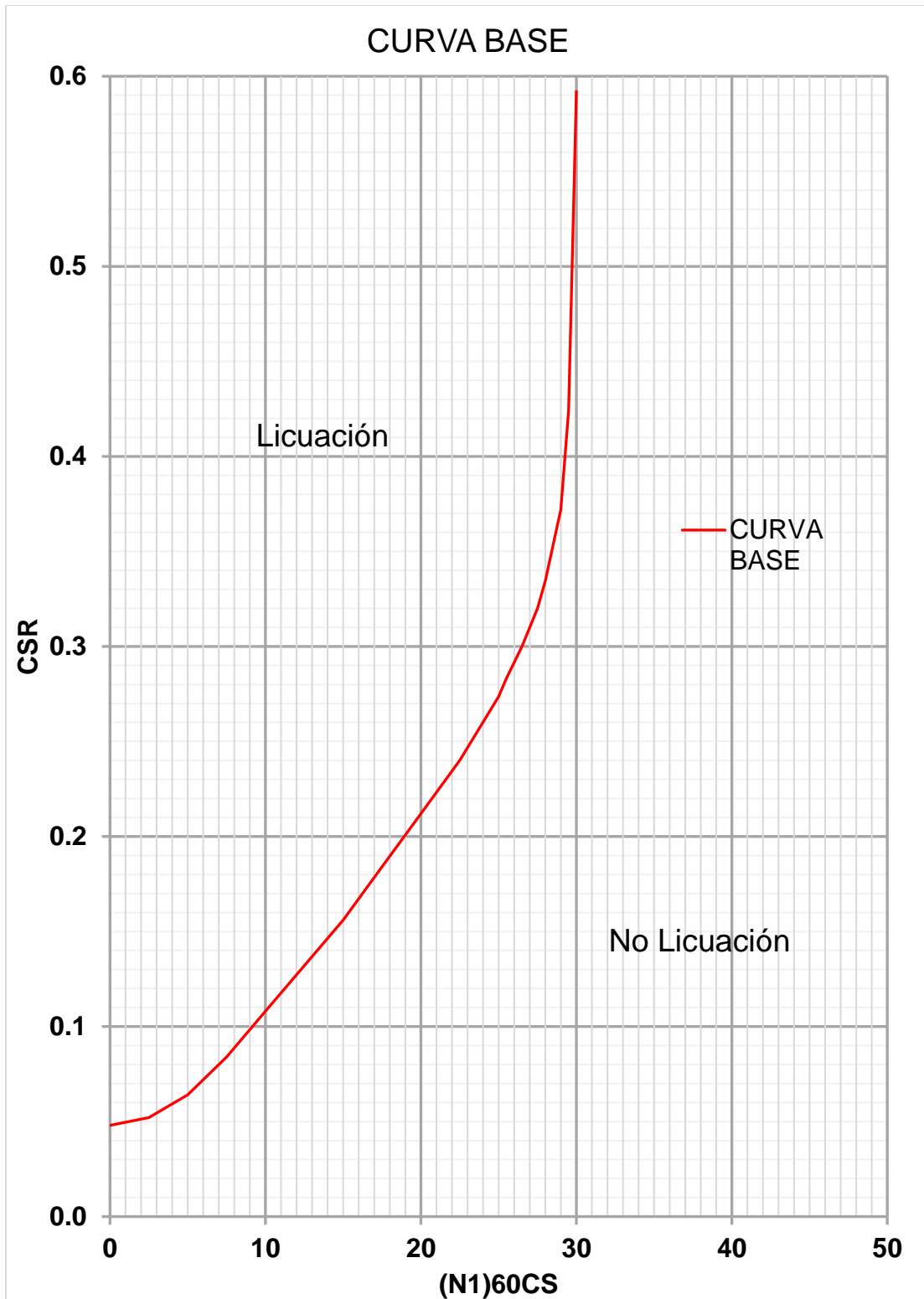


Figura 5.18. Curva base.

Finalmente, en la tabla 5.1 se presenta un resumen de los cálculos ejecutados, con lo cual se concluye que el suelo analizado es potencialmente licuable.

5.9 Estimación de deformaciones

5.9.1 Estimación de desplazamientos laterales (LD)

Para la estimación de los desplazamientos laterales se utilizó el método de Zhang et. al. (2004), utilizando para ello, los datos del sondeo SPT-1 y los resultados del cálculo del potencial de licuación. Se ejemplifican los cálculos para una profundidad $z=9.9$ m, tomando en cuenta las siguientes condiciones del terreno (figura 5.19):

$S < 1.0\%$

$H = 1.0$ m

$L = 15.0$ m

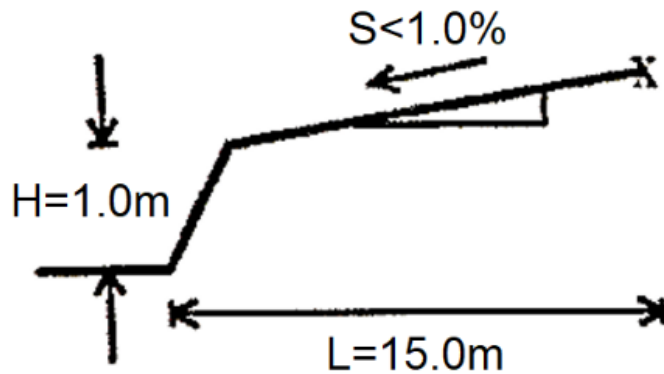


Figura 5.19. Configuración geométrica del sitio.

Con los datos del número de golpes corregido del sondeo SPT-1, se obtuvo la densidad relativa de acuerdo a la siguiente expresión Meyerhof, 1957):

$$D_r = 14\sqrt{(N_1)_{60}} = 14\sqrt{5.67} = 33\% \quad (5.17)$$

Una vez calculada la densidad relativa y con el factor de seguridad evaluado anteriormente $FS_{lic} = 0.44$, se obtiene la deformación angular máxima (γ_{max}) con ayuda de la gráfica de la figura 5.20.

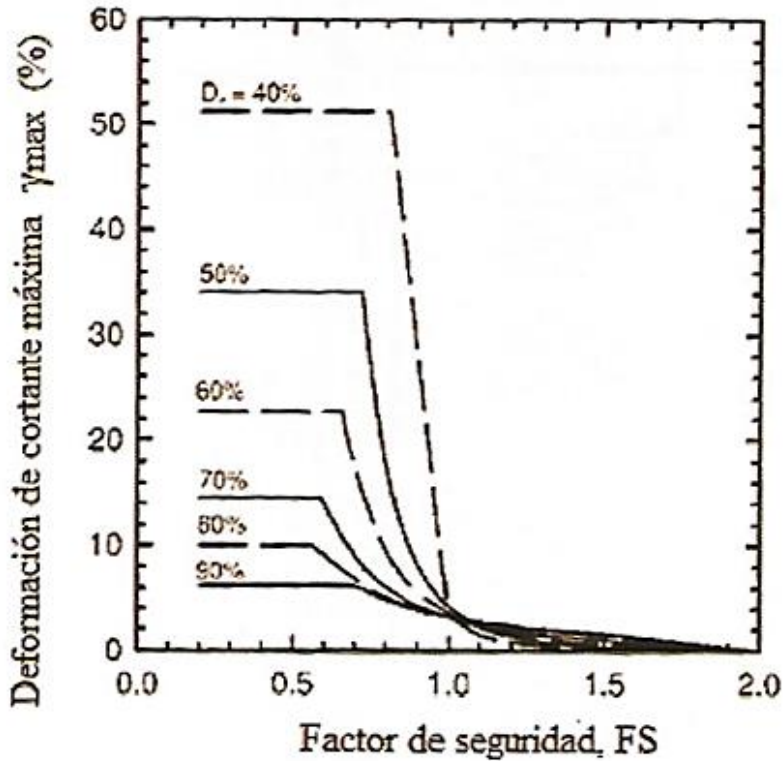


Figura 5.20. Deformación angular máxima γ_{max} contra factor de seguridad, para diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine, 1992).

De la figura 5.20 se tiene:

$$\gamma_{max} = 51\%$$

El índice de desplazamientos laterales se obtuvo integrando el valor de γ_{max} de la siguiente manera:

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz = \int_0^{60} 0.51 dz = 30.6 \text{ cm} \quad (5.18)$$

Los desplazamientos laterales se obtuvieron empleando la siguiente expresión:

$$LD = 6 \left(\frac{L}{H}\right)^{-0.8} LDI = 6 \left(\frac{15.0}{1.0}\right)^{-0.8} (30.6) = 21 \text{ cm} \quad (5.19)$$

En la figura 5.21 se muestran los resultados de la deformación angular máxima, mientras que en la figura 5.22 se presenta la estimación del índice de desplazamientos laterales y en la figura 5.23 los desplazamientos laterales, los cuales resultan ser de 421 cm.

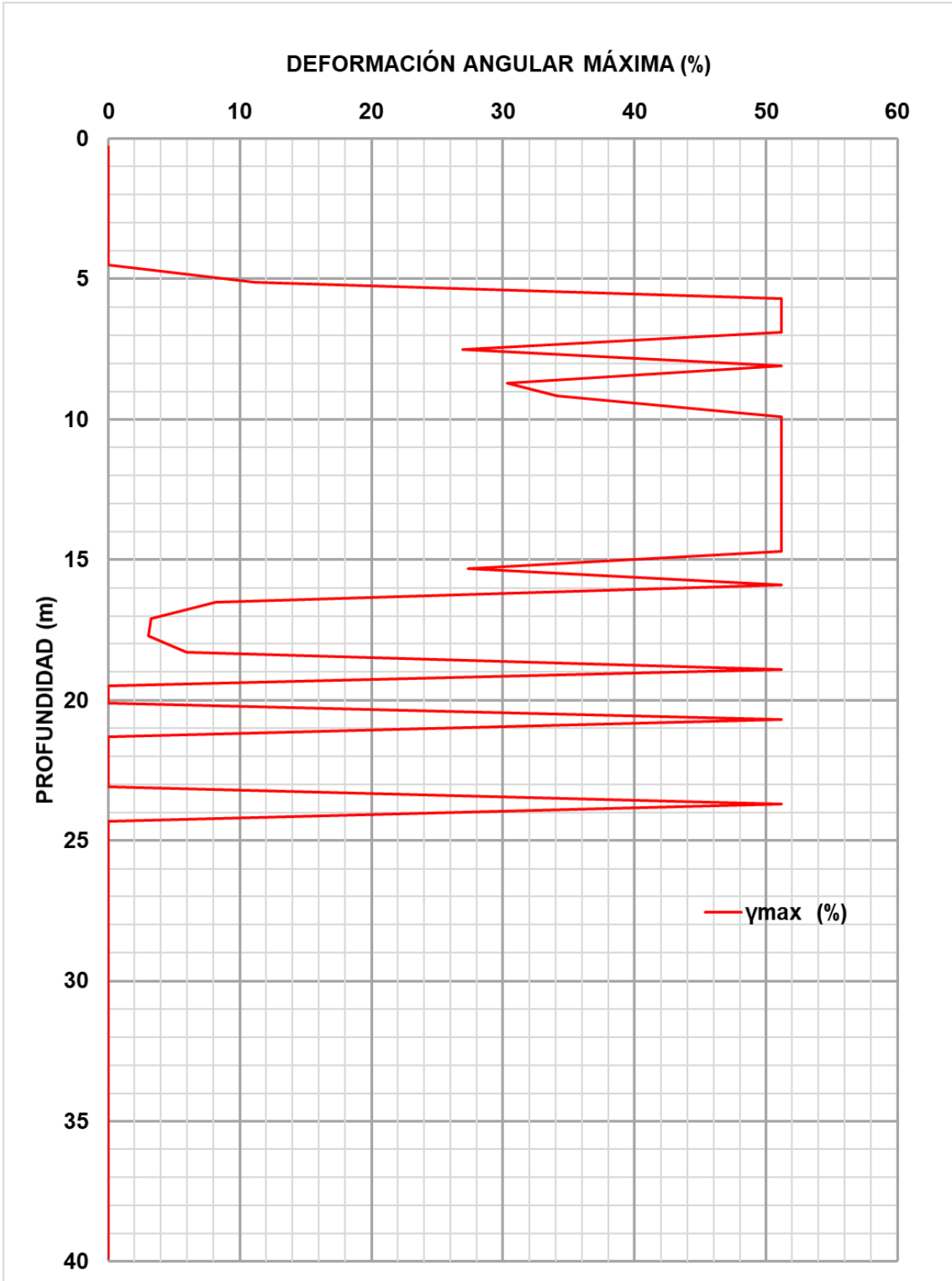


Figura 5.21. Deformación angular máxima.

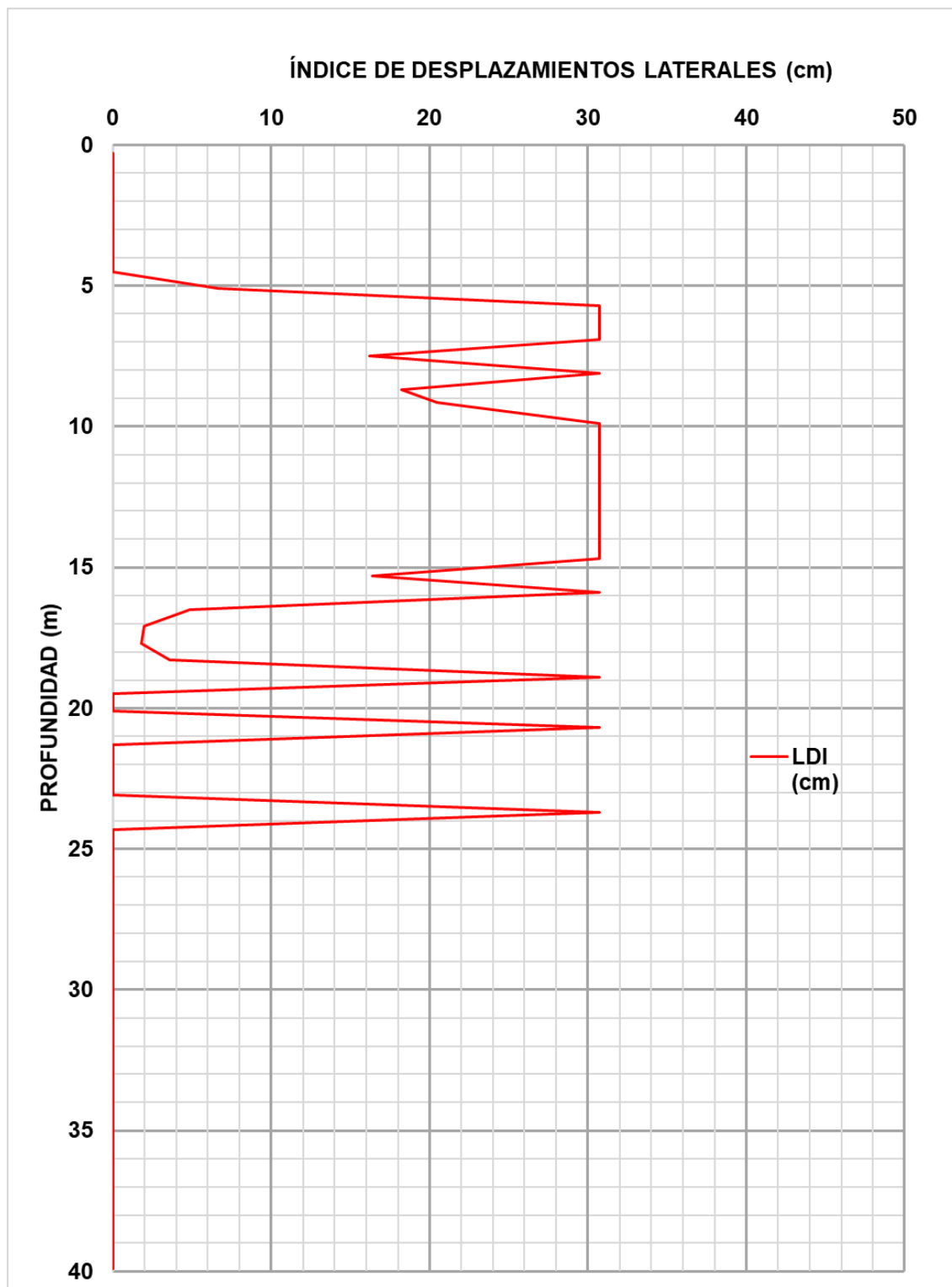


Figura 5.22. Índice de desplazamientos laterales.

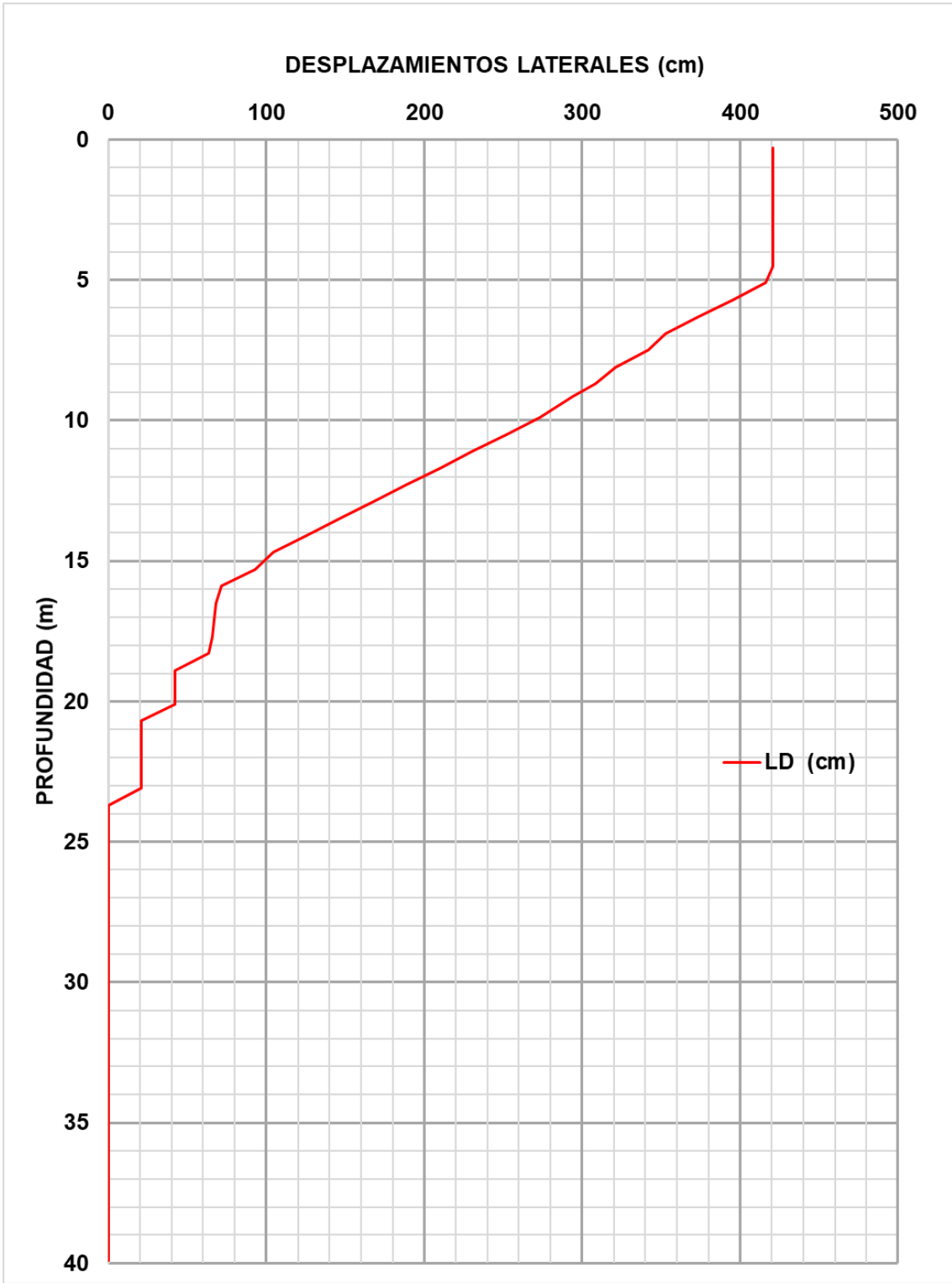


Figura 5.23. Desplazamientos laterales.

5.8.2 Estimación de asentamientos

Para el cálculo de asentamientos se utilizó el método de Ishihara y Yoshimine (1992), que considera los factores de seguridad contra licuación calculados y la densidad relativa. Con estos datos se ingresa al gráfico de la figura 5.24 y se determina la deformación volumétrica (ε_v) para cada registro del sondeo SPT-1.

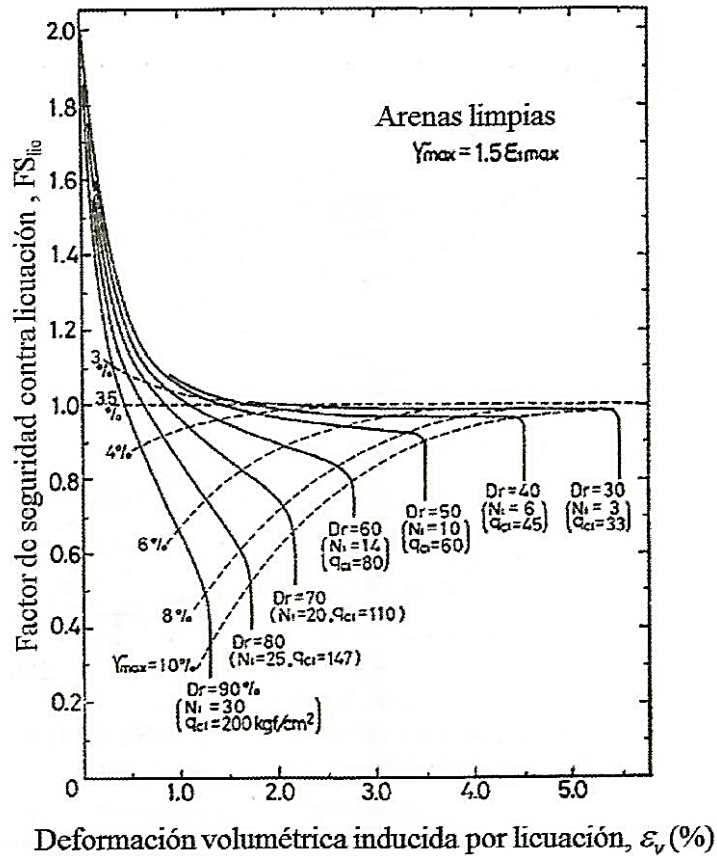


Figura 5.24. Deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).

Para la profundidad analizada $z=9.9$ m se tiene:

$$\varepsilon_v = 4\%$$

El asentamiento se determinó mediante la siguiente expresión:

$$\delta = \varepsilon_v \Delta z = 0.04(60) = 2.4 \text{ cm} \quad (5.20)$$

El asentamiento que sufrirá el suelo resultó ser igual a 51.8 cm.

Finalmente se calculó el número de severidad de licuación (LSN), que determina la respuesta de licuación del perfil del suelo utilizando un factor de ponderación de profundidad de ley potencial ($1/z$) y considera todas aquellas capas que poseen un $FS_{lic} < 2$.

Para la profundidad analizada se tiene:

$$LSN = 1000 \int_0^{z_{max}} \frac{e_v}{z} dz = 1000 \int_0^{0.6} \frac{0.04}{z} dz = 2.4 \quad (5.21)$$

Para el perfil estratigráfico en estudio, se determinó el número de severidad de licuación, el cual resultó ser $LSN=47.5$, por lo que se concluye que el perfil del suelo tiene un alto potencial de licuación.

En la figura 5.25 se muestran los resultados de la deformación volumétrica y en la figura 5.26 se presenta la estimación de los asentamientos, mientras que en la figura 5.27 se muestra el número de severidad de licuación.

En la tabla 5.2 se muestra un resumen de los cálculos de desplazamientos laterales y de asentamientos.

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante la metodología de Youd et. al. (2001), aplicando los resultados del sondeo SPT-1 para un sismo de magnitud $M_w=7.2$ con período de retorno de 200 años y una aceleración máxima igual a $0.3g$, para el análisis de potencial de licuación, y con la estimación de los parámetros de índice de potencial de licuación y el número de severidad, se concluye que el suelo es potencialmente licuable, principalmente entre 4.80 m y 19.20 m de profundidad, estimándose desplazamientos laterales del orden de 421 cm y asentamientos de 51.8 cm.

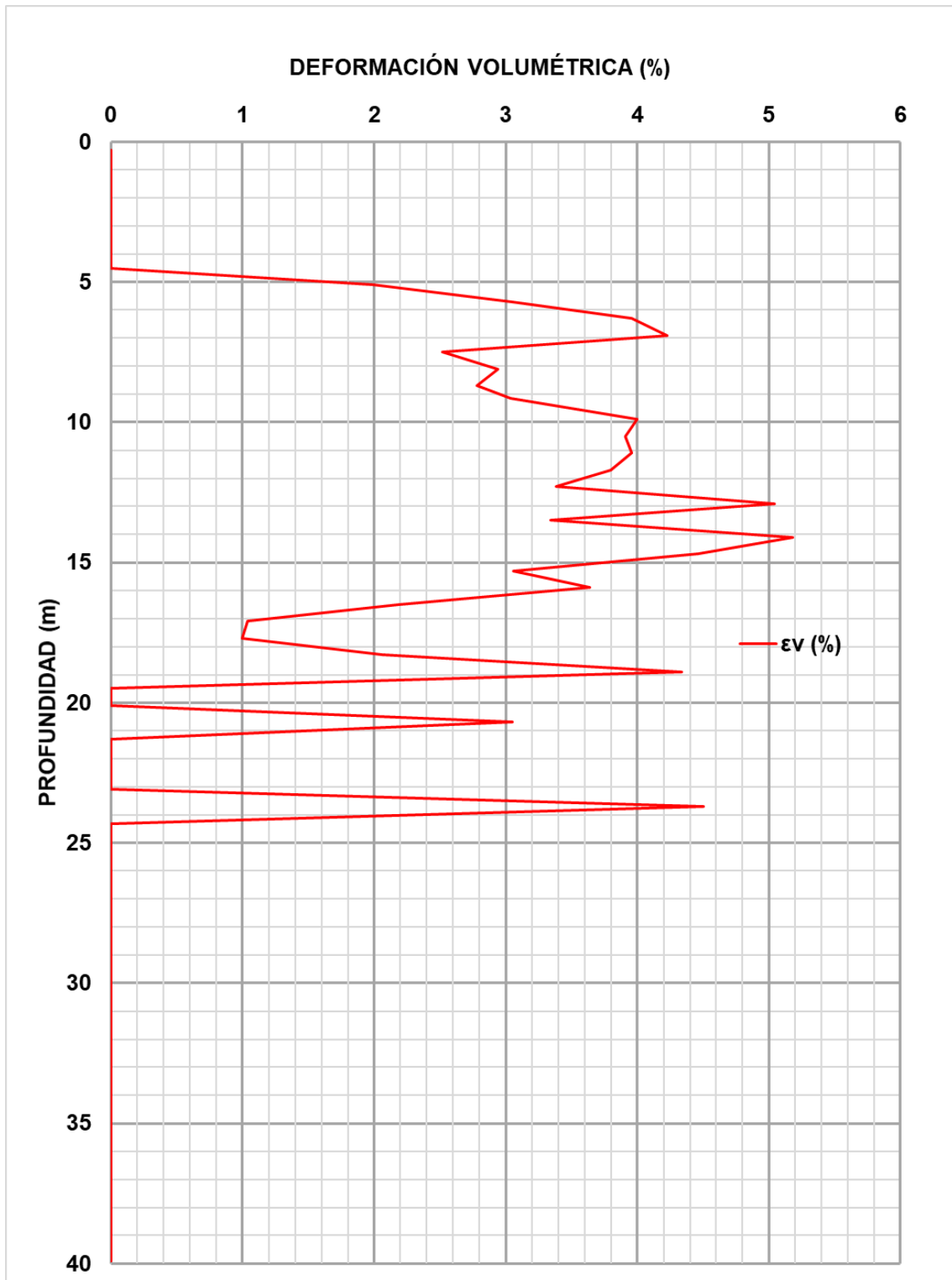


Figura 5.25. Deformación volumétrica.

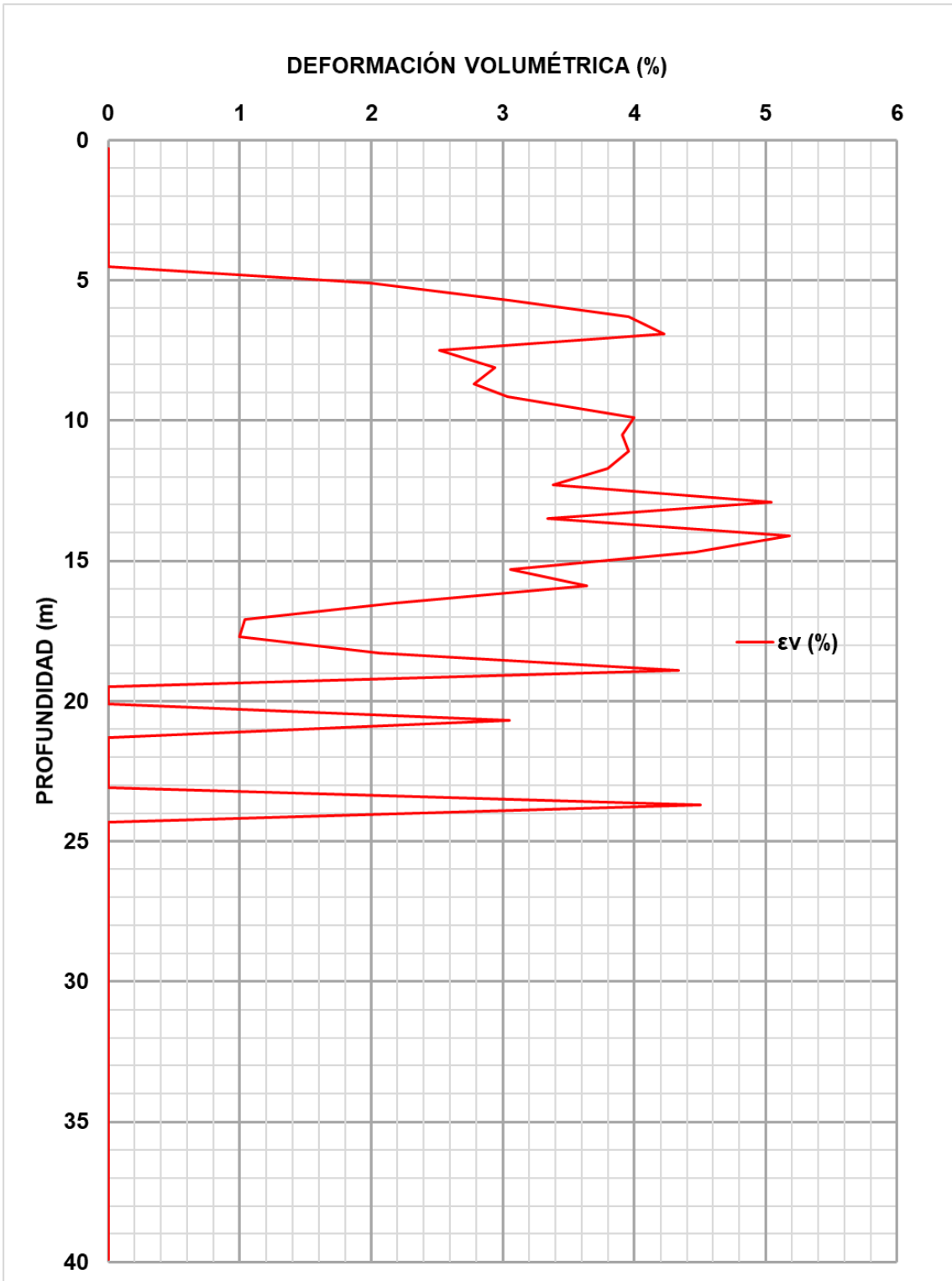


Figura 5.26. Asentamientos.

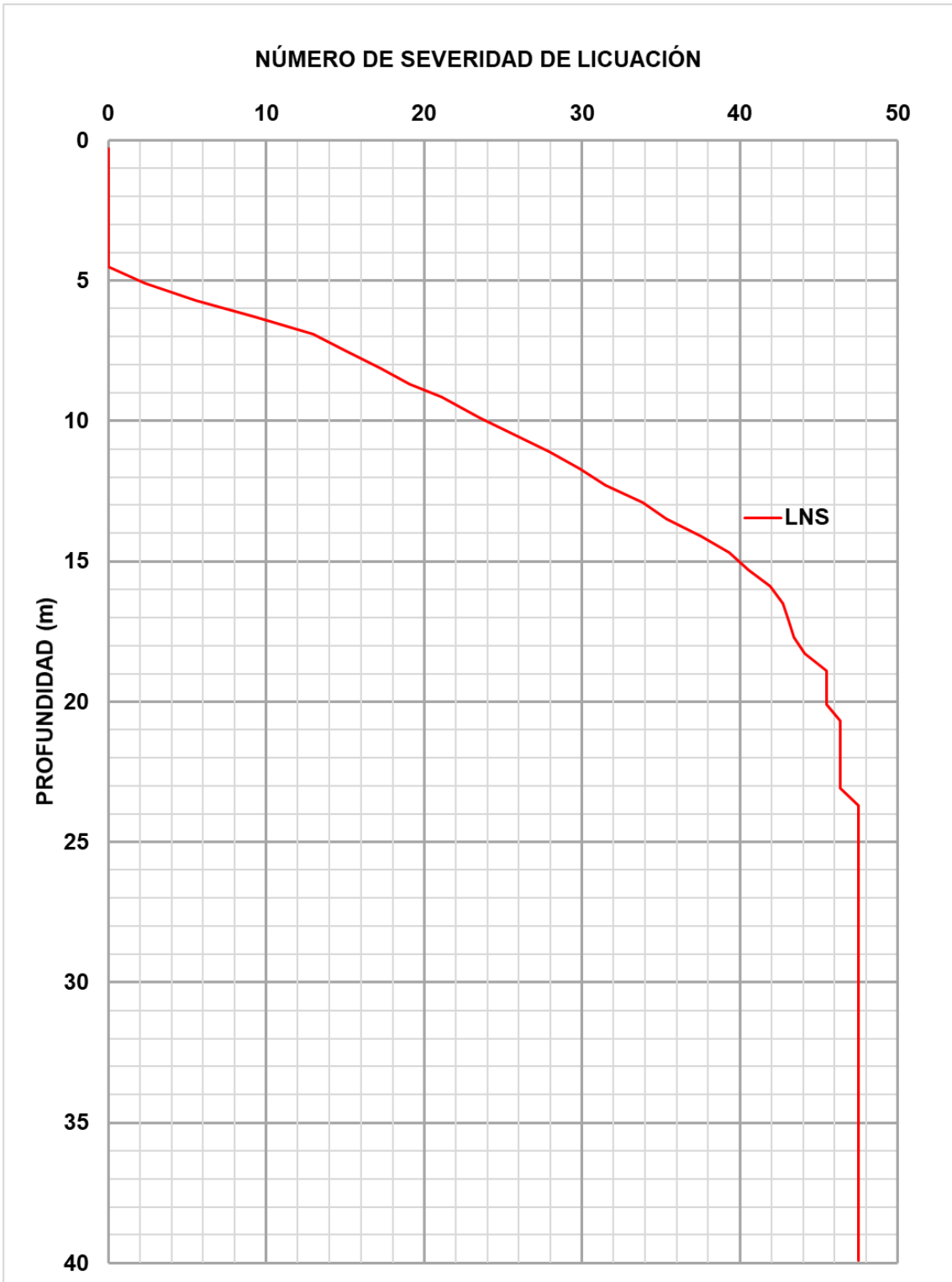


Figura 5.27. Número de severidad de licuación.

6. MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES

El mejoramiento de suelos potencialmente licuables tiene por objetivo la densificación del material y por tanto tener una mayor resistencia y evitar o minimizar los efectos de la licuación.

Estudios recientes han demostrado que suelos densos saturados son más resistentes a la licuación que aquéllos en estado suelto saturado. Al incrementar la densidad relativa y los esfuerzos efectivos (incrementando los esfuerzos laterales), se reduce la relación de vacíos, la deformabilidad, la permeabilidad y la susceptibilidad a licuación, aumentando su resistencia.

El mejoramiento se aplica a aquellos suelos granulares que se encuentran en un estado más suelto y que poseen una mayor susceptibilidad a la licuación. Algunos de los métodos más utilizados para el mejoramiento de suelos susceptibles a licuación se enlistan a continuación:

- Compactación dinámica
- Vibro-compactación
- Vibro-sustitución
- Inyección de mortero
- Deep mixing
- Jet grouting
- Drenes

La selección y utilización del método de mejoramiento dependerá de las características del suelo, de la disponibilidad y efectividad de equipos, así como de los costos.

A continuación, se da una descripción de los métodos anteriormente mencionados.

6.1 Compactación dinámica

Este método consiste en dejar caer una masa desde cierta altura varias veces. con la finalidad de que en el suelo se forme un bulbo de densificación, figura 6.1. Su ejecución es rápida y el costo es relativamente bajo comparado con otros métodos.

El bulbo de densificación forma una estructura de suelo más densa, aumentando su resistencia y disminuyendo su deformabilidad, relación de vacíos y permeabilidad (Slocombe, 1993), la figura 6.2. Las masas varían entre 10 y 35 t, dejándolas caer entre 2 y 10 veces, desde una altura entre 10 y 30 m. El mejoramiento se hace en cuadrículas de 2 a 5 m, dependiendo del tipo de suelo y profundidad que se desee mejorar, alcanzado profundidades de mejoramiento entre 10 y 12 m (Grupo Menard, 2016).

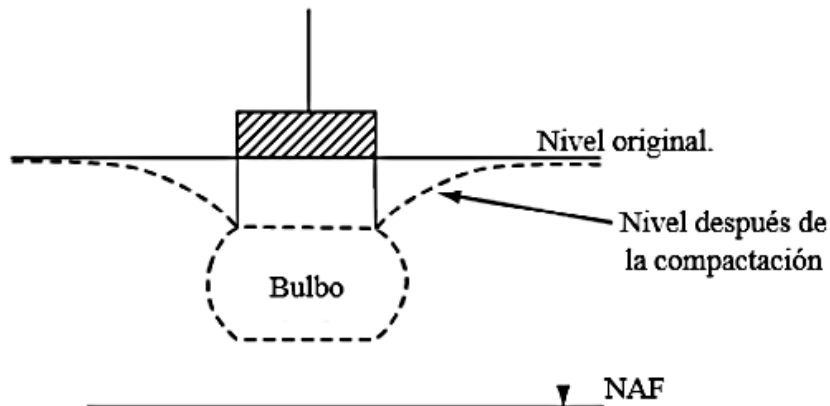


Figura 6.1. Efecto de la compactación dinámica (Slocombe, 1993).

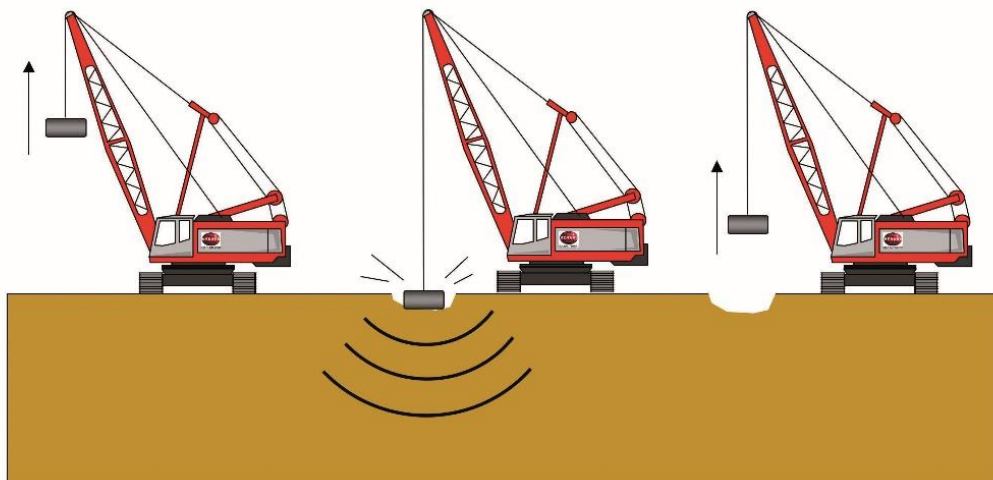


Figura 6.2. Proceso de compactación dinámica (Grupo Menard, 2016).

La eficiencia de la densificación depende de la energía proporcionada por los impactos, la cual es función de la masa, altura de caída, espaciamento y

repeticiones. La eficiencia decrece con la profundidad, por lo que la utilización de este método se recomienda en suelos granulares o rellenos superficiales.

En general, se puede lograr densidades relativas entre 70 al 90 %, condición necesaria para que no se presente licuación.

La principal limitación de este método es el daño que pueden sufrir estructuras aledañas debido a las vibraciones, ruidos y posibles voladuras de escombros, no se puede aplicar en predios pequeños y es muy costoso.

La profundidad de mejoramiento se puede estimar mediante la siguiente expresión (Lucas, 1995):

$$D = n\sqrt{wH} \quad (6.1)$$

Donde:

D: Profundidad de mejoramiento, en m

n: Factor de eficiencia, $0.3 \leq n \leq 0.8$

w: Peso del martillo, en t

H: Altura de caída, en m

La eficiencia de este método se evaluó durante los trabajos de mejoramiento de arenas limosas en la Refinería Lázaro Cárdenas, en la cual se utilizó un martillo de 15 t y una altura de caída de 15m. Se compararon los registros de sondeos ejecutados antes y después del mejoramiento y se observó que el mejoramiento fue satisfactorio hasta una profundidad de 6.0 m, obteniéndose una eficiencia del método del 30%.

6.2 Vibro-compactación

Este método consiste en la introducción de un cilindro vibratorio en el suelo, el cual genera un incremento en la presión de poro, lo cual provoca que el suelo se licúe, para así, obtener un suelo más denso al momento en el que se disipa ese exceso de presión de poro.

El procedimiento de vibro-compactación se describe a continuación (Grupo Menard, 2016), figura 6.3:

1. El vibrador se hince en el suelo por peso propio del equipo hasta alcanzar la profundidad deseada.
2. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se aplica energía vibratoria, ejecutando movimientos ascendentes y descendentes del vibrador, provocando el reacomodo de las partículas.
3. La depresión generada en la superficie en forma de cono después de la densificación, usualmente es rellenada con material granular de banco.
4. Este procedimiento se repite con una secuencia en forma de cuadrícula o en malla de forma triangular, con puntos de mejoramiento espaciados entre 1.5 y 3.5 m.

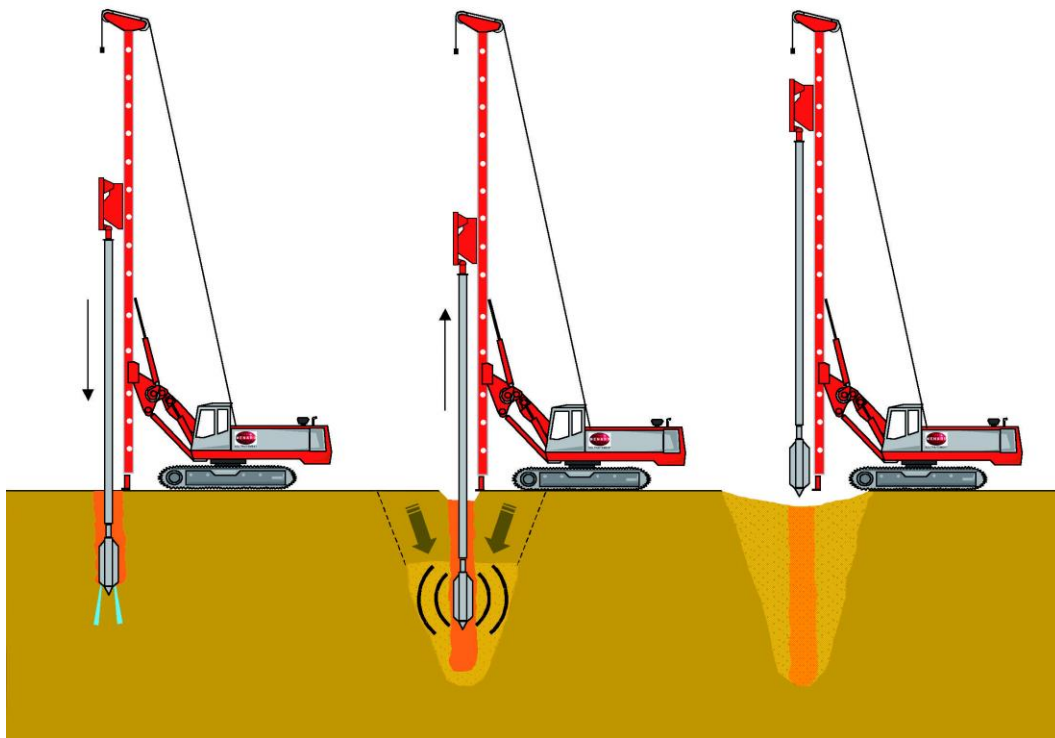


Figura 6.3. Proceso de vibro-compactación (Grupo Menard, 2016).

Este método es utilizado únicamente en suelos granulares (gravas, arenas limpias, arenas limosas y limos poco plásticos) con contenidos de finos menores al 15%, porque la cohesión entre las partículas no permite el reacomodo y compactación.

Con este método se puede dar tratamiento al suelo en profundidades mayores a los 20 m. Sin embargo, este método debe ser utilizado a profundidades mayores a 1 o 2 m, debido a la ausencia de presión de confinamiento vertical superficialmente.

Las mejoras que proporciona este tratamiento al suelo son la densificación debida a una reducción de la relación de vacíos, permite la disipación de presión de poro, ya que le material funciona como un dren, reduce la susceptibilidad a la licuación, aumenta la capacidad de carga y disminuye los asentamientos.

La principal limitación de este método es cuando existen estructuras muy cercanas al sitio de vibrado, que pueden sufrir asentamientos, además de que es muy costoso.

Brown (1977) desarrolló una expresión en función del diámetro de la partícula para clasificar el suelo por mejorar, así como el material de relleno como apto o no apto para el empleo de la vibro-compactación.

$$S = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (6.2)$$

Donde:

S : Coeficiente de Brown

D_{50} : Diámetro para el cual el pasa el 50% de las partículas

D_{20} : Diámetro para el cual el pasa el 20% de las partículas

D_{10} : Diámetro para el cual el pasa el 10% de las partículas

Para valores $S > 30$, el suelo deja de ser aceptable para utilizarse como relleno en la aplicación de este método.

Tabla 6.1. Clasificación de un material de relleno (Brown, 1977).

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

El método de vibro-flotación es similar a la vibro-compactación, con la diferencia de que en éste se utilizan chorros de agua o chiflón para introducir el vibrador en el suelo. Este procedimiento es muy eficiente en arenas limpias, pero cuando el contenido de finos es igual o mayor a 15%, el método deja de ser eficiente.

La eficiencia de este método se evaluó en arenas limosas en la Refinería Lázaro Cárdenas, comparando los registros de sondeos antes y después del mejoramiento. Con este método, se logró que el 62% de los materiales no sea licuable.

6.3 Vibro-sustitución

Este método también es conocido como columna de grava o vibro-reemplazo y es utilizado tanto en suelo cohesivos como granulares y permite profundidades de mejoramiento de hasta 60 m. Para su ejecución, se utiliza un vibrador de fondo, el cual es hincado por vibración y con aire o agua a presión hasta llegar a la profundidad deseada. A continuación, se sube el vibrador por etapas y se rellena con material granular, el cual es compactado por vibración. El llenado se realiza desde la superficie para el caso del método por vía húmeda y para el método por vía seca el relleno se realiza a través de la punta del vibrador. Esta acción tiende a aglutinar las gravas contra las paredes de la perforación, lo que densifica aún más el material. El procedimiento de ascenso por etapas se repetirá hasta que se alcance la superficie. En la figura 6.4 se muestra el procedimiento de vibro-sustitución (Grupo Menard, 2016).

La vibro-sustitución por vía seca se aplica en suelos blandos, mientras que la vía húmeda se recomienda para arenas, arenas limosas, limos, arcillas y rellenos.

La vibro-sustitución reduce la deformabilidad, incrementa la resistencia al corte y la capacidad de carga, ayuda a la disipación de la presión de poro. En el caso de suelos blandos, acelera el proceso de consolidación de suelos blandos, mientras que en suelos granulares reduce el potencial de licuación.

Los diseños de este método para mitigar los efectos de la licuación sólo toman en cuenta la mejoría en la densidad relativa del suelo, dejando fuera de consideración al drenaje y los factores de reforzamiento de la matriz del suelo. La manera de

evaluar el mejoramiento del suelo es comparando resultados de pruebas de campo, como son el SPT o CPT, antes y después de haber densificado el suelo.

La desventaja de la vibro-sustitución por vía seca es que produce mejores resultados en suelos blandos, mientras que la desventaja de la vibro-sustitución por vía húmeda es que, al requerir más material, el costo es alto.

Tras el sismo de Loma Prieta (1991), Mitchell y Wentz evaluaron el comportamiento de tres sitios en los que se aplicó mejoramiento de suelo bajo esta técnica y se compararon con sitios donde no se realizó mejoramiento alguno. Encontraron que en los sitios donde se realizó el mejoramiento, no se presentaron daños; mientras que en los lugares donde no se hizo mejoramiento, se presentaron grietas y asentamientos, originados por licuación.

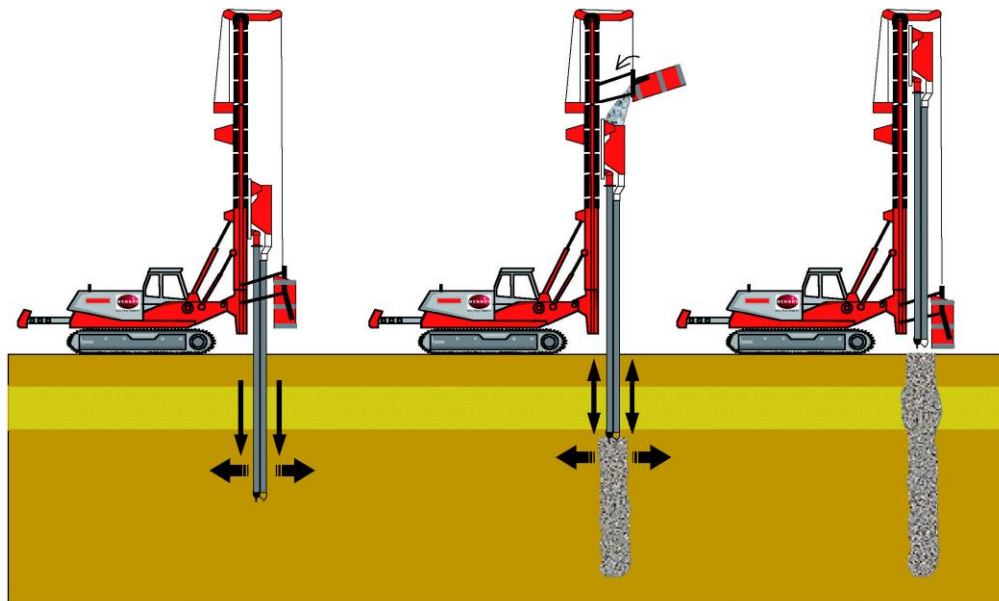


Figura 6.4. Proceso de vibro-sustitución o columna de grava (Grupo Menard, 2016).

6.4 Compactación por inyección de mortero

Este método consiste en la perforación por desplazamiento lateral del terreno y sin extracción de material hasta la profundidad de diseño; a continuación, y mediante equipos de bombeo, se inyecta a baja presión el mortero a través de la parte inferior del varillaje y simultáneamente se extrae. El resultado obtenido es la densificación

del suelo, aumento de la capacidad de carga y resistencia al corte, figura 6.5 (Keller, 2020).

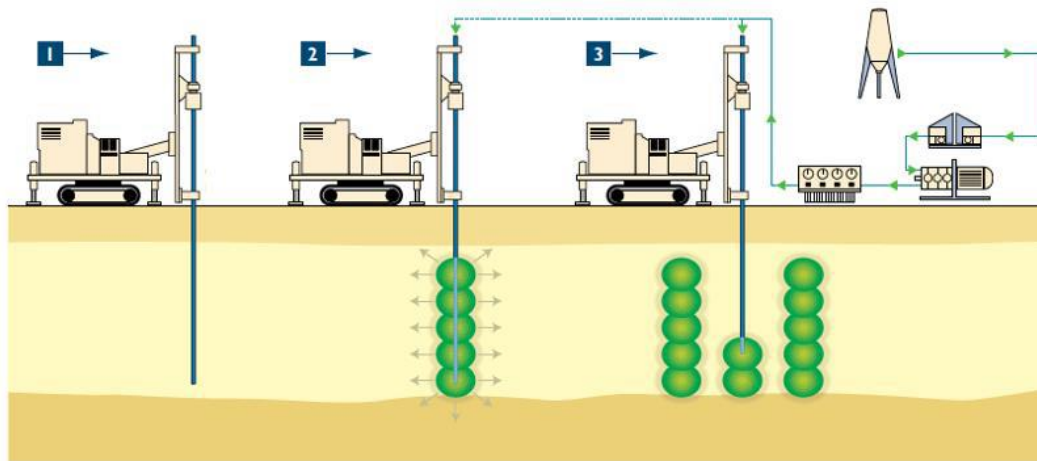


Figura 6.5. Proceso de compactación por inyección (Keller, 2020).

Se utiliza en suelos arenosos en estado suelto, con el propósito de mitigar el riesgo a la licuación. Es de ejecución rápida, permite el trabajo en sitios de difícil acceso, se pueden trabajar grandes profundidades de mejoramiento, que pueden llegar a más de 60 m. En ocasiones, no es necesario tratar toda la columna de suelo; es posible aplicar el procedimiento solo a los estratos de interés y puede utilizarse para estabilizar cimentaciones.

La principal desventaja consiste en que presenta ineficiencia en los primeros 6 m de profundidad, debido al poco confinamiento que hay en esa zona.

Durante la construcción de la refinería Lázaro Cárdenas, se llevaron a cabo inyecciones de mortero para mejorar las propiedades del suelo y reducir el potencial de licuación. Se compararon los registros de sondeos antes y después del mejoramiento, observándose que el método es poco eficiente, debido al alto contenido de finos que presenta el suelo.

6.5 Deep mixing

El método consiste ejecutar de manera simultánea una desagregación del suelo sin extracción, una inyección de un aglomerante a baja presión y una mezcla (mezclado) con el terreno.

El sistema está compuesto por un ensamblaje de taladro simple o cuádruple montado sobre un cargador de perforación. El agente estabilizador se incorpora al suelo y se mezcla con fuerza mediante las palas de mezclado. Dicho agente se emplea en forma de lechada (vía húmeda, en suelos con contenido de agua arriba de 25% o en forma de polvo (vía seca), en arenas limosas, limos y arcillas. El aglomerante hidráulico se inyecta por la base y a lo largo de la herramienta, bien en una sola fase en el momento de la perforación, bien en dos fases durante la perforación y durante el ascenso de las herramientas.

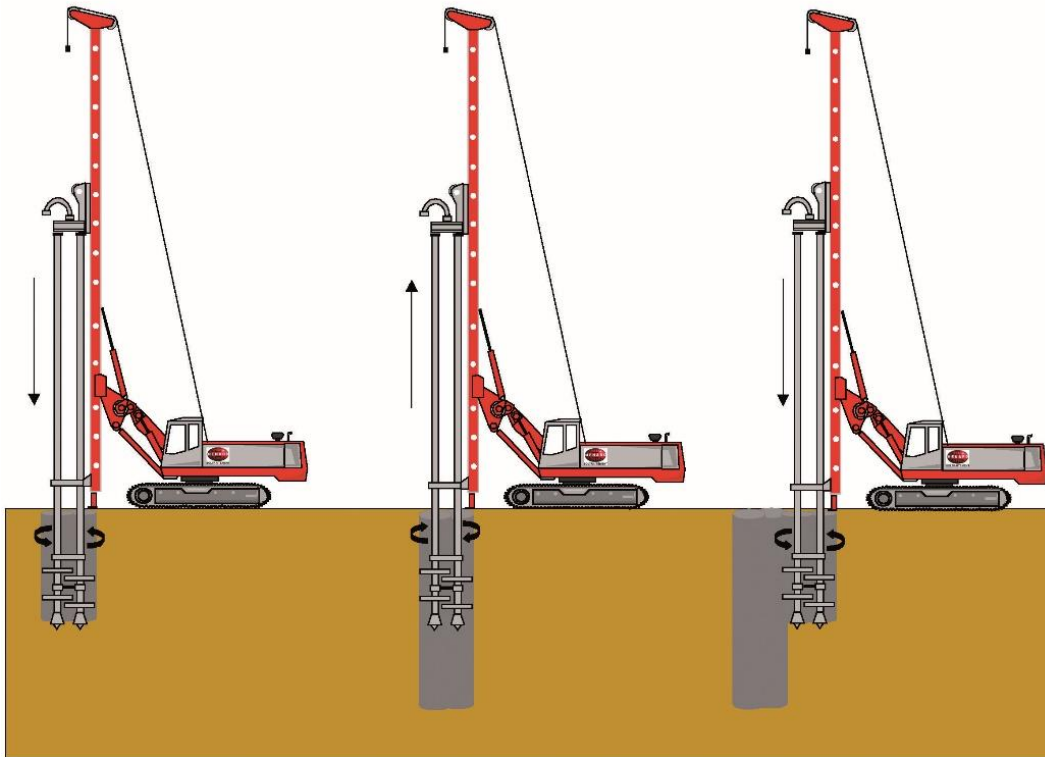


Figura 6.6. Proceso de mejoramiento Deep mixing (Grupo Menard, 2016).

Este tratamiento permite trabajar profundidades de mejoramiento de más de 60 m y se aplica a una gran variedad de suelos, desde granulares, así como aquellos con

contenidos de finos altos y mitiga la susceptibilidad de licuación, aumenta la resistencia al corte y la capacidad de carga del suelo.

La desventaja de este método es que la efectividad y la aplicación dependen de los contenidos de agua y el estado en que se encuentre el suelo.

6.6 Jet grouting

El jet grouting consiste en ejecutar una perforación, la cual puede llevarse a cabo con ayuda de inyección de agua y aire comprimido o ambos, hasta llegar a cierta profundidad. Al alcanzar a dicha profundidad, se inicia una inyección radial de fluido a alta velocidad para erosionar el suelo. Durante este procedimiento, se sustituye parcialmente el material erosionado y se mezcla con un cementante, mejorando las propiedades del suelo. La inyección se lleva a cabo en forma ascendente hasta llegar a la superficie. Este proceso se realiza repetidas veces hasta lograr el mejoramiento deseado. El equipo consta con una tubería de perforación provista en su extremo con un monitor con toberas de inyección y bombas de alta presión que deben suministrar constantemente grandes volúmenes de lechada (Keller, 2016; Geo grout, 2020).

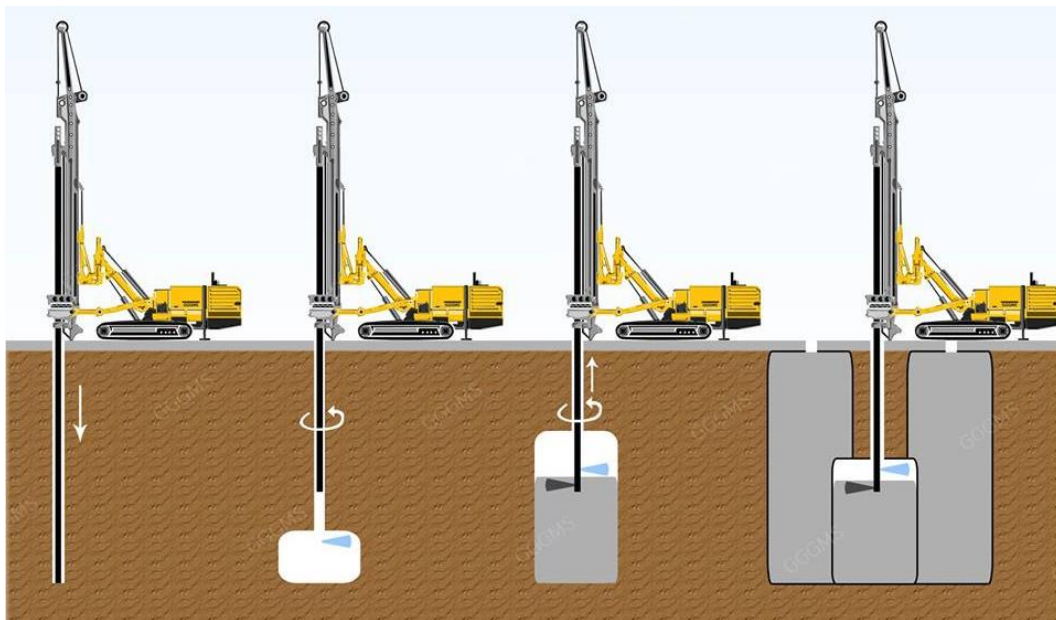


Figura 6.7. Proceso de mejoramiento jet grouting (Geo grout, 2020).

De acuerdo al fluido utilizado para la ejecución de esta técnica de mejoramiento, se puede clasificar en los siguientes sistemas (Keller, 2020):

- Fluido único: La disgregación y cementación del suelo se logra con un chorro de un único fluido a alta presión que, en general, es una lechada de cemento.
- Doble fluido (aire): La disgregación y cementación del suelo es potenciada por la presencia de aire, favoreciendo además la evacuación del detritus resultante.
- Doble fluido (agua): La disgregación del suelo se obtiene por un chorro de agua a alta presión que sale por la tobera superior, mientras que por la tobera inferior se utiliza como segundo fluido una lechada para conseguir la cementación del suelo.
- Triple fluido: Con este sistema la disgregación del suelo se consigue por un chorro de agua a alta presión, asistido por un chorro de aire a presión, utilizando como tercer fluido una lechada para conseguir la cementación del suelo.

Este tratamiento permite trabajar profundidades de mejoramiento de más de 30 m y se aplica a una gran variedad de suelos, desde arenas, arenas limosas, limos y arcillas, y aumenta la resistencia al corte y la capacidad de carga del suelo.

La desventaja de este método es que es poco utilizable para mitigar los efectos de la licuación en suelos granulares.

6.7 Drenes

Los drenes consisten en tubos de 7 a 10 cm de diámetro, provistos de perforaciones y envueltos en geotextil. El dren se introduce dentro de una tubería, que se hince en el suelo mediante vibraciones hasta la profundidad deseada. A continuación, se retira la tubería de instalación mediante vibración permaneciendo el dren fijado al suelo a través de una placa de anclaje.

Una vez instalado el dren, el geotextil permite el libre acceso del agua intersticial al tubo evitando la migración de partículas finas de los suelos adyacentes.

Los drenes se pueden ejecutar hasta 30 m de profundidad, en limos arenosos y arcillas. Cuando la capacidad de carga del suelo no condiciona el diseño, los drenes son una solución de mejoramiento del suelo económica y rápida para reducir el

riesgo de licuación y minimizar los asentamientos inducidos por un sismo, ya que permite una rápida disipación del exceso de presión de poro.

La desventaja de este método es que no mejora la capacidad de carga, la resistencia al corte ni la deformabilidad.

En la tabla 6.2 se muestra un resumen de los métodos de mejoramiento para suelos potencialmente licuables, expuestos anteriormente.

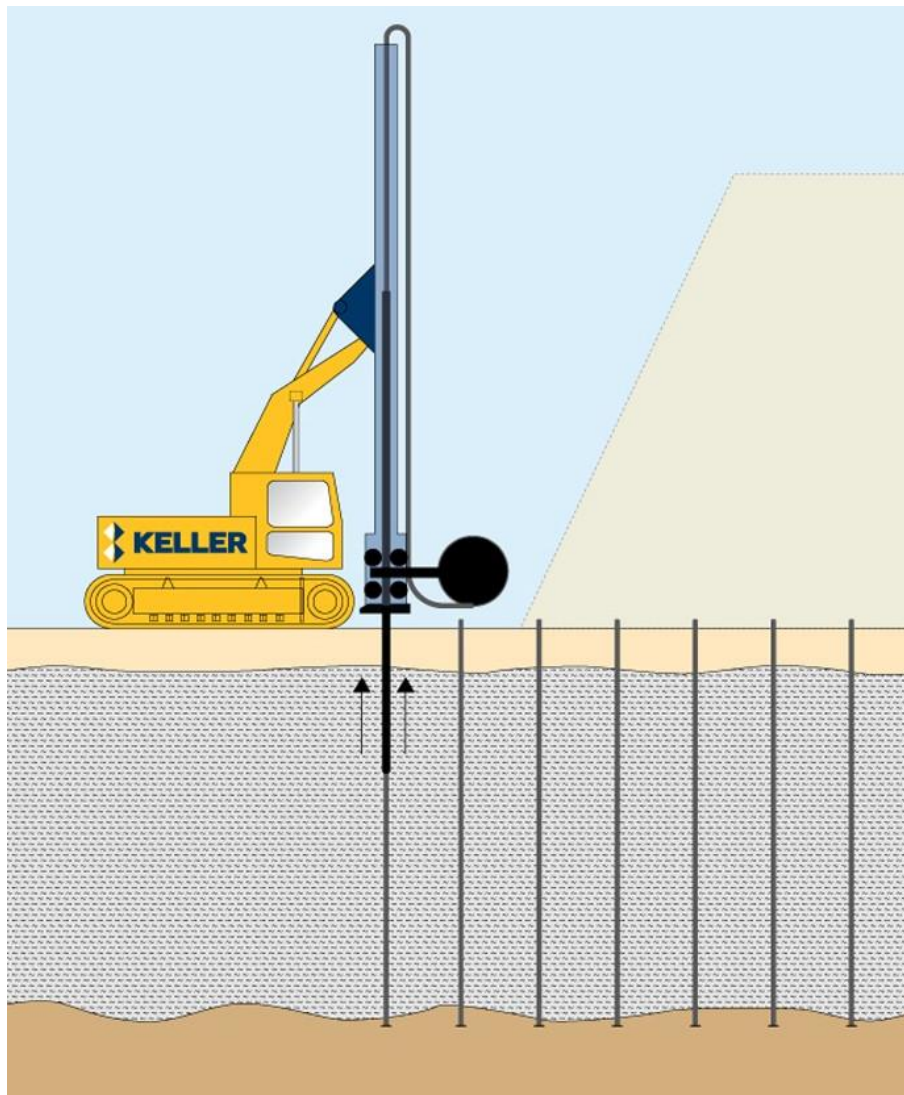


Figura 6.8. Proceso de mejoramiento con drenes (Keller, 2020).

Tabla 6.2. Resumen de los métodos de mejoramiento para suelos potencialmente licuables.

Método		Suelos a los que se aplica	Profundidad de mejoramiento	Mejoramiento	Ventajas	Desventajas
Compactación dinámica		Suelos granulares y rellenos.	10 - 12 m	Densificación, aumento de la resistencia al corte y capacidad de carga, disminuye deformabilidad, relación de vacíos y permeabilidad.	Su ejecución es rápida.	La eficiencia decrece con la profundidad. Daño a construcciones aledañas debido a las vibraciones, ruidos y posibles voladuras de escombros, no se puede aplicar en predios pequeños y es muy costoso.
Vibro-compactación		Suelos granulares y rellenos.	Más de 20 m	Densificación, reducción de la relación de vacíos, disipación de presión de poro, reduce la susceptibilidad a la licuación, aumenta la capacidad de carga y disminuye los asentamientos.	Mejoramiento a grandes profundidades.	Estructuras muy cercanas pueden sufrir asentamientos, además de que es muy costoso.
Vibro-sustitución	Vía seca	Suelos cohesivos.	Hasta 60 m.	Reduce la deformabilidad, incrementa la resistencia al corte y la capacidad de carga, ayuda a la disipación de la presión de poro	Acelera el proceso de consolidación.	Solo es aplicable a suelos blandos.
	Vía húmeda	Arenas, arenas limosas, limos, arcillas y rellenos.			Reduce el potencial de licuación.	Costo alto.
Compactación por inyección con mortero		Suelos arenosos en estado suelto.	Más de 60 m.	Densificación del suelo, aumento de la capacidad de carga y resistencia al corte. Mitiga el riesgo de licuación.	Ejecución rápida, trabajo en sitios de difícil acceso, se puede aplicar a estratos de interés y para estabilizar cimentaciones.	Ineficiencia en los primeros 6 m.
Deep mixing	Vía seca	Suelos con contenido de agua arriba de 25%.	Más de 60 m.	Mejora la resistencia del suelo contra licuación, aumenta la resistencia al corte y la capacidad de carga del suelo.	Aplicable a gran variedad de suelos.	La efectividad y la aplicación dependen de los contenidos de agua y el estado en que se encuentre el suelo.
	Vía húmeda	Arenas limosas, limos y arcillas.				
Jet grouting		Arenas, arenas limosas, limos y arcillas.	Más de 30 m.	Aumenta la resistencia al corte y la capacidad de carga del suelo.	Aplicable a gran variedad de suelos.	Poco utilizable para mitigar los efectos de la licuación en suelos granulares.
Drenes		Limos arenosos y arcillas.	Más de 30 m.	Permite una rápida disipación del exceso de presión de poro.	Solución de mejoramiento del suelo económica y rápida.	No mejora la capacidad de carga, la resistencia al corte ni la deformabilidad.

6.8 Recomendación sobre el método más óptimo para el tratamiento del suelo potencialmente licuable detectado en un sitio ubicado en la costa de Veracruz.

De acuerdo con la información sobre los distintos métodos de mejoramiento y las condiciones del suelo detectado en el sitio en estudio, en el que se determinó el potencial de licuación del capítulo 5, se recomienda el método de Deep mixing vía seca, debido a la profundidad de mejoramiento que se pretende alcanzar supera los 30 m y los suelos se encuentran saturados. Este método mejora la resistencia contra licuación, aumenta la resistencia al corte y la capacidad de carga del suelo.

Otro método que puede aplicarse es la vibro-sustitución vía húmeda, pero sus costos son altos. Los métodos menos óptimos son el Jet Grouting y los drenes, pues el primero es poco utilizado para mitigar los efectos de la licuación, y el segundo, si bien permite una rápida disipación de la presión de poro, no mejora las propiedades del suelo en cuanto a resistencia al esfuerzo cortante y capacidad de carga.

7. CONCLUSIONES

La licuación es un fenómeno que se presenta en suelos granulares saturados y sin cohesión, que son sometidos a cargas cíclicas durante un sismo, produciéndose un incremento de la presión de poro y una pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, llegando a ser total en algunos casos.

Entre los efectos de la licuación se encuentran: fallas de flujo, desplazamientos laterales, oscilaciones del suelo, pérdida de capacidad de carga, incremento en la presión lateral sobre muros de retención, asentamientos y volcanes de arena.

Las arenas limpias uniformemente graduadas, de compacidad suelta, con granos redondeados y con niveles de agua superficiales son más susceptibles a la licuación, aunque puede presentarse licuación en gravas y limos.

En México han ocurrido sismos que han producido licuación, principalmente en las zonas costeras, como el de Jaltipán en 1959, el de Lázaro Cárdenas en 1985, el de Manzanillo en 1995 y el de Mexicali de 2010, entre otros.

Se presentó la metodología y consideraciones para determinar el potencial de licuación y la estimación de desplazamientos laterales y asentamientos a partir de la aplicación de correlaciones de parámetros obtenidos de la prueba de penetración estándar, para un sismo de magnitud $M_w=7.2$ con período de retorno de 200 años y una aceleración máxima igual a $0.3g$

La determinación del potencial de licuación se realizó siguiendo el criterio de Youd et. al. (2001), empleando los resultados del sondeo SPT-1. De acuerdo con los resultados, los suelos que se encuentran entre 4.80 m y 19.20 m de profundidad, entre 20.40 m y 21.00 m de profundidad y entre 23.40 m y 24.00 m de profundidad, son potencialmente licuables, por lo que se procedió a cuantificar los posibles efectos de licuación.

Se determinaron los desplazamientos laterales mediante el método de Zhang et. at. (2004), así como los asentamientos por el método de Ishihara y Yoshemine (1992). Se estimaron desplazamientos laterales del orden de 421 cm y asentamientos de 51.8 cm, los cuales ocurrirán entre 4.80 m y 19.20 m de profundidad,

El mejoramiento de suelos potencialmente licuables tiene por objetivo la densificación del material y por tanto tener una mayor resistencia y evitar o minimizar los efectos de la licuación.

Algunos métodos de mejoramiento de suelos potencialmente licuables son: compactación dinámica, vibro-compactación, vibro-sustitución, inyección de mortero, deep mixing, jet grouting y drenes.

Para el caso de estudio, se recomienda el método de Deep mixing vía seca, debido a la profundidad de mejoramiento que se pretende alcanzar supera los 30 m y los suelos se encuentran saturados. Este método mejora la resistencia contra licuación, aumenta la resistencia al corte y la capacidad de carga del suelo.

Otro método que puede aplicarse es la vibro-sustitución vía húmeda, pero sus costos son altos.

Finalmente, los métodos menos óptimos son el Jet Grouting y los drenes, pues el primero es poco utilizado para mitigar los efectos de la licuación, y el segundo, si bien permite una rápida disipación de la presión de poro, no mejora las propiedades del suelo en cuanto a resistencia al esfuerzo cortante y capacidad de carga.

8. REFERENCIAS

- Aguilar, R.** “Licuación de arenas”. XX Semana de Ingeniería. SMIG. México. 2014.
- Alba, J.** “Evaluación del potencial de licuación de suelos”. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Alberto, Y., et. al.** “Licuación de arenas con finos no plásticos y su aplicación análisis de deformación de suelo”. Revista Geotecnia No. 233. SMIG. 2014.
- Alarcon, A., Leonards, G.** “Undrained monotonic and cyclic strength of sand”. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol. 114, N° 10. 1988.
- Ambraseys, N.** “Engineering seismology.”, Earthquake Eng. and Structural Dynamics, Vol. 17, pp. 1-105. 1988.
- ASTM.** D1586. “Estándar test method for penetration test, SPT”. 1987.
- Blake, T.** Fugro-West, Inc., Ventura, Calif., written commun. 1997.
- Boulanger, R. Idriss, I.** “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures (Report No. UCD/CGM-14-10)”, Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis. USA. 2014.
- Campos, R.** “Estudio de soluciones para la ampliación del Puerto de Veracruz (México): Estudio de soluciones para el muelle norte Contenedores”. Trabajo Final de Grado. Ingeniería Civil. Universidad Politécnica de Valencia. 2017.
- Casagrande, A.** “Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills”. Journal of the Boston Society of Civil Engineers. 1936.
- Castro, G.** “Liquefaction of sands (Report 81)”. Harvard Soil Mechanics Series. Harvard University. 1969.
- Castro, G.** “Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. Journal of the Geotechnical Engineering Division”. ASCEW. 1975.
- Comisión Federal de Electricidad.** “Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo”. México. 2019.
- Comisión Federal de Electricidad.** “Manual de Obras Civiles. Geotecnia. Exploración y muestreo de suelos”. México. 1979.
- Guanchez, Edinson.** “Ingeniería sismo-geotécnica e interacción suelo Estructura. Suelos potencialmente licuables”. Curso on-line. 2020.

- Geo Grout Ground Modification Specialists Inc.** “Services”. Recurso en línea. USA. 2019. Sitio web. <https://www.gggms.com/our-services/>
- Gibss H., Holtz. W.** “Research of determining the density of sand by spoon penetration testing”. Proc. 4th Int. Conf. Of Soil Mech. And Found. Engeg. 1957.
- Gobierno del Estado de Veracruz.** “Atlas Peligros geológicos e hidrometeorológicos del Estado de Veracruz”. México. 2009.
- Golesorki, R.** “Factor influencing the computacional determination of earthquake-induced shear stresses in sandy soils”. (PhD dissertation). University of California at Nerkeley. USA. 1989.
- Grupo Menard.** “Técnicas de tratamiento del terreno”. Recurso en línea. España. 2016. Sitio web. www.menard.es/tecnicas-de-tratamiento-del-terreno
- Hamada, M. et. al.** “Sutdy on liquefaction induced permanent ground displacements”. Association for the development of earthquake predcition. Japan. 1986.
- Harder, L., Boulanger, R.** “Aplication of Ks and Ka correction factors. NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistence of soils. Technical report NCEER-97-0022”. National Center for Earthquake Engineering Research. 1997.
- Henríquez, C.** “Mejoras de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación”. Tesis doctoral. Ing. Caminos y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, España. 2007.
- Iai, S., Koisumi, K. y Tsuchida, H.** (1986). “A new criterion for assesing liquefaction potential using grain size accumulation curve and N-value”, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol 25, No. 3. pp. 125-234 (Japanese). Citado como PHRI.
- Idriss, I.** “An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential USA”. Proceeding TRB workshop on new approaches to liquefaction. Publication No. FHWA-RD-99-165. Federal Highway Administration. 1999.
- Idriss I., Boulanger, R.** “Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes”. Proceedings 11th International Conference on Soil

Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International conference on Earthquake Geotechnical Engineering. USA. 2004.

Idriss, I., Boulanger, R. "SPT –and CPT- based relationship for the residual shear strength of liquefied soil. Earthquake Geotechnical Engineering". 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures, K. D. Pitilakis, ed., Springer, Netherlands. 2007.

Idriss, I., Boulanger, R. "Soil liquefaction during earthquakes (Monograph MNO-12)". Earthquake Engineering Institute. USA. 2008.

Instituto Geofísico del Perú. "Tipos de sismos". Recurso en línea. Sitio web: www.construyebien.com/blog/tipos-terremotos-sismos/

Ishihara, K., Yoshimine, M. "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquake". Soils and Foundations. 1992.

Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes. Rankine Lectures, Geotechnique 43, No 3, 351-415". 1993.

Ishihara, K., Nagase, H. "Multi-directional irregular loading test on sand". Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 1988.

Jaime, A. "Comportamiento de arenas bajo carga estática y cíclica". Tesis Maestría. DEPMI-UNAM. México. 1978.

Jaime A. "Estudio de licuación del subsuelo del complejo industrial de fosforados, FETIMEX, Lázaro Cárdenas, Michoacán". Instituto de Ingeniería-UNAM. México.- 1979.

Jaime, A. "Comportamiento del suelo y estructuras térreas del Valle de Mexicali-Sismo de junio de 1980". Memorias de la X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. SMMS. 1980.

Juang, C., Chen, C., Jiang, T. "Probabilistic Framework for Liquefaction Potential by Shear Wave Velocity". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2001.

Juang, C., Jiang, T., Andrus, D. y Lee D. "Assessing probabilistic methods for liquefaction potential evaluation". Fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics. 2001.

Juang, C.H. y Jiang, T. "New models for probability of liquefaction using standard penetration test based on an updated database of case histories". Engineering Geology. Vol-133-134, Pag. 85-93. 2012.

Juang, C.H., Ching, J. y Luo Zhe. "Assessing SPT-base probabilistic models for liquefaction potential evaluation". Georisk: Assessment and management of risk for engineered systems and geohazards. Vol.- 7, Issue 3. 2013.

Keller. "Técnicas de mejora del terreno". Recurso en línea. España. Sitio web. www.keller.com.es/experiencia/tecnica

Kostoglodov, V., Pacheco, J. "Cien años de sismicidad en México". Instituto de Ingeniería. UNAM. México. 1999.

Kramer, S. "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall. USA. 1996.

Lee, K., Albaisa, A. "Earthquake induced settlement in saturated sands". Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. USA. 1974.

Liao, S., Whitman, R. "Overburden correction factor OS for SPT in sand". J. Geotech. Eng., 112(3). 1986.

Liao, S., Withman, R. "Overburden correction factors for SPT in sand". Journal of Geotechnical Engineering. 1986.

López, R. "Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos con el ensayo normal de penetración". www.scrib.com/.../ensayo.normaldepenetración.

Martin, G., Lew, M. "Recommended procedures for implementation of DMG special publication 117: Guidelines for analyzing and mitigating liquefaction hazards in California". Southern California Earthquake Center, Univ. Of Southern Calif. 1999.

Meyerhef, G. "Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc. 4th Int. Conf. Of Soil Mech. And Found. Engeg. 1957.

Montgomery, J. et. al. "Examination of the Ks overburden correction factor on liquefaction resistance (Report No. UCD/GCM-12-02)". Center for Geotechnical Modeling. Department of Civil and Environmental Engineering. University of California. 2012.

Mussio, V. "Potencial de licuación mediante el método de microtremores en la colonia Solidaridad Social, Mexicali". Tesis Maestría. Mecánica de Suelos. UNAM. 2012.

- Ovando, E. Segovia, J.** “Licuación de arenas”. TGC. México. 1996.
- Peacock, W., Seed, H.** “Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions”, Proceedings ASCE.1968.
- Ramírez A.** “Métodos de mejoramiento vibratorio para mitigar los efectos de licuación”. Tesis Maestría. Mecánica de Suelos. UNAM. 2002.
- Ramírez, A., Taboada V.** “Casos historia de licuación en México”. Memorias de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. SMMS. 2000.
- Robertson, P., Wride, C.** “Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test”. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 35, N° 3, 442- 459. 1988.
- Rodríguez, I.** “Análisis y mejoramiento de suelos potencialmente licuables”. Tesis Licenciatura. UNAM. México. 2011.
- Rodríguez, S. Morales, W.** “Geología”. Instituto de Geología. UNAM. México. 2019.
- Santoyo, E.** “Exploración de Suelos. Métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo”. Vigésima Conferencia Nabor Carrillo. SMIG. 2010.
- Seed. H.** “Soil problems and soil behavior. Earthquake Engineering”. Prentice Hall. USA. 1970.
- Seed. H.** “Earthquake resistance design of earth dams”. Proc. Symp. Seismic Des. Of Earth Dams and caverns. ASCE. 1983.
- Seed, H.** “Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes. Liquefaction problems in Geotechnical Engineering”. ASCE. USA. 1976.
- Seed, H.** “Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes”. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(GT2), 210-255. 1979.
- Seed. H. e Idriss,** “A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential (Report EERC 70-9)”. University of California. 1970.
- Seed. H. e Idriss, I.** “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97. 1971.
- Seed. H. e Idriss, I.** “Ground motion and soil liquefaction during earthquakes. Monograph”. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Ca. 1982.
- Seed, H., Lee, K.,** “Liquefaction on saturated sands during cyclic loading”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92 (SM6), 105-134. 1966.

Seed, H. B., Mori, K., and Chan, C.K. "Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands", Report No. 75-25, University of California, Berkeley. 1975.

Seed, H., et. al. "Recent advances in soil liquefaction engineering a unified and consistent framework". 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar. 2003.

Servicio Geológico Nacional. "Placas tectónicas de México". Sitio web: sgm.gob.mx/.../tectonica

Sirvent, A. "Estructura y dinámica de la tierra". Sitio web. eb.ua.es/.../propagacion-de-ondas-sismicas.html

Skempton, A. "Estandar penetration test procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and over consolidation". Geotechnique. 1986

Slocombe, B. "Dynamic compactation". Chapter 3 of Group improvement by Moseley. Chapman & Hall. USA. 1974.

Tatsuoka, F., et. al. "Settlement saturated sand induced cyclic undrained simple shear". Proc. 8th WCEE. USA. 1984.

Tokimatsu, K. Yoshimi, Y. "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N value and fines content.", Soils Found. 23, No. 4, pp. 56-74. 1983.

Universidad de Alicante. "Propagación de ondas sísmicas". Sitio web. eb.ua.es/es/urs/divulgacion/propagacion-de-ondas-sismicas.html

United States Geological Survey. "Global Earthquakes 1900-2013". Sitio web: www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/earthquakes

Vaid, Y., Sivathayalan, S. "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, 592-606. 2000.

Vargas, O et. al. "Evaluación de la vulnerabilidad a la licuación de arenas". SMIG. México, 2016.

Villegas, F. "Importancia del fenómeno de dilatación en la magnitud de los desplazamientos laterales debidos a licuación, utilizando el modelo de bloque deslizando". Tesis Maestría. Mecánica de Suelos. UNAM. 2001.

Tamez, E. "Ingeniería de cimentaciones". TGC. México. 2001.

Seed, H., Lee, K., "Liquefaction on saturated sands during cyclic loading". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92 (SM6), 105-134. 1966.

Terzaghi, K. y Peck, R. "Soil Mechanics in Engineering Practice". Wiley. USA. 1967.

Youd, T., Idriss, I., "Liquefaction resistance of soils (Summary report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils)". Journal of Geotech and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 2001.

Youd, T. et. al. "Liquefaction resistance of soils: Summary of report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils)". Journal of Geotech and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 2001.

Youd, T., Perkins, D. "Mapping of Liquefaction-Induced Ground Failure Potential". J. GED, ASCE, Vol. 104, No.4, pp.433-446. 1978.

Youd, T., Hansen, C., Bartlett, S. "Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement". J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2002.

Zapata C. "Estimación de desplazamiento lateral y vertical del terreno debido a licuación inducido por sismo en México". Tesis Licenciatura. Ingeniero Civil. UNAM. 2012.

Zhang, G. et. al. "Estimating liquefaction induced lateral deformations from SPT and CPT". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. USA. 2004.

ANEXOS

ANEXO 1 MEMORIA DE CÁLCULO PARA OBTENER LOS VALORES DEL NÚMERO DE GOLPES CORREGIDO Y DENSIDAD RELATIVA.

Punto	Profundidad (m)		Prof. media (m)	N _{SPT}	C _N	C _B	C _R	C _S	C _E	(N ₁) ₆₀	% Finos	α	β	(N ₁) _{60cs}	D _r (%)
	De	A													
1	0.00	0.60	0.30	13.00	1.70	1.00	0.75	1.00	1.00	16.58	17.00	3.01	1.06	20.58	57.72
2	0.60	1.20	0.90	50.00	1.70	1.00	0.75	1.00	1.00	63.75	39.00	5.00	1.20	81.50	100.00
3	1.20	1.80	1.50	50.00	1.70	1.00	0.75	1.00	1.00	63.75	14.00	2.20	1.04	68.66	100.00
4	1.80	2.40	2.10	50.00	1.62	1.00	0.75	1.00	1.00	60.64	28.00	4.56	1.14	73.58	100.00
5	2.40	3.00	2.70	10.00	1.51	1.00	0.75	1.00	1.00	11.30	8.00	0.30	1.01	11.74	46.43
6	3.00	3.60	3.30	50.00	1.42	1.00	0.85	1.00	1.00	60.19	43.00	5.00	1.20	77.23	100.00
7	3.60	4.20	3.90	12.00	1.35	1.00	0.85	1.00	1.00	13.82	46.00	5.00	1.20	21.58	52.38
8	4.20	4.80	4.50	19.00	1.30	1.00	0.85	1.00	1.00	21.00	40.00	5.00	1.20	30.20	64.16
9	4.80	5.40	5.10	11.00	1.25	1.00	0.95	1.00	1.00	13.08	33.00	4.88	1.18	20.31	50.48
10	5.40	6.00	5.70	9.00	1.21	1.00	0.95	1.00	1.00	10.33	38.00	5.00	1.20	17.40	44.27
11	6.00	6.60	6.30	6.00	1.17	1.00	0.95	1.00	1.00	6.67	41.00	5.00	1.20	13.00	37.04
12	6.60	7.20	6.90	6.00	1.13	1.00	0.95	1.00	1.00	6.46	49.00	5.00	1.20	12.76	34.29
13	7.20	7.80	7.50	13.00	1.10	1.00	0.95	1.00	1.00	13.61	23.00	4.06	1.10	19.03	52.38
14	7.80	8.40	8.10	10.00	1.07	1.00	0.95	1.00	1.00	10.18	33.00	4.88	1.18	16.89	44.27
15	8.40	9.00	8.70	12.00	1.04	1.00	0.95	1.00	1.00	11.91	36.00	5.00	1.20	19.29	48.50
16	9.00	9.60	9.15	11.00	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	11.28	41.00	5.00	1.20	18.53	46.43
17	9.60	10.20	9.90	6.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	5.97	28.00	4.56	1.14	11.36	34.29
18	10.20	10.80	10.50	6.00	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00	5.84	36.00	5.00	1.20	12.01	34.29
19	10.80	11.40	11.10	7.00	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	6.71	43.00	5.00	1.20	13.05	37.04
20	11.40	12.00	11.70	7.00	0.94	1.00	1.00	1.00	1.00	6.61	20.00	3.61	1.08	10.75	37.04
21	12.00	12.60	12.30	9.00	0.93	1.00	1.00	1.00	1.00	8.38	39.00	5.00	1.20	15.05	39.60
22	12.60	13.20	12.90	4.00	0.92	1.00	1.00	1.00	1.00	3.67	44.00	5.00	1.20	9.41	28.00
23	13.20	13.80	13.50	10.00	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	9.06	39.00	5.00	1.20	15.87	42.00
24	13.80	14.40	14.10	4.00	0.89	1.00	1.00	1.00	1.00	3.58	48.00	5.00	1.20	9.29	28.00
25	14.40	15.00	14.70	7.00	0.88	1.00	1.00	1.00	1.00	6.18	48.00	5.00	1.20	12.41	34.29
26	15.00	15.60	15.30	14.00	0.87	1.00	1.00	1.00	1.00	12.13	48.00	5.00	1.20	19.55	48.50
27	15.60	16.20	15.90	10.00	0.85	1.00	1.00	1.00	1.00	8.51	52.00	5.00	1.20	15.21	42.00
28	16.20	16.80	16.50	17.00	0.84	1.00	1.00	1.00	1.00	14.22	52.00	5.00	1.20	22.06	52.38
29	16.80	17.40	17.10	20.00	0.82	1.00	1.00	1.00	1.00	16.45	55.00	5.00	1.20	24.73	56.00
30	17.40	18.00	17.70	20.00	0.81	1.00	1.00	1.00	1.00	16.18	52.00	5.00	1.20	24.42	56.00
31	18.00	18.60	18.30	18.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	14.34	48.00	5.00	1.20	22.20	52.38
32	18.60	19.20	18.90	8.00	0.78	1.00	1.00	1.00	1.00	6.28	35.00	5.00	1.20	12.53	34.29
33	19.20	19.80	19.50	37.00	0.77	1.00	1.00	1.00	1.00	28.50	11.00	1.21	1.03	30.47	75.39
34	19.80	20.40	20.10	50.00	0.76	1.00	1.00	1.00	1.00	37.85	16.00	2.77	1.05	42.66	86.30
35	20.40	21.00	20.70	13.00	0.74	1.00	1.00	1.00	1.00	9.68	43.00	5.00	1.20	16.61	44.27
36	21.00	21.60	21.30	35.00	0.73	1.00	1.00	1.00	1.00	25.63	19.00	3.43	1.07	30.93	71.39
37	21.60	22.20	21.90	43.00	0.72	1.00	1.00	1.00	1.00	31.00	17.00	3.01	1.06	35.87	77.95
38	22.20	22.80	22.50	33.00	0.71	1.00	1.00	1.00	1.00	23.43	21.00	3.78	1.09	29.22	67.14
39	22.80	23.40	23.10	33.00	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00	23.08	13.00	1.89	1.04	25.82	67.14
40	23.40	24.00	23.70	7.00	0.69	1.00	1.00	1.00	1.00	4.83	21.00	3.78	1.09	9.02	31.30
41	24.00	24.60	24.30	30.00	0.68	1.00	1.00	1.00	1.00	20.33	36.00	5.00	1.20	29.40	62.61
42	24.60	25.20	24.90	29.00	0.67	1.00	1.00	1.00	1.00	19.34	33.00	4.88	1.18	27.69	61.02
43	25.20	25.80	25.50	50.00	0.66	1.00	1.00	1.00	1.00	32.81	36.00	5.00	1.20	44.38	80.42
44	25.80	26.40	26.10	40.00	0.65	1.00	1.00	1.00	1.00	25.85	38.00	5.00	1.20	36.02	71.39
45	26.40	27.00	26.70	50.00	0.64	1.00	1.00	1.00	1.00	31.83	66.00	5.00	1.20	43.20	79.20
46	27.00	27.60	27.30	50.00	0.63	1.00	1.00	1.00	1.00	31.38	63.00	5.00	1.20	42.65	77.95
47	27.60	28.20	27.90	30.00	0.62	1.00	1.00	1.00	1.00	18.56	67.00	5.00	1.20	27.27	61.02
48	28.20	28.80	28.50	38.00	0.61	1.00	1.00	1.00	1.00	23.19	50.00	5.00	1.20	32.83	67.14
49	28.80	29.40	29.10	26.00	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	15.66	50.00	5.00	1.20	23.79	56.00
50	29.40	30.00	29.70	34.00	0.59	1.00	1.00	1.00	1.00	20.21	63.00	5.00	1.20	29.25	62.61
51	30.00	30.60	30.30	33.00	0.59	1.00	1.00	1.00	1.00	19.37	63.00	5.00	1.20	28.24	61.02
52	30.60	31.20	30.90	34.00	0.58	1.00	1.00	1.00	1.00	19.71	83.00	5.00	1.20	28.65	62.61
53	31.20	31.80	31.50	35.00	0.57	1.00	1.00	1.00	1.00	20.05	69.00	5.00	1.20	29.06	62.61
54	31.80	32.40	32.10	28.00	0.57	1.00	1.00	1.00	1.00	15.85	86.00	5.00	1.20	24.02	56.00
55	32.40	33.00	32.70	32.00	0.56	1.00	1.00	1.00	1.00	17.91	49.00	5.00	1.20	26.49	59.40
56	33.00	33.60	33.30	30.00	0.55	1.00	1.00	1.00	1.00	16.60	51.00	5.00	1.20	24.92	57.72
57	33.60	34.20	33.90	38.00	0.55	1.00	1.00	1.00	1.00	20.86	34.00	4.93	1.19	29.72	64.16
58	34.20	34.80	34.50	46.00	0.54	1.00	1.00	1.00	1.00	25.05	27.00	4.48	1.13	32.80	70.00
59	34.80	35.40	35.10	13.00	0.54	1.00	1.00	1.00	1.00	7.03	42.00	5.00	1.20	13.43	37.04
60	35.40	36.00	35.70	21.00	0.54	1.00	1.00	1.00	1.00	11.26	37.00	5.00	1.20	18.51	46.43
61	36.00	36.60	36.30	22.00	0.53	1.00	1.00	1.00	1.00	11.71	21.00	3.78	1.09	16.50	48.50
62	36.60	37.20	36.90	7.00	0.53	1.00	1.00	1.00	1.00	3.70	85.00	5.00	1.20	9.44	28.00
63	37.20	37.80	37.50	18.00	0.52	1.00	1.00	1.00	1.00	9.44	72.00	5.00	1.20	16.33	42.00
64	37.80	38.40	38.10	1.00	0.52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.52	39.00	5.00	1.20	5.62	14.00
65	38.40	39.00	38.70	25.00	0.52	1.00	1.00	1.00	1.00	12.92	35.00	5.00	1.20	20.50	50.48
66	39.00	39.60	39.30	28.00	0.51	1.00	1.00	1.00	1.00	14.35	36.00	5.00	1.20	22.23	52.38
67	39.60	40.20	39.90	27.00	0.51	1.00	1.00	1.00	1.00	13.74	23.00	4.06	1.10	19.17	52.38

ANEXO 2 MEMORIA DE CÁLCULO PARA OBTENER DIAGRAMAS DE ESFUERZOS.

Punto	Profundidad (m)		Prof. media (m)	γ (t/m ³)	γ_h (t/m ²)	σ (t/m ²)	u (t/m ²)	σ' (t/m ²)
	De	A						
1	0.00	0.60	0.30	2.00	0.60	0.60	0.00	0.60
2	0.60	1.20	0.90	2.00	1.20	1.80	0.00	1.80
3	1.20	1.80	1.50	2.00	1.20	3.00	0.00	3.00
4	1.80	2.40	2.10	2.00	1.20	4.20	0.25	3.95
5	2.40	3.00	2.70	2.00	1.20	5.40	0.85	4.55
6	3.00	3.60	3.30	2.00	1.20	6.60	1.45	5.15
7	3.60	4.20	3.90	1.80	1.08	7.68	2.05	5.63
8	4.20	4.80	4.50	1.80	1.08	8.76	2.65	6.11
9	4.80	5.40	5.10	1.80	1.08	9.84	3.25	6.59
10	5.40	6.00	5.70	1.80	1.08	10.92	3.85	7.07
11	6.00	6.60	6.30	1.80	1.08	12.00	4.45	7.55
12	6.60	7.20	6.90	1.80	1.08	13.08	5.05	8.03
13	7.20	7.80	7.50	1.80	1.08	14.16	5.65	8.51
14	7.80	8.40	8.10	1.80	1.08	15.24	6.25	8.99
15	8.40	9.00	8.70	1.80	1.08	16.32	6.85	9.47
16	9.00	9.60	9.15	1.80	0.81	17.13	7.30	9.83
17	9.60	10.20	9.90	1.80	1.35	18.48	8.05	10.43
18	10.20	10.80	10.50	1.80	1.08	19.56	8.65	10.91
19	10.80	11.40	11.10	1.56	0.94	20.50	9.25	11.25
20	11.40	12.00	11.70	1.56	0.94	21.43	9.85	11.58
21	12.00	12.60	12.30	1.56	0.94	22.37	10.45	11.92
22	12.60	13.20	12.90	1.56	0.94	23.30	11.05	12.25
23	13.20	13.80	13.50	1.56	0.94	24.24	11.65	12.59
24	13.80	14.40	14.10	1.56	0.94	25.18	12.25	12.93
25	14.40	15.00	14.70	1.56	0.94	26.11	12.85	13.26
26	15.00	15.60	15.30	1.84	1.10	27.22	13.45	13.77
27	15.60	16.20	15.90	1.84	1.10	28.32	14.05	14.27
28	16.20	16.80	16.50	1.84	1.10	29.42	14.65	14.77
29	16.80	17.40	17.10	1.84	1.10	30.53	15.25	15.28
30	17.40	18.00	17.70	1.84	1.10	31.63	15.85	15.78
31	18.00	18.60	18.30	1.84	1.10	32.74	16.45	16.29
32	18.60	19.20	18.90	1.84	1.10	33.84	17.05	16.79
33	19.20	19.80	19.50	2.03	1.22	35.06	17.65	17.41
34	19.80	20.40	20.10	2.03	1.22	36.28	18.25	18.03
35	20.40	21.00	20.70	2.03	1.22	37.49	18.85	18.64
36	21.00	21.60	21.30	2.03	1.22	38.71	19.45	19.26
37	21.60	22.20	21.90	2.03	1.22	39.93	20.05	19.88
38	22.20	22.80	22.50	2.03	1.22	41.15	20.65	20.50
39	22.80	23.40	23.10	2.03	1.22	42.37	21.25	21.12
40	23.40	24.00	23.70	2.03	1.22	43.58	21.85	21.73
41	24.00	24.60	24.30	2.25	1.35	44.93	22.45	22.48
42	24.60	25.20	24.90	2.25	1.35	46.28	23.05	23.23
43	25.20	25.80	25.50	2.25	1.35	47.63	23.65	23.98
44	25.80	26.40	26.10	2.25	1.35	48.98	24.25	24.73
45	26.40	27.00	26.70	2.25	1.35	50.33	24.85	25.48
46	27.00	27.60	27.30	2.25	1.35	51.68	25.45	26.23
47	27.60	28.20	27.90	2.25	1.35	53.03	26.05	26.98
48	28.20	28.80	28.50	2.25	1.35	54.38	26.65	27.73
49	28.80	29.40	29.10	2.25	1.35	55.73	27.25	28.48
50	29.40	30.00	29.70	2.25	1.35	57.08	27.85	29.23
51	30.00	30.60	30.30	2.25	1.35	58.43	28.45	29.98
52	30.60	31.20	30.90	2.25	1.35	59.78	29.05	30.73
53	31.20	31.80	31.50	2.25	1.35	61.13	29.65	31.48
54	31.80	32.40	32.10	2.25	1.35	62.48	30.25	32.23
55	32.40	33.00	32.70	2.25	1.35	63.83	30.85	32.98
56	33.00	33.60	33.30	2.25	1.35	65.18	31.45	33.73
57	33.60	34.20	33.90	1.91	1.15	66.33	32.05	34.28
58	34.20	34.80	34.50	1.91	1.15	67.48	32.65	34.83
59	34.80	35.40	35.10	1.91	1.15	68.62	33.25	35.37
60	35.40	36.00	35.70	1.91	1.15	69.77	33.85	35.92
61	36.00	36.60	36.30	1.91	1.15	70.91	34.45	36.46
62	36.60	37.20	36.90	1.91	1.15	72.06	35.05	37.01
63	37.20	37.80	37.50	1.91	1.15	73.21	35.65	37.56
64	37.80	38.40	38.10	1.91	1.15	74.35	36.25	38.10
65	38.40	39.00	38.70	2.00	1.20	75.55	36.85	38.70
66	39.00	39.60	39.30	2.00	1.20	76.75	37.45	39.30
67	39.60	40.20	39.90	2.00	1.20	77.95	38.05	39.90

ANEXO 3 MEMORIA DE CÁLCULO PARA DETERMINAR POTENCIAL DE LICUACIÓN: FACTOR DE SEGURIDAD, PROBABILIDAD DE LICUACIÓN E ÍNDICE DE POTENCIAL DE LICUACIÓN.

Punto	Profundidad (m)		Prof. media (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60CS}	D _r (%)	CRR _{7.5}	CSR	K _σ	F _{Slic}	P _L (%)	F(z)	w(z)	LPI
	De	A													
1	0.00	0.60	0.30	13.00	16.58	20.58	57.72	4.00	0.19	1.00	2.00	4.04	0.00	9.85	0.00
2	0.60	1.20	0.90	50.00	63.75	81.50	100.00	4.00	0.19	1.00	2.00	4.04	0.00	9.55	0.00
3	1.20	1.80	1.50	50.00	63.75	68.66	100.00	4.00	0.19	1.00	2.00	4.04	0.00	9.25	0.00
4	1.80	2.40	2.10	50.00	60.64	73.58	100.00	4.00	0.20	1.00	2.00	4.04	0.00	8.95	0.00
5	2.40	3.00	2.70	10.00	11.30	11.74	46.43	4.00	0.23	1.00	2.00	4.04	0.00	8.65	0.00
6	3.00	3.60	3.30	50.00	60.19	77.23	100.00	4.00	0.24	1.00	2.00	4.04	0.00	8.35	0.00
7	3.60	4.20	3.90	12.00	13.82	21.58	52.38	4.00	0.26	1.00	2.00	4.04	0.00	8.05	0.00
8	4.20	4.80	4.50	19.00	21.00	30.20	64.16	4.00	0.27	1.00	2.00	4.04	0.00	7.75	0.00
9	4.80	5.40	5.10	11.00	13.08	20.31	50.48	0.22	0.28	1.00	0.87	35.71	0.13	7.45	0.58
10	5.40	6.00	5.70	9.00	10.33	17.40	44.27	0.19	0.29	1.00	0.71	50.68	0.29	7.15	1.81
11	6.00	6.60	6.30	6.00	6.67	13.00	37.04	0.14	0.29	1.00	0.53	72.23	0.47	6.85	3.74
12	6.60	7.20	6.90	6.00	6.46	12.76	34.29	0.14	0.30	1.00	0.51	74.42	0.49	6.55	5.67
13	7.20	7.80	7.50	13.00	13.61	19.03	52.38	0.20	0.31	1.00	0.74	47.95	0.26	6.25	6.65
14	7.80	8.40	8.10	10.00	10.18	16.89	44.27	0.18	0.31	1.00	0.64	58.64	0.36	5.95	7.92
15	8.40	9.00	8.70	12.00	11.91	19.29	48.50	0.21	0.31	1.00	0.73	48.76	0.27	5.65	8.83
16	9.00	9.60	9.15	11.00	11.28	18.53	46.43	0.20	0.32	1.00	0.70	52.70	0.30	5.43	9.82
17	9.60	10.20	9.90	6.00	5.97	11.36	34.29	0.125	0.31	0.99	0.44	82.27	0.56	5.05	11.52
18	10.20	10.80	10.50	6.00	5.84	12.01	34.29	0.13	0.31	0.98	0.46	80.23	0.54	4.75	13.07
19	10.80	11.40	11.10	7.00	6.71	13.05	37.04	0.14	0.31	0.98	0.49	76.69	0.51	4.45	14.43
20	11.40	12.00	11.70	7.00	6.61	10.75	37.04	0.12	0.31	0.97	0.42	84.62	0.58	4.15	15.88
21	12.00	12.60	12.30	9.00	8.38	15.05	39.60	0.16	0.31	0.97	0.56	68.99	0.44	3.85	16.91
22	12.60	13.20	12.90	4.00	3.67	9.41	28.00	0.11	0.31	0.96	0.37	88.40	0.63	3.55	18.24
23	13.20	13.80	13.50	10.00	9.06	15.87	42.00	0.17	0.31	0.95	0.59	65.40	0.41	3.25	19.05
24	13.80	14.40	14.10	4.00	3.58	9.29	28.00	0.11	0.30	0.95	0.37	88.54	0.63	2.95	20.16
25	14.40	15.00	14.70	7.00	6.18	12.41	34.29	0.14	0.30	0.95	0.47	78.72	0.53	2.65	21.00
26	15.00	15.60	15.30	14.00	12.13	19.55	48.50	0.21	0.30	0.94	0.74	47.80	0.26	2.35	21.36
27	15.60	16.20	15.90	10.00	8.51	15.21	42.00	0.16	0.29	0.93	0.58	66.38	0.42	2.05	21.88
28	16.20	16.80	16.50	17.00	14.22	22.06	52.38	0.24	0.28	0.92	0.88	35.30	0.12	1.75	22.01
29	16.80	17.40	17.10	20.00	16.45	24.73	56.00	0.29	0.28	0.92	1.05	23.90	0.00	1.45	22.01
30	17.40	18.00	17.70	20.00	16.18	24.42	56.00	0.28	0.27	0.91	1.04	24.34	0.00	1.15	22.01
31	18.00	18.60	18.30	18.00	14.34	22.20	52.38	0.24	0.27	0.91	0.92	32.01	0.08	0.85	22.05
32	18.60	19.20	18.90	8.00	6.28	12.53	34.29	0.14	0.26	0.90	0.52	73.53	0.48	0.55	22.21
33	19.20	19.80	19.50	37.00	28.50	30.47	75.39	0.50	0.26	0.90	1.95	4.34	0.00	0.25	22.21
34	19.80	20.40	20.10	50.00	37.85	42.66	86.30	4.00	0.25	0.89	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
35	20.40	21.00	20.70	13.00	9.68	16.61	44.27	0.18	0.24	0.88	0.71	51.00	0.29	0.00	22.21
36	21.00	21.60	21.30	35.00	25.63	30.93	71.39	0.55	0.24	0.88	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
37	21.60	22.20	21.90	43.00	31.00	35.87	77.95	4.00	0.23	0.87	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
38	22.20	22.80	22.50	33.00	23.43	29.22	67.14	0.42	0.22	0.87	1.81	5.47	0.00	0.00	22.21
39	22.80	23.40	23.10	33.00	23.08	25.82	67.14	0.31	0.22	0.86	1.35	12.46	0.00	0.00	22.21
40	23.40	24.00	23.70	7.00	4.83	9.02	31.30	0.10	0.22	0.86	0.46	80.20	0.54	0.00	22.21
41	24.00	24.60	24.30	30.00	20.33	29.40	62.61	0.43	0.21	0.85	1.90	4.72	0.00	0.00	22.21
42	24.60	25.20	24.90	29.00	19.34	27.69	61.02	0.36	0.21	0.84	1.59	7.88	0.00	0.00	22.21
43	25.20	25.80	25.50	50.00	32.81	44.38	80.42	4.00	0.21	0.84	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
44	25.80	26.40	26.10	40.00	25.85	36.02	71.39	4.00	0.21	0.83	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
45	26.40	27.00	26.70	50.00	31.83	43.20	79.20	4.00	0.20	0.83	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
46	27.00	27.60	27.30	50.00	31.38	42.65	77.95	4.00	0.20	0.82	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
47	27.60	28.20	27.90	30.00	18.56	27.27	61.02	0.35	0.20	0.82	1.58	8.06	0.00	0.00	22.21
48	28.20	28.80	28.50	38.00	23.19	32.83	67.14	1.09	0.20	0.82	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
49	28.80	29.40	29.10	26.00	15.66	23.79	56.00	0.27	0.20	0.81	1.25	15.46	0.00	0.00	22.21
50	29.40	30.00	29.70	34.00	20.21	29.25	62.61	0.42	0.19	0.81	1.96	4.27	0.00	0.00	22.21
51	30.00	30.60	30.30	33.00	19.37	28.24	61.02	0.38	0.19	0.80	1.77	5.75	0.00	0.00	22.21
52	30.60	31.20	30.90	34.00	19.71	28.65	62.61	0.39	0.19	0.80	1.85	5.12	0.00	0.00	22.21
53	31.20	31.80	31.50	35.00	20.05	29.06	62.61	0.41	0.19	0.80	1.93	4.52	0.00	0.00	22.21
54	31.80	32.40	32.10	28.00	15.85	24.02	56.00	0.27	0.19	0.79	1.27	14.61	0.00	0.00	22.21
55	32.40	33.00	32.70	32.00	17.91	26.49	59.40	0.32	0.19	0.79	1.51	9.22	0.00	0.00	22.21
56	33.00	33.60	33.30	30.00	16.60	24.92	57.72	0.29	0.19	0.78	1.34	12.69	0.00	0.00	22.21
57	33.60	34.20	33.90	38.00	20.86	29.72	64.16	0.45	0.19	0.78	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
58	34.20	34.80	34.50	46.00	25.05	32.80	70.00	1.07	0.19	0.78	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
59	34.80	35.40	35.10	13.00	7.03	13.43	37.04	0.14	0.19	0.78	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
60	35.40	36.00	35.70	21.00	11.26	18.51	46.43	0.20	0.19	0.77	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
61	36.00	36.60	36.30	22.00	11.71	16.50	48.50	0.18	0.19	0.77	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
62	36.60	37.20	36.90	7.00	3.70	9.44	28.00	0.11	0.19	0.77	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
63	37.20	37.80	37.50	18.00	9.44	16.33	42.00	0.17	0.19	0.77	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
64	37.80	38.40	38.10	1.00	0.52	5.62	14.00	0.08	0.19	0.77	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
65	38.40	39.00	38.70	25.00	12.92	20.50	50.48	0.22	0.19	0.76	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
66	39.00	39.60	39.30	28.00	14.35	22.23	52.38	0.25	0.19	0.76	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21
67	39.60	40.20	39.90	27.00	13.74	19.17	52.38	0.21	0.19	0.76	2.00	4.04	0.00	0.00	22.21

ANEXO 4 MEMORIA DE CÁLCULO PARA DETERMINAR DESPLAZAMIENTOS LATERALES, ASENTAMIENTOS Y NÚMERO DE SEVERIDAD.

Punto	Profundidad (m)		Prof. media (m)	FS _{bc}	γ _{max} (%)	LDI (cm)	LD (cm)	LD (cm)	ε _v (%)	δ (cm)	δ (cm)	LNS
	De	A										
1	0.00	0.60	0.30	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00		51.87	0.00
2	0.60	1.20	0.90	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00	0.00	51.87	0.00
3	1.20	1.80	1.50	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00	0.00	51.87	0.00
4	1.80	2.40	2.10	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00	0.00	51.87	0.00
5	2.40	3.00	2.70	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00	0.00	51.87	0.00
6	3.00	3.60	3.30	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00	0.00	51.87	0.00
7	3.60	4.20	3.90	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00	0.00	51.87	0.00
8	4.20	4.80	4.50	2.00	0.00	0.00	0.00	421.01	0.00	0.00	51.87	0.00
9	4.80	5.40	5.10	0.87	11.10	6.66	4.58	416.43	1.99	1.19	50.68	2.34
10	5.40	6.00	5.70	0.71	51.20	30.72	21.12	395.31	3.05	1.83	48.85	5.55
11	6.00	6.60	6.30	0.53	51.20	30.72	21.12	374.19	3.96	2.38	46.47	9.32
12	6.60	7.20	6.90	0.51	51.20	30.72	21.12	353.07	4.23	2.54	43.93	13.00
13	7.20	7.80	7.50	0.74	26.97	16.18	11.13	341.95	2.52	1.51	42.42	15.02
14	7.80	8.40	8.10	0.64	51.20	30.72	21.12	320.83	2.94	1.76	40.66	17.20
15	8.40	9.00	8.70	0.73	30.34	18.20	12.52	308.31	2.78	1.67	38.99	19.11
16	9.00	9.60	9.15	0.70	34.10	20.46	14.07	294.24	3.04	1.82	37.16	21.11
17	9.60	10.20	9.90	0.44	51.20	30.72	21.12	273.12	4.00	2.40	34.76	23.53
18	10.20	10.80	10.50	0.46	51.20	30.72	21.12	252.00	3.91	2.35	32.42	25.76
19	10.80	11.40	11.10	0.49	51.20	30.72	21.12	230.88	3.96	2.38	30.04	27.90
20	11.40	12.00	11.70	0.42	51.20	30.72	21.12	209.76	3.80	2.28	27.76	29.85
21	12.00	12.60	12.30	0.56	51.20	30.72	21.12	188.64	3.38	2.03	25.73	31.50
22	12.60	13.20	12.90	0.37	51.20	30.72	21.12	167.52	5.04	3.02	22.71	33.85
23	13.20	13.80	13.50	0.59	51.20	30.72	21.12	146.40	3.34	2.00	20.71	35.33
24	13.80	14.40	14.10	0.37	51.20	30.72	21.12	125.28	5.18	3.11	17.60	37.54
25	14.40	15.00	14.70	0.47	51.20	30.72	21.12	104.16	4.46	2.68	14.92	39.36
26	15.00	15.60	15.30	0.74	27.34	16.40	11.28	92.88	3.06	1.84	13.09	40.56
27	15.60	16.20	15.90	0.58	51.20	30.72	21.12	71.76	3.64	2.18	10.90	41.93
28	16.20	16.80	16.50	0.88	8.12	4.87	3.35	68.41	2.18	1.31	9.59	42.72
29	16.80	17.40	17.10	1.05	3.25	1.95	1.34	67.07	1.04	0.62	8.97	43.09
30	17.40	18.00	17.70	1.04	3.03	1.82	1.25	65.82	1.00	0.60	8.37	43.43
31	18.00	18.60	18.30	0.92	5.97	3.58	2.46	63.36	2.06	1.24	7.13	44.10
32	18.60	19.20	18.90	0.52	51.20	30.72	21.12	42.24	4.34	2.60	4.53	45.48
33	19.20	19.80	19.50	1.95	0.00	0.00	0.00	42.24	0.00	0.00	4.53	45.48
34	19.80	20.40	20.10	2.00	0.00	0.00	0.00	42.24	0.00	0.00	4.53	45.48
35	20.40	21.00	20.70	0.71	51.20	30.72	21.12	21.12	3.05	1.83	2.70	46.36
36	21.00	21.60	21.30	2.00	0.00	0.00	0.00	21.12	0.00	0.00	2.70	46.36
37	21.60	22.20	21.90	2.00	0.00	0.00	0.00	21.12	0.00	0.00	2.70	46.36
38	22.20	22.80	22.50	1.81	0.00	0.00	0.00	21.12	0.00	0.00	2.70	46.36
39	22.80	23.40	23.10	1.35	0.00	0.00	0.00	21.12	0.00	0.00	2.70	46.36
40	23.40	24.00	23.70	0.46	51.20	30.72	21.12	0.00	4.50	2.70	0.00	47.50
41	24.00	24.60	24.30	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
42	24.60	25.20	24.90	1.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
43	25.20	25.80	25.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
44	25.80	26.40	26.10	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
45	26.40	27.00	26.70	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
46	27.00	27.60	27.30	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
47	27.60	28.20	27.90	1.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
48	28.20	28.80	28.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
49	28.80	29.40	29.10	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
50	29.40	30.00	29.70	1.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
51	30.00	30.60	30.30	1.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
52	30.60	31.20	30.90	1.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
53	31.20	31.80	31.50	1.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
54	31.80	32.40	32.10	1.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
55	32.40	33.00	32.70	1.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
56	33.00	33.60	33.30	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
57	33.60	34.20	33.90	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
58	34.20	34.80	34.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
59	34.80	35.40	35.10	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
60	35.40	36.00	35.70	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
61	36.00	36.60	36.30	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
62	36.60	37.20	36.90	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
63	37.20	37.80	37.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
64	37.80	38.40	38.10	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
65	38.40	39.00	38.70	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
66	39.00	39.60	39.30	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
67	39.60	40.20	39.90	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.50
								421.01			51.87	