

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD A LA LICUACIÓN

Noviembre 2016

M. en I. Carlos Omar Vargas Moreno
M. en I. Francisco Alonso Flores López
Dr. Ricardo Enrique Ortiz Hermosillo

REVISORES:

Dr. Víctor Taboada Urtuzuástegui
Dr. Adrián Rodríguez Marek

COORDINACIÓN:

Dr. Raúl Aguilar Becerril

EDICIÓN:

M. I. María Zárate Vázquez



Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica

TÍTULO: EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD A LA LICUACIÓN

AUTORES:

M. en I. Carlos Omar Vargas Moreno
M. en I. Francisco Alonso Flores López
Dr. Ricardo Enrique Ortiz Hermosillo

REVISORES:

Dr. Víctor Taboada Urtuzuástegui
Dr. Adrián Rodríguez Marek

COORDINACIÓN:

Dr. Raúl Aguilar Becerril

EDICIÓN:

M. I. María Zárate Vázquez

FOTOS DE PORTADA:

M. C. Salvador Lazcano Díaz del Castillo

Copyright, México, 2016

Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C.

Valle de Bravo No. 19 Col. Vergel de Coyoacán,

14340 Ciudad de México, México.

Tel. +(52)(55)5677-3730, Fax +(52)(55)5679-3676

Página web: www.smig.org.mx

Correo electrónico: administracion@smig.org.mx

ISBN

Prohibida la reproducción total o parcial de esta publicación, por cualquier medio, sin la previa Autorización escrita de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C.

Total or partial reproduction of this book by any medium requires prior written consent of the Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C.

Las opiniones expresadas en este volumen son responsabilidad exclusiva de los autores.

Opinions expressed in this volume are the sole responsibility of their authors.

SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA, A. C.

CONSEJO DE HONOR

Leonardo Zeevaert Wiechers †
Raúl J. Marsal Cordoba †
Alfonso Rico Rodríguez †
Enrique Tamez González
Guillermo Springall Caram
Edmundo Moreno Gómez
Carlos Jesús Orozco y Orozco †
Luis Vieitez Utesa
Gabriel Moreno Pecero
Raúl Flores Berrones
Luis Miguel Aguirre Menchaca
Gabriel Auvinet Guichard
Luis Bernardo Rodríguez González
Raúl Vicente Orozco Santoyo
Alberto Jaime Paredes
Mario Jorge Orozco Cruz
Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo
Héctor M. Valverde Landeros

CONSEJO CONSULTIVO

José Francisco Fernández Romero
Rigoberto Rivera Constantino
Walter Iván Paniagua Zavala
Juan de Dios Alemán Velásquez
David Yáñez Santillán

MESA DIRECTIVA 2015-2016

Raúl Aguilar Becerril
Presidente
Norma Patricia López Acosta
Vicepresidenta
Carlos Roberto Torres Álvarez
Secretario
Celestino Valle Molina
Tesorero
María del Carmen Suárez Galán
Nilson Contreras Pallares
Miguel Ángel Figueras Corte
Aristóteles Jaramillo Rivera
Vocales
Ysamar Libertad Pino

PRÓLOGO

Se sabe que la pérdida de resistencia ocurre por el incremento de la presión de poro en suelos arenosos saturados, generalmente sueltos, inducido principalmente por la acción sísmica. Este incremento de presión produce una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, llegando a ser total en algunos casos. Bajo esta condición el suelo se comporta como un fluido. Cuando el suelo falla de esta manera las estructuras que están desplantadas sobre él se hunden, o aquellas de tipo sobre compensado flotan.

Fueron los terremotos de Alaska y Niigata ocurridos en 1964, los que evidenciaron el fenómeno de licuación con la generación de impresionantes fallas en cimentaciones de edificios y puentes, deslizamiento de taludes y emersión de estructuras enterradas. A partir de estos eventos la investigación en el área de la dinámica de suelos desarrolló grandes contribuciones al conocimiento del fenómeno.

Cada vez que se presenta un gran sismo en el mundo los daños causados por la licuación de los suelos granulares se hacen presentes. Nuestro país no es la excepción. El territorio mexicano se encuentra inmerso en un ambiente sísmico, caracterizado por fuentes de diferente naturaleza que inducen aceleraciones considerables en los depósitos de suelo. Esta condición aunada a la formación de depósitos granulares sueltos, comúnmente ubicados en las zonas costeras, genera un escenario propicio para que este fenómeno se desarrolle.

Históricamente la licuación en México se ha manifestado de forma evidente durante los sismos de Jáltipan en 1959, Michoacán en 1985, Manzanillo en 1995 y Mexicali en 2010, entre otros. Seguramente la licuación de suelos se hará presente en los próximos grandes sismos que afecten a nuestro país. Por ello, es necesario que las estructuras que diseñamos sean capaces de comportarse adecuadamente ante este fenómeno.

Con el interés de contribuir a la mejor práctica de la ingeniería geotécnica en nuestro país, la Mesa Directiva de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG) ha impulsado la elaboración de la presente publicación. El interés principal es mostrar las metodologías más recientes de que se dispone para evaluar la vulnerabilidad a la licuación de un depósito de suelo. Esta publicación busca ser un referente para todo aquel interesado en el estudio, análisis y valoración del fenómeno de licuación.

El libro está dividido en cuatro partes principales. En el Capítulo 1 se presenta el fenómeno generalizado de licuación, las aportaciones de autores mexicanos y casos históricos en México; en el Capítulo 2 se muestran los métodos analíticos para determinar el potencial de licuación; en el Capítulo 3 se presentan métodos para la estimación de deformaciones verticales y laterales por licuación y, en el Capítulo 4 se muestran métodos numéricos aplicados al fenómeno de licuación. La publicación se complementa con casos de aplicación desarrollados en el Capítulo 5.

Mi aprecio y reconocimiento al M. en I. Carlos Omar Vargas Moreno y al M. en I. Francisco Alonso Flores López, autores principales de esta obra junto con el Dr. Ricardo Ortiz Hermosillo. Mi más sincero agradecimiento al Dr. Víctor Taboada Urtuzuástegui del Norwegian Geotechnical Institute y al Dr. Adrián Rodríguez Marek de Virginia Tech, por el tiempo invertido en la revisión del documento en su primera versión, así como sus valiosos comentarios y aportaciones que ayudaron a enriquecerlo. Agradezco a la M. en I. María Zárate Vázquez por aceptar realizar la ardua tarea de la edición y al M. en C. Salvador Lazcano Díaz del Castillo por ceder las imágenes que se muestran en la portada.

Raúl Aguilar Becerril
Presidente, SMIG

GLOSARIO DE SÍMBOLOS

Capítulo 1

e_{cr}	Relación de vacíos crítica
D_r	Densidad relativa
$e_{mín}$	Relación de vacíos mínima
D_{60}	Diámetro correspondiente al 60% que pasa en la curva granulométrica
D_{10}	Diámetro correspondiente al 10% que pasa en la curva granulométrica
Cu	Coeficiente de uniformidad
N	Fuerza normal
T	Fuerza de corte
σ'_c	Esfuerzo de confinamiento efectivo
p'	Esfuerzo efectivo octaédrico
e	Relación de vacíos
q	Esfuerzo desviador
QSS	Estado cuasy-estable

Capítulo 2

FS_{lic}	Factor de seguridad contra licuación
CRR	Relación de resistencia cíclica
CSR	Relación de esfuerzos cíclicos
MSF	Factor de escala de la magnitud del sismo
K_σ	Factor por esfuerzos de confinamiento
K_α	Factor por esfuerzos cortantes estáticos
M_w	Magnitud del sismo
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo
P_a	Presión atmosférica
f	Exponente
τ_{est}	Esfuerzo cortante estático
α	Parámetro de fluencia
a_{max}	Aceleración horizontal máxima
γ	Peso volumétrico
σ_v	Esfuerzo vertical total
z	Profundidad
r_d	Coeficiente de reducción de esfuerzos cortantes
g	Aceleración de la gravedad
$(\tau_{máx})_d$	Esfuerzos cortantes dinámicos máximos
r_u	Relación de exceso de presión de poro normalizada o relación de presión de poro cíclica
u_e	Exceso de presión de poro
σ'_c	Esfuerzo efectivo de confinamiento inicial.
N_{SPT}	Número de golpes de la prueba de penetración estándar
$(N_1)_{60}$	Número de golpes corregido y normalizado a una sobrecarga de 100 kPa
$(N_1)_{60cs}$	Número de golpes corregido y normalizado para valores equivalentes de arena limpia
CF	Contenido de finos
C_N	Factor de corrección por confinamiento

C_E	Corrección de la relación de energía del martillo
C_B	Factor de corrección por diámetro de perforación
C_R	Factor de corrección por longitud de barra perforadora
C_S	Factor de corrección del muestreador
E_R	Eficiencia de martillo
q_c	Resistencia por punta
$(q_{c1N})_{cs}$	Penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa
γ_e	Deformación angular cíclica
$(q_{c1N})_{cs}$	Resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa para arenas limpias
C_Q	Factor de normalización
n	Exponente de esfuerzos
F	Relación de fricción
Q	Factor adimensional de normalización
f_s	Resistencia del cono por fuste.
I_c	Índice de comportamiento de suelo
K_c	Factor de corrección por las características granulométricas
Q_{tl}	Resistencia corregida por punta (Robertson, 2009)
q_t	Resistencia por punta total (Robertson, 2009)
V_s	Velocidad de onda cortante
G_{max}	Módulo de rigidez al corte a bajas deformaciones
V_{s1}^*	Límite superior de valores de V_{s1} para ocurrencia de licuación
K_{a1}	Factor de corrección para valores grandes de V_{s1} causados por el envejecimiento
ASF	Factor de escala por edad
S_r	Resistencia residual o resistencia última

Capítulo 3

γ_{max}	Máxima amplitud de deformación angular cíclica
LDI	Índice de desplazamiento lateral
LD	Desplazamientos laterales
S	Pendiente del terreno
H	Altura de la superficie libre
L	Distancia de la superficie libre al punto donde se desea realizar el cálculo
D	Desplazamiento lateral estimado del suelo
M	Magnitud de 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 $(N1)_{60} < 15$
F_{15}	Contenido de finos promedio del espesor T_{15} ;
$(D_{50})_{15}$	Tamaño de partícula promedio al 50% de los materiales con espesor
S	Inclinación del terreno.
D_h	Desplazamiento horizontal en metros
H	Espesor del suelo licuado
θ	Pendiente de talud en porcentaje o en su caso la inclinación del estrato licuable.
ε_v	Deformación volumétrica
δ	Asentamientos inducidos por licuación

Capítulo 4

N_L^i	Ciclos uniformes de esfuerzo
ϕ	Ángulo de fricción interna del material
$\bar{E}_r$	Módulo de rebote elástico unidimensional de la arena
K_w	Módulo de compresibilidad volumétrica del agua
n_p	Porosidad
C_1, C_2, C_3 y C_4	Constantes del modelo de Finn
$\bar{E}_r$	Módulo de descarga
C_1 y C_2	Constantes del modelo de Byrne
σ_m	Esfuerzo principal
p	Presión de poro
α	Coefficiente de Biot
K	Módulo volumétrico drenado del suelo
η	Relación de esfuerzo
K_G^e	Número de módulo de cortante que depende de la densidad relativa
$d\eta$	Relación de esfuerzos cortantes
G^p_i	Módulo de rigidez al corte plástico a bajas deformaciones de la relación de esfuerzo ($\eta=0$)
η_f	Relación de esfuerzos a la falla
ϕ_f	Ángulo de fricción máximo.
R_f	Relación a la falla
ϕ_{cv}	Ángulo de fricción de volumen constante
Δl	Tamaño espacial del elemento
C_p y C_s	Velocidades de onda de compresión y de corte
C_p y C_s	Velocidades de onda de corte
ρ	Densidad del material
v_n y v_s	Componentes normal y cortante de la velocidad en la frontera
C	Amortiguamiento
ω	Frecuencia
ξ_t	Relación de amortiguamiento
N	Número de frecuencias/modos a incorporarse

Capítulo 5

a	Relación de área neta
R_f	Relación de fricción

CONTENIDO

Prólogo	v
Glosario de símbolos	vii
CAPÍTULO 1	
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Definición de licuación	1
1.2. Comportamiento de medios granulares	2
1.2.1. <i>Investigación del fenómeno de licuación en México</i>	2
1.2.2. <i>Características del comportamiento</i>	7
1.3. Factores que influyen en la licuación de arenas	11
1.3.1. <i>Historia y geología</i>	11
1.3.2. <i>Composición del suelo</i>	12
1.3.3. <i>Relación de vacíos (e) y Densidad relativa (Dr)</i>	12
1.3.4. <i>Influencia del contenido de finos (Susceptibilidad a la licuación)</i>	13
1.4. Consecuencias de la licuación de suelos	16
1.4.1. <i>Falla de flujo</i>	16
1.4.2. <i>Desplazamiento lateral</i>	16
1.4.3. <i>Oscilaciones del terreno</i>	17
1.4.4. <i>Pérdida de la resistencia del suelo y asentamientos por reconsolidación</i>	18
1.4.5. <i>Volcanes de arena</i>	21
1.5. Algunos casos de licuación en México	22
1.5.1. <i>Jáltipan, Veracruz (1959).</i>	24
1.5.2. <i>Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)</i>	25
1.5.3. <i>Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)</i>	25
1.5.4. <i>Valle de Mexicali, Baja California (1980)</i>	25
1.5.5. <i>Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)</i>	26
1.5.6. <i>Jaluco, Jalisco (1995)</i>	26
1.5.7. <i>Manzanillo, Colima (1995).</i>	26
1.5.8. <i>Tlaxcala (1999)</i>	28
1.5.9. <i>Valle de Mexicali, Baja California (2010).</i>	28
REFERENCIAS	31
CAPÍTULO 2	
2. ANÁLISIS DE LICUACIÓN	35
2.1. Introducción	35
2.2. Determinación del potencial de licuación	36
2.3. Factores de corrección	37
2.3.1. <i>Factor de escala de la magnitud del sismo (MSF)</i>	37
2.3.2. <i>Factor de corrección por esfuerzos de confinamiento (K_σ).</i>	38
2.3.3. <i>Factor de corrección por esfuerzos cortantes estáticos (K_σ)</i>	39
2.4. Procedimiento simplificado de Seed e Idriss (1971) (evaluación de los esfuerzos cortantes cíclicos)	40
2.5. Relación de esfuerzos cíclicos (CSR)	42
2.5.1. <i>Determinación del CSR a partir de análisis de respuesta de sitio unidimensionales (ARS-1D)</i>	43
2.5.2. <i>Método lineal equivalente (Seed e Idriss 1969)</i>	44
2.5.3. <i>Métodos no lineales</i>	45
2.6. Relación de resistencia cíclica (CRR)	46

2.7.	Evaluación del <i>CRR</i> basado en el número de golpes del SPT	47
2.7.1.	<i>Youd et al., (2001)</i>	47
2.7.2.	<i>Aportaciones de Idriss y Boulanger (2004, 2008)</i>	48
2.7.3.	<i>Correcciones del N_{SPT}</i>	49
2.8.	Evaluación del <i>CRR</i> basado en la resistencia por punta (q_c) del CPT	52
2.8.1.	<i>Método NCEER-1998 (Youd et al., 2001, Robertson y Wride, 1998).</i>	53
2.8.2.	<i>Actualización de Robertson (2009)</i>	57
2.8.3.	<i>Aportaciones de Idriss y Boulanger (2008)</i>	58
2.9.	Evaluación del <i>CRR</i> con base en mediciones de V_s (Andrus et al., 2004)	59
2.10.	Análisis de estabilidad o deslizamiento de flujo (Post-licuación)	61
REFERENCIAS		65
 CAPÍTULO 3		
3.	ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES	71
3.1.	Introducción	71
3.2.	Métodos para evaluar desplazamientos laterales	71
3.2.1.	<i>Método de Zhang et al. 2004</i>	71
3.2.2.	<i>Método de Youd, Hansen y Bartlett (2002)</i>	75
3.2.3.	<i>Método de Hamada et al. (1986)</i>	76
3.3.	Estimación de asentamientos empleando SPT y CPT (Ishihara y Yoshimine, 1992)	77
3.3.1.	<i>Introducción</i>	77
3.3.2.	<i>Procedimiento para la estimación de asentamientos</i>	79
3.4.	Métodos numéricos (método de diferencias finitas y elementos finitos)	80
REFERENCIAS		82
 CAPÍTULO 4		
4.	MÉTODOS NUMÉRICOS APLICADOS AL FENÓMENO DE LICUACIÓN	85
4.1.	Introducción	85
4.2.	Modelos constitutivos de generación de presión de poro	86
4.2.1.	<i>Modelo de Seed e Idriss</i>	86
4.2.2.	<i>Modelo de Finn-Formulación de Martin et al. (1975)</i>	89
4.2.3.	<i>Modelo de Finn – Formulación de Byrne (1991)</i>	90
4.2.4.	<i>Modelo UBCSand – Formulación de Beaty y Byrne (2011)</i>	93
4.3.	Análisis numéricos empleando modelos de generación de presión de poro	97
4.4.	Consideraciones generales para los análisis dinámicos	101
4.4.1.	<i>Tamaño de los elementos</i>	101
4.4.2.	<i>Amortiguamiento del suelo</i>	103
REFERENCIAS		106
 CAPÍTULO 5		
5.	CASOS DE APLICACIÓN	111
5.1.	Caso 1: Análisis del potencial de licuación con SPT, CPT y V_s	111
5.1.1.	<i>Definición de parámetros sísmicos y cálculo de CSR</i>	111
5.1.2.	<i>Cálculo del CRR con SPT (Método del NCEER-1998)</i>	113
5.1.3.	<i>Estimación de desplazamientos laterales con SPT</i>	117
5.1.4.	<i>Estimación de asentamientos con SPT</i>	120
5.1.5.	<i>Cálculo del CRR con CPT (Método del NCEER-1998)</i>	122
5.1.6.	<i>Cálculo del CRR con V_s (Método del NCEER-1998)</i>	132
5.2.	Caso 2: Análisis de licuación de un caso historia (Vargas et al., 2015).	134
5.2.1.	<i>Descripción del sitio en estudio</i>	134

5.2.2.	<i>Propiedades estáticas del suelo</i>	135
5.2.3.	<i>Propiedades dinámicas</i>	136
5.2.4.	<i>Desarrollo del modelo numérico</i>	136
5.2.5.	<i>Calibración del modelo (movimiento de campo libre)</i>	137
5.2.6.	<i>Resultados del Análisis.</i>	140
REFERENCIAS		145
ANEXO I. A. Procedimiento para evaluar la resistencia a la licuación de suelos Robertson (2009)		147
ANEXO I. B. Procedimiento para evaluar la resistencia a la licuación de suelos NCEER (1998) (Youd et al. 2001)		148
ANEXO II. Modelos de generación de exceso de presión de poro para análisis de respuesta de sitio unidimensionales.		149
1.	Introducción	149
2.	Modelos de generación de presión de poro	149
a).	<i>Modelo Dobry/Matasovic para arenas</i>	149
b).	<i>Modelo GMP (Green, Mitchel y Polito) para suelos con poco contenido de finos</i>	153
c).	<i>Modelo de Park y Ahn (2013) para arenas.</i>	155
3.	Parámetros de degradación de presión de poro.	155
REFERENCIAS		157

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Una de las causas más dramáticas del colapso de edificaciones y de obras civiles durante un sismo es el que se genera por el fenómeno de licuación. Los suelos granulares saturados sin cohesión y confinados sometidos a cargas cíclicas, sufren un reacomodo de sus partículas generando un incremento en la presión de poro, por lo que tienden a perder su resistencia al esfuerzo cortante, llegando a ser total en algunos casos. Bajo esta condición, el suelo se comporta como un fluido. Cuando el suelo falla de esta manera, las estructuras que están desplantadas sobre él se hunden, o aquellas de tipo sobre compensado flotan.

En 1964 durante los terremotos de Alaska y Niigata ocurrieron fallas espectaculares asociadas al fenómeno de licuación, incluyendo el deslizamiento de taludes, fallas en cimentaciones de puentes y edificios, así como la emersión de estructuras enterradas (Kramer, 1996). En México el fenómeno también se ha manifestado predominantemente en las zonas costeras. Entre los daños ocasionados por este fenómeno, destacan los ocurridos por el sismo de Jáltipan en 1959, el de Michoacán en 1985, el de Manzanillo en 1995 y, recientemente, el de Mexicali de 2010.

1.1. Definición de licuación

Las definiciones de licuación son varias, algunos autores la dan en función de las observaciones de campo, otros han definido licuación a partir de resultados de laboratorio. Sin embargo, todos parecen estar de acuerdo intuitivamente al identificar las fallas en campo (Jaime, 1978).

Debido a lo anterior, el fenómeno de licuación se define a partir de las principales características observadas en ensayos de laboratorio y en la generación de éste en campo.

La licuación de suelos es un fenómeno que se produce en medios granulares saturados, el cual consiste en la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante debido a un incremento en la presión de poro. El incremento de la presión de poro del suelo es el resultado de la tendencia de las partículas a reacomodarse debido a las cargas cíclicas. El término licuación fue originalmente llamado por Mogami y Kubu, en 1953, para describir el fenómeno que ocurrió durante un sismo. Posteriormente, Terzaghi y Peck en 1967 se refirieron a *licuación espontánea* para describir la súbita pérdida de resistencia en arenas muy sueltas que causan deslizamientos debido a una perturbación en el medio.

Por tanto, cuando un medio granular en estado suelto saturado se deforma por la aplicación de esfuerzos o deformaciones de cortante, la presión efectiva disminuye debido al aumento de la presión de poros, pero el contacto entre partículas se mantiene. Como evidencia de esto, se tiene el hecho de que a presiones de confinamiento muy bajas el suelo tiene tendencia a la dilación la cual se manifiesta claramente en ensayos de laboratorio (*dilational spikes* también han sido observadas en registros sísmicos en suelos que licuaron). El comportamiento *dilacional* (*dilative* en inglés) no puede ocurrir sin contacto entre partículas (Rodríguez-Marek, 2016). De esta manera, el suelo pierde su resistencia y se comporta como un fluido, fenómeno que se conoce como licuación.

Los conceptos básicos del fenómeno de licuación de suelos fueron publicados por primera vez por Arthur Casagrande en 1936. Casagrande asoció el fenómeno de licuación con la curva de relación de vacíos crítica (e_{cr}), en la que una muestra de arena no sufre cambios de volumen durante el corte y, por tanto, no se genera presión de poro, o sea que muestras que tengan una relación de vacíos mayor que la crítica tenderán a densificarse, a aumentar la presión de poro y, por consiguiente, a licuarse, en tanto que muestras con una relación de vacíos menor que la crítica tenderán a dilatarse generando presión de poro negativa, lo que dará lugar a un incremento del esfuerzo efectivo y de la resistencia al cortante. Posteriormente, Casagrande demostró que la e_{cr} decrece al aumentar el esfuerzo de confinamiento (obtenido en ensayos drenados y con carga monotónica). Esto condujo a pensar que la susceptibilidad de licuación de una muestra de arena aumentaba al incrementarse la presión de confinamiento. Sin embargo, los cambios de volumen de una muestra sometida a carga repetida son diferentes a los obtenidos con carga monotónica y, por tanto, los resultados son distintos (Díaz Rodríguez et al., 1973).

1.2. Comportamiento de medios granulares

La investigación del comportamiento de medios granulares en México inició con las investigaciones del Profesor Raúl J. Marsal, reconsidera el problema desde sus aspectos más fundamentales y examina con una nueva visión la estructura de los medios granulares. Redefine conceptos comunes como esfuerzos y deformaciones mediante expresiones probabilistas en términos de las fuerzas de contacto entre partículas y de sus movimientos relativos. Propone expresiones que permiten cuantificar la magnitud de las fuerzas de contacto y su distribución de probabilidad. Marsal (1963, 1965) sugiere el uso de funciones aleatorias temporales para describir los complejos procesos internos que se desarrollan en los medios granulares sometidos a esfuerzos hidrostáticos y de cortante.

En este mismo sentido, Auvinet (1986) continúa con esta línea de investigación y en particular estudia el arreglo, el tamaño y la forma de las partículas, y su granulometría. Describe la granulometría de medios granulares discretos en función del número de partículas en lugar de volumen o peso. De igual manera, estudia el arreglo de las partículas dentro de una masa de material granular homogénea con los conceptos de número de partículas por unidad de volumen, área o longitud. Otro resultado interesante que Auvinet (1986) presenta es la existencia de anisotropía en la repartición de los contactos de materiales depositados por gravedad, demuestra que existe una concentración natural de los contactos sobre las partes superior e inferior de las partículas, mientras que en la parte media la concentración es menor.

1.2.1. Investigación del fenómeno de licuación en México

Díaz Rodríguez et al. (1973)

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuación, que los bien graduados. Dentro de los primeros, las arenas finas se licúan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales. Un depósito de arena suelta ($Dr < 50\%$) es más susceptible de sufrir licuación que uno de arena densa ($Dr > 70\%$). La susceptibilidad de licuación disminuye al aumentar el esfuerzo de confinamiento. Ensayes de laboratorio han mostrado que, para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento. Por otro lado, cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su e_{min} es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente. Investigaciones de campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad (0.005g) y se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16g). La resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo. Todos los estudios de laboratorio indican que en una muestra sujeta a carga repetida

con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo.

La diferencia principal entre pruebas estáticas o monotónicas y pruebas de carga repetida es la relación entre el cambio de presión de poro y el esfuerzo aplicado durante la carga. En un ensaye estático, una muestra de arena densa tenderá a incrementar su volumen antes de que la falla ocurra, causando una disminución de la presión de poro y un aumento de presión efectiva. En un ensaye con carga repetida, cada ciclo aumentará la presión de poro residual, la cual reducirá poco a poco el esfuerzo efectivo hasta que se alcance la condición de falla.

Conclusiones derivadas de estudios realizados con cámara triaxial cíclica indican que las arenas son más susceptibles a licuarse mientras más sueltas sean las muestras, menores las presiones confinantes, y cuanto mayores sean el número de ciclos de esfuerzo y magnitud.

Faccioli y Reséndiz (1975)

A partir de pruebas triaxiales monotónicas tipo consolidadas no drenadas se ha demostrado que el fenómeno de licuación está gobernado por la línea de relación de vacíos crítica (e_{cr}). En la Figura 1.1 se muestran líneas e_{cr} de distintas arenas y en la Tabla 1.1 se describen algunas de sus características.

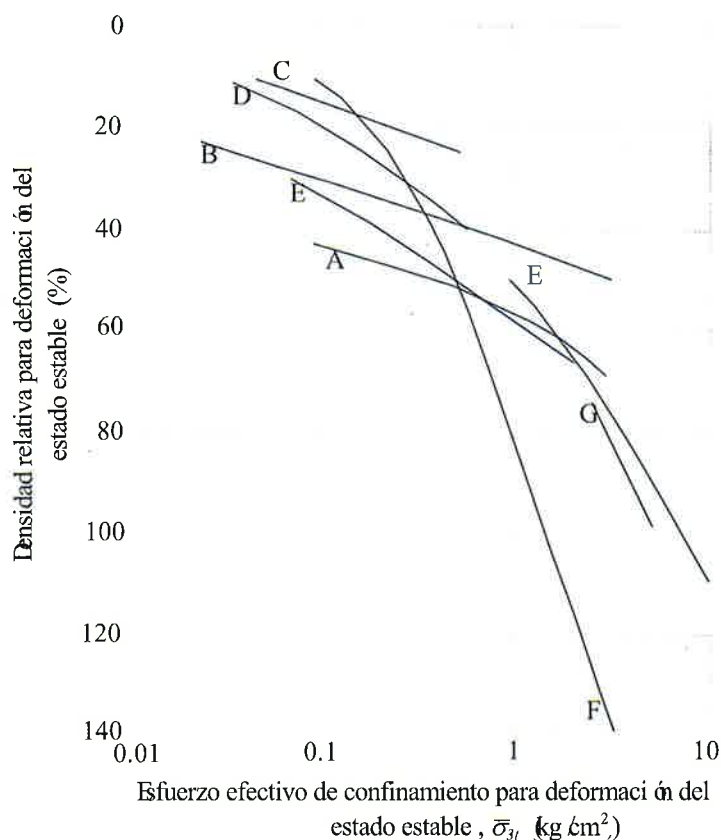


Figura 1.1. Líneas de relación de vacíos crítica (e_{cr}) de arenas descritas en la Tabla 1.1 (Faccioli y Reséndiz, 1975).

La línea e_{cr} se obtiene tanto en pruebas triaxiales cíclicas como en monotónicas. Una característica típica de ambos tipos de pruebas en arenas sueltas es que, después de haber alcanzado una resistencia pico bien definida, el espécimen experimenta un decremento importante en su resistencia y alcanza deformaciones

del orden del 20% en una fracción de segundo. Los incrementos progresivos de la presión de poro en pruebas cíclicas siguen el mismo patrón general de pérdida de volumen observado en pruebas drenadas, ver Figura 1.2.

Tabla 1.1. Tipos de arenas usadas en la Figura 1.1 (Faccioli y Reséndiz, 1975).

Tipo de Arena	Descripción	Tamaño del grano (mm)	Coefficiente de uniformidad (Cu)
A	Arena fina algo limosa a media con granos subangulares a angulares contiene algunos fragmentos de conchas	$D_{10}=0.13$ $D_{60}=0.40$	3.08
B	Arena limpia uniforme cuarzosa con granos subredondeados	$D_{10}=0.097$ $D_{60}=0.17$	1.8
C	Arena fina uniforme a media con granos angulares	$D_{10}=0.14$ $D_{60}=0.33$	2.3
D	Arena fina limpia media a fina	$D_{10}=0.15$ $D_{60}=0.90$	6.0
E	Arena fina uniforme, granos angulares, ligeramente micácea	$D_{10}=0.080$ $D_{60}=0.17$	2.1
F	Arena fina uniforme a media con granos angulares, contiene granos de forma aplanada que corresponden a vidrio de origen volcánico. Algunos granos se rompieron durante la prueba	$D_{10}=0.117$ $D_{60}=0.23$	2.0
G	Arena fina limosa con granos angulares	$D_{60}=0.15$ 26% pasa la malla No. 200 (0.074mm)	----

Re-licuación en suelos

Para conocer la posibilidad de re-licuación de un depósito de suelo saturado se deberá estudiar la edad del depósito e investigar la historia sísmica del sitio. Sin embargo, los depósitos de arena fina uniforme producto de transportación y de sedimentación errática, tales como los depósitos de ríos en zonas costeras, son probables de que presenten re-licuación. En este mismo sentido, se considera que la re-licuación de un mismo depósito se generará, siempre y cuando se presente una fuerza cortante mayor a la que provocó la primera licuación y/o que su condición de equilibrio favorezca un flujo adicional del suelo.

La re-licuación de suelos depende en gran medida de las condiciones de frontera en los suelos licuables, ya que, si las fronteras permiten la disipación de la presión de poro, entonces probablemente la licuación induzca un incremento en la densidad relativa, y por ello una menor probabilidad de licuación. En cambio, si las condiciones de frontera son tales que la disipación de la presión de poro no es posible a corto plazo, el suelo se asentará en condiciones tales que es posible que se genere un depósito con un alto potencial de licuación (Rodríguez-Marek, 2016).

Por otro lado, resultados de laboratorio muestran que se puede inducir en un espécimen de arena movilidad cíclica por segunda vez si éste se re-consolida bajo el mismo esfuerzo inicial (Faccioli y Reséndiz, 1975).

Alberto Jaime (1978)

Llevó a cabo una investigación de las características del comportamiento de arenas finas saturadas bajo carga estática y cíclica desarrolladas en pruebas triaxiales, triaxiales cíclicas y de cortante simple cíclico en

una y dos direcciones. Describe de manera detallada las diversas pruebas que tratan de reproducir las causas que originan el fenómeno de licuación, sus alcances y limitaciones.

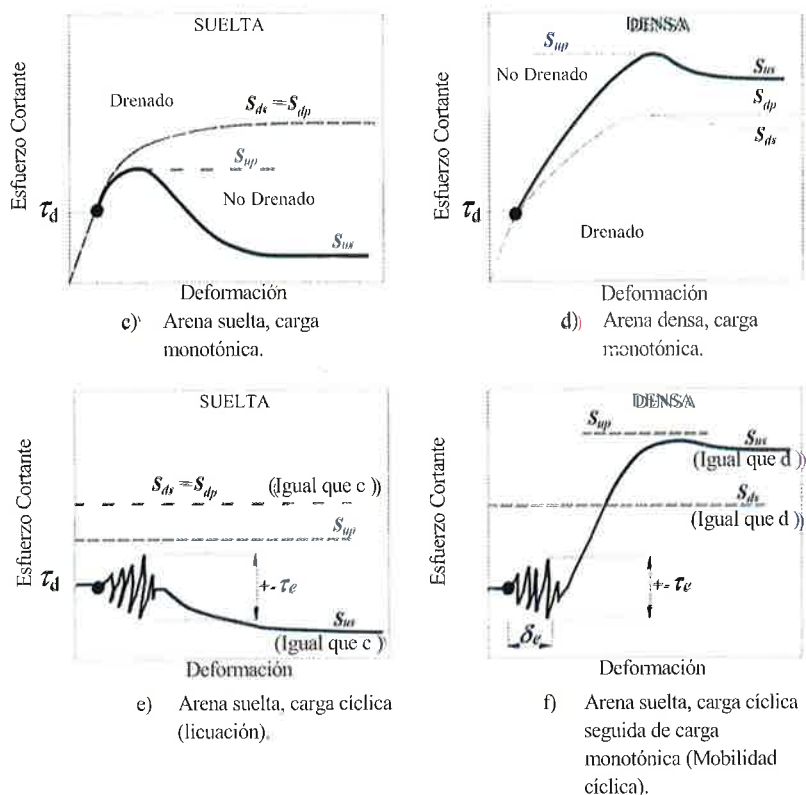


Figura 1.2. Prueba de cortante cíclico en arena saturada de Ottawa (Castro, 1969 y 1975).

Jesús Alberro (1992)

Alberro (1992) considera que la licuación depende de la forma de las partículas del suelo, de su estructura, de su porosidad y de su coeficiente de uniformidad. Los suelos formados con partículas esféricas, uniformes y en estado suelto son anisótropos, así como la de los suelos formados por partículas no esféricas o alargadas. Las partículas de estos suelos mantienen un contacto entre sí, el cual está sometido a una fuerza normal N y a una fuerza de corte T , ver Figura 1.3. La fuerza de corte debe ser inferior a la resistencia cortante (τ) por fricción para asegurar el equilibrio.

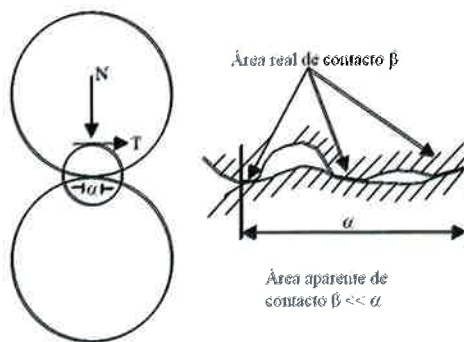


Figura 1.3. Contacto interparticular y áreas aparentes y reales de contacto (Alberro, 1992).

En la Figura 1.3 la superficie α de una partícula que es plana a nivel macroscópico no es perfectamente plana a nivel microscópico, por lo que sólo las cúspides de las asperezas entran en contacto. En estas áreas de contacto real β es donde los sólidos desarrollan adherencia. La resistencia a la fricción es independiente de la fuerza normal N aplicada. El principal efecto de un incremento de N es aumentar el área de contacto y la resistencia a la fricción depende del área real de contacto; por lo que dependiendo de la magnitud de la fuerza normal N , las áreas reales de contacto se desarrollan siguiendo las leyes de la elasticidad o de la plasticidad. Por otro lado, la resistencia a la fricción del contacto estará regida por dos tipos de leyes según se trate de un contacto elástico o plástico.

Alberro (1992) estudió el fenómeno de licuación a partir de trayectorias de esfuerzo efectivos de una muestra de arena bajo dos condiciones de densidad (muy suelta y suelta), las muestras fueron sometidas a pruebas triaxiales de compresión tipo consolidadas no drenadas con deformación controlada, observó que en pruebas triaxiales cíclicas la redistribución y la generación de presión de poro se torna crítica cuando ésta sobrepasa el 50% de la presión confinante. También observó que el comportamiento de probetas ensayadas en compresión difiere notablemente del que se observa cuando se llevan a la falla en extensión, dicha diferencia la atribuyó a la anisotropía que se presenta en los medios granulares.

Por lo tanto, la falla por licuación ocurre como consecuencia del desarrollo de presiones de poro altas lo que genera que el suelo sufra una reducción substancial de su resistencia al esfuerzo cortante y presente grandes deformaciones repentinas, mismas que se desarrollan bajo el estado de esfuerzos actuantes del suelo. Experiencias en campo y en pruebas de laboratorio indican que la licuación se desarrolla en arenas sueltas a muy sueltas, sometidas a esfuerzos cortantes altos. En estas circunstancias, perturbaciones estáticas bajas o dinámicas pueden ser suficientes para provocar la licuación.

Ovando y Segovia (1996)

Movilidad cíclica de suelos granulares

A lo largo de los años se han realizado análisis en muestras de arena (Finn et al., 1969; Seed, 1970; Alberro, 1992; Ovando y Segovia, 1996). Los primeros estudios fueron desarrollados por Seed (1970) quien analizó el comportamiento de arenas finas uniformes saturadas, bajo un esfuerzo controlado drenado en pruebas triaxiales cíclicas y de corte directo. A partir de estas investigaciones Seed e Idriss (1970) definieron la ocurrencia de licuación en dos estados: Licuación Inicial y Licuación Total o Final.

- La licuación inicial, es el instante en el que la presión de poro alcanza el valor del esfuerzo de confinamiento por primera vez durante la prueba.
- La licuación total o final, es el estado que corresponde a una amplitud de deformación del 20%.

En arenas sueltas la licuación inicial y total ocurre casi simultáneamente; por otro lado, en arenas densas se pueden requerir de 10 a 100 ciclos de carga para alcanzar dicha transición. El número de ciclos necesarios para causar la licuación inicial se incrementa con la densidad relativa (D_r) y decrece con la relación del esfuerzo desviador cíclico y el esfuerzo de confinamiento efectivo (σ'_c).

Por otro lado, Finn et al. (1969) demostraron que se llega a los mismos resultados tanto en ensayos de corte simple cíclico como en ensayos triaxiales; pero se deben tomar en cuenta las diferencias entre los esfuerzos de confinamiento inicial que se desarrollan en ambos ensayos de laboratorio.

El término de movilidad cíclica se usa cuando ocurren deformaciones grandes. El desarrollo de la movilidad cíclica está íntimamente relacionado con las condiciones experimentales involucradas. La movilidad cíclica observada en laboratorio ocurre aun en arenas muy densas, por lo que la resistencia a la movilidad cíclica aumenta con el incremento de la presión de confinamiento y disminuye al aumentar la magnitud del esfuerzo cíclico. En este mismo sentido, cuando una muestra está sometida a una carga repetida, con un determinado nivel de esfuerzo o deformación, el inicio de la licuación depende de la aplicación de un

número requerido de ciclos de esfuerzo. Por otro lado, se ha observado que las ondas de cortante empleadas en el laboratorio pueden ser senoidales, rectangulares, triangulares y trapezoidales; sin embargo, la resistencia a la licuación con relación a una onda de corte rectangular decrece cerca del 15% de la resistencia a la licuación con respecto a una onda de corte senoidal. La forma de las ondas de un esfuerzo cortante cíclico generadas en el suelo por un sismo es irregular; sin embargo, en laboratorio la resistencia a la licuación se determina con esfuerzos cortantes cíclicos regulares por lo que se debe realizar una conversión para obtener el esfuerzo cortante cíclico irregular.

Finalmente, la secuencia y las condiciones bajo las cuales se aplica un estado de esfuerzos a una muestra influyen en su comportamiento. Se ha comprobado que la trayectoria de esfuerzos durante la consolidación de una muestra afecta su resistencia a la licuación, por ejemplo, la resistencia de las arenas preconsolidadas es un 30% a un 60% superior al de las arenas normalmente consolidadas (Ovando y Segovia, 1996).

Dado el estado actual del conocimiento, Castro (1975) recomienda considerar la teoría del estado crítico como un postulado aceptable para analizar la licuación y admitir que el fenómeno de movilidad cíclica puede estar gobernado por un mecanismo diferente. Se debe reconocer que los resultados de pruebas de laboratorio en arenas medias y densas proporcionan estimaciones conservadoras de la resistencia a la movilidad cíclica en condiciones de campo. Un análisis comparativo de los resultados obtenidos de pruebas triaxiales cíclicas y de evidencias de campo del comportamiento de arenas saturadas durante sismos proporcionó información que sustenta la afirmación anterior (Faccioli y Reséndiz, 1975).

1.2.2. Características del comportamiento

Comportamiento monotónico

Para entender el fenómeno de licuación es necesario estudiar el comportamiento no drenado de una muestra de arena. En la Figura 1.4 se muestran los resultados de pruebas a compresión triaxial de arenas de Toyoura (Japón) con misma relación de vacíos inicial y diferentes esfuerzos de confinamiento (Ishihara, 1993). Los resultados se grafican en el espacio ($p'-q$) y esfuerzo desviador (q) contra deformación axial (ϵ).

En la Figura 1.4 se observa que a esfuerzos de confinamiento altos (0.06 y 0.1 MPa) las arenas muy sueltas (densidad relativa 16%) muestran un comportamiento contractivo durante el cortante no drenado. Cuando el esfuerzo cortante alcanza su máximo valor 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.*, 1985). Sin embargo, a esfuerzos de confinamiento bajos (0.01 y 0.02 MPa) la arena muestra una respuesta dilatante hasta alcanzar el estado estable.

La confirmación del comportamiento básico de una arena sugerido por Castro (1969) y plasmado en la teoría del estado crítico, el cual muestra que 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. El estado estable o estado crítico representa un estado último que se representa por una línea en el espacio $p'-q$ y $p'-e$, donde p' es el esfuerzo efectivo octaédrico y e es la relación de vacíos, Figura 1.5.

Castro (1969) encontró tres tipos de comportamiento esfuerzo-deformación en muestras de arenas con diferentes estados: suelto, medio y denso. Estas fueron ensayadas en pruebas triaxiales cíclicas consolidadas isotrópicamente. A continuación, se presenta una descripción de estos comportamientos en diagramas $p'-q$, esfuerzo-deformación y presión de poro - deformación con respecto a la línea del estado último o estado estable.

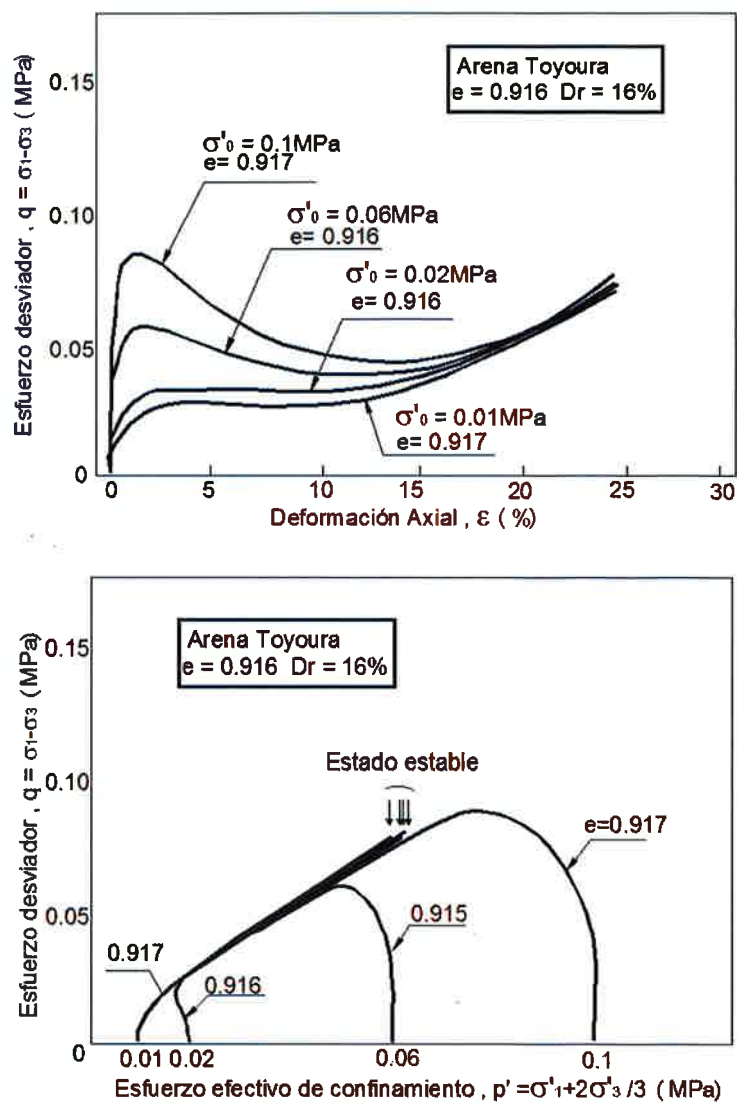


Figura 1.4. Comportamiento no drenado de arenas de Toyoura (Ishihara, 1993).

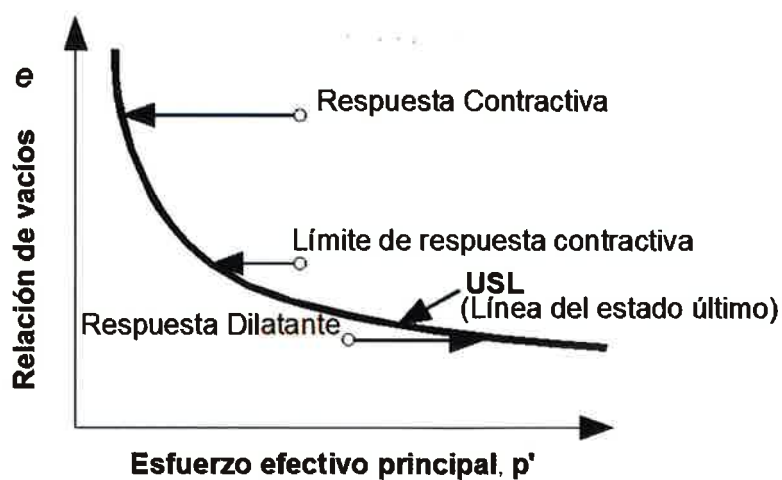


Figura 1.5. Línea del estado último (Robertson y Wride, 1998).

Estado suelto

En la Figura 1.5 se observa que muestras con una relación de vacíos inicial alta (estado muy suelto), y que se encuentran por encima de la línea del estado estable o línea del estado último, tendrán una respuesta contractiva.

Por otro lado, en la Figura 1.6 (a) la trayectoria de esfuerzos presenta una respuesta contractiva hasta interceptar la línea del estado estable o alcanzar la superficie de colapso, debido al aumento de presión de poro positiva, ver Figura 1.6 (c), la cual anula los esfuerzos efectivos y genera que la muestra se licúe, presentando grandes deformaciones denominadas de flujo.

En la Figura 1.6 (b) se observa que cuando se alcanza 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 puede ser nulo.

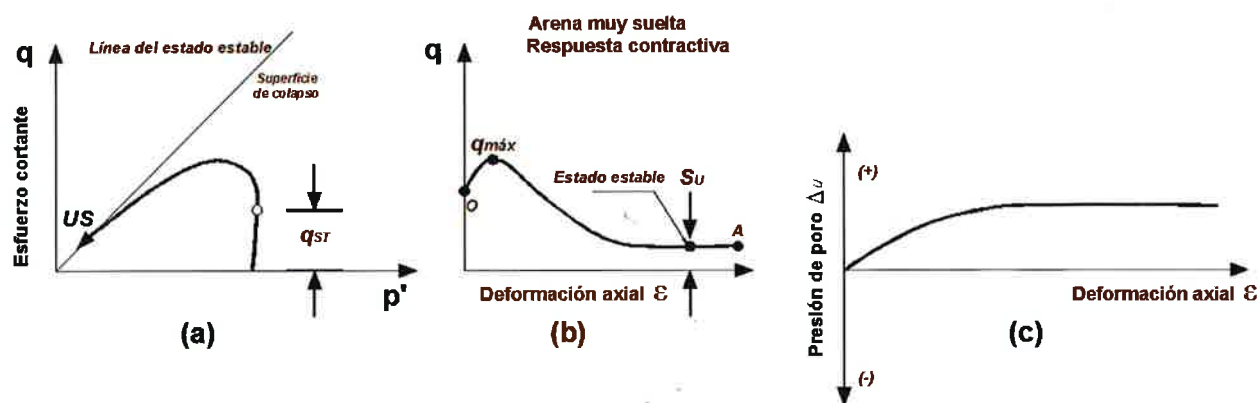


Figura 1.6. Comportamiento de arena muy suelta (Robertson y Wride, 1998).

Estado denso

Para un estado denso, en la Figura 1.5 se observa un suelo con una relación de vacíos inicial baja, misma que se encuentra por debajo de la línea del estado estable o estado último, la cual muestra una respuesta dilatante hasta alcanzar el estado estable.

De igual manera en la Figura 1.7 (a) se observa que la condición del estado estable se alcanza a un nivel grande de esfuerzos, atraviesa una línea de transformación de fase que representa el cambio de respuesta contractiva a dilatante, esto indica que no puede ocurrir la falla no drenada del material, a menos que el suelo llegue a perder resistencia debido a la redistribución de la presión de poro.

En la Figura 1.7(b) se observa que la muestra de arena inicialmente se contrae (OA) pero después se dilata (AB) presentando alta resistencia a grandes deformaciones. Este comportamiento es inducido por un pequeño incremento en la presión de poro y después por un decremento del mismo hasta valores negativos, ver Figura 1.7 (c).



Figura 1.7. Comportamiento de arena en estado denso (Robertson y Wride, 1998).

Estado medio

Finalmente, la muestra de suelo con compactación media marca una respuesta contractiva que tiende a un estado cuasi-estable (QSS) antes de dilatarse y alcanzar el estado estable, ver Figura 1.5.

En la Figura 1.8 (a) se muestra que la trayectoria de esfuerzos cambia de dirección debido al incremento de rigidez y comienza a subir a lo largo de la línea del estado estable. El cambio contractivo a dilatante constituye una transformación de fase (Ishihara, 1993). Su comportamiento puede ser principalmente contractivo y también puede ocurrir que experimente una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en una muestra que alcanza el estado estable (arena suelta).

En la Figura 1.8 (b) se observa que la muestra alcanza una resistencia máxima para pequeñas deformaciones (OA) y después moviliza una resistencia reducida que permanece aproximadamente constante durante un intervalo más o menos grande de deformaciones (AB) y después recupera parte de la capacidad para resistir esfuerzos cortantes (BC).

En la Figura 1.8 (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. Estos incrementos pueden producir disminuciones en los esfuerzos efectivos y tener deformaciones de gran magnitud.

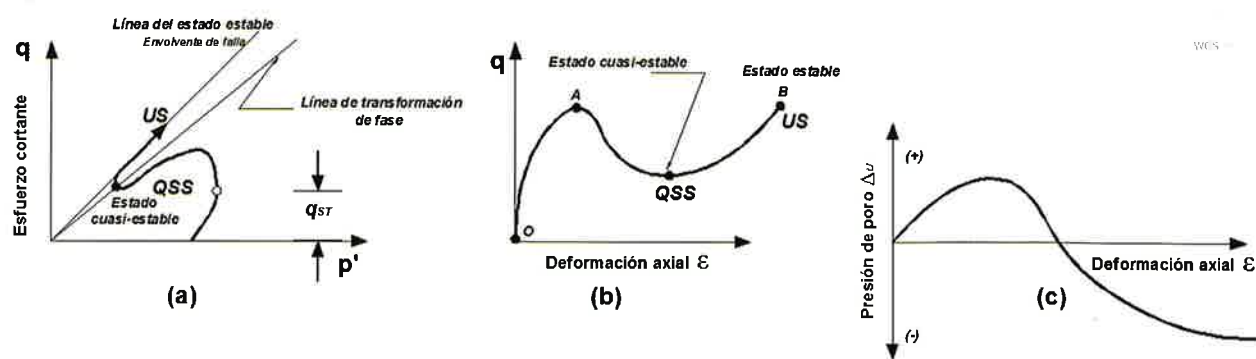


Figura 1.8. Comportamiento de arena en estado medio (Robertson y Wride, 1998).

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

Comportamiento ante carga cíclica

El paso de las ondas sísmicas distorsionales (ondas S) a través de una masa arenosa produce esfuerzos cortantes cíclicos. Si las ondas inciden verticalmente, los esfuerzos cortantes actúan en planos horizontales. Estas condiciones de esfuerzo, que corresponden a las de deformación plana, pueden simularse aproximadamente en laboratorio. Si se quiere estudiar el comportamiento a pequeñas deformaciones, deben emplearse columnas resonantes o cámaras triaxiales con dispositivos para la deformación local de deformaciones (Ovando y Segovia, 1996).

Durante la carga cíclica generalmente se desarrolla presión 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 genera 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 Figura 1.9. Cuando la carga cíclica se detiene las deformaciones también; sin embargo, la redistribución de la presión de poro continúa.

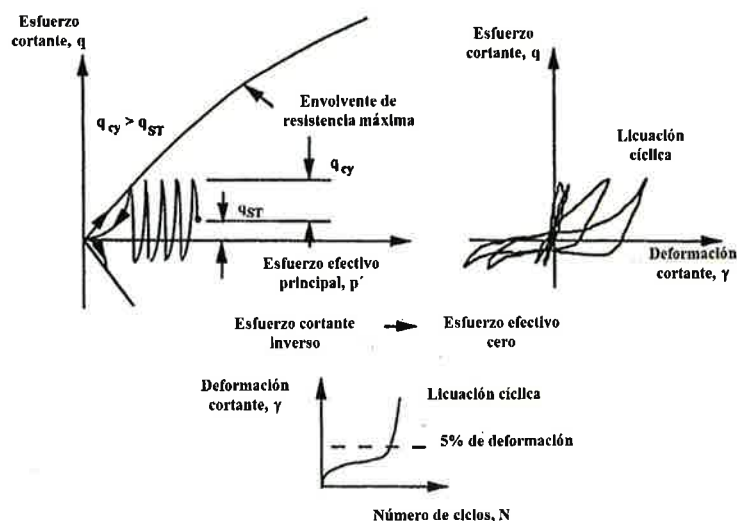


Figura 1.9. Comportamiento cíclico no drenado que ilustra la licuación cíclica de una arena (Robertson y Wride, 1998).

Si no hay esfuerzo cortante inverso, el estado de esfuerzo podría no alcanzar el esfuerzo efectivo igual a cero. Como resultado, sólo 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.

1.3. Factores que influyen en la licuación de arenas

1.3.1. Historia y geología

La licuación generalmente ocurre en depósitos granulares del Holoceno al Pleistoceno, donde el nivel de agua freáticas (NAF) está a menos de 15m de profundidad. El ambiente de depósitos de suelo y su hidrología contribuyen a que se incremente el potencial de licuación. Depósitos de suelos aluviales, fluviales, coluviales con un NAF muy superficial tienen mayor riesgo a licuarse.

1.3.2. Composición del suelo

La forma de las partículas, su distribución, la orientación de sus contactos intergranulares y la magnitud de las fuerzas de fricción interparticulares son determinantes para la ocurrencia de la licuación. Materiales granulares con partículas angulares y bien graduados son menos susceptibles de licuarse que los suelos con partículas redondas y mal graduados.

Las arenas finas y las arenas limosas son suelos con alta probabilidad de licuarse, ver Figura 1.10. El coeficiente de permeabilidad deberá evaluarse en combinación con el patrón de drenaje, con las condiciones de frontera y con la densidad del sitio. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los suelos SM-SC y GM-GC son susceptibles a licuarse. Suelos con un contenido de finos de entre 3% al 8% se deben considerar estructuras granulares sueltas debido a la disminución del número de contactos intergranulares.

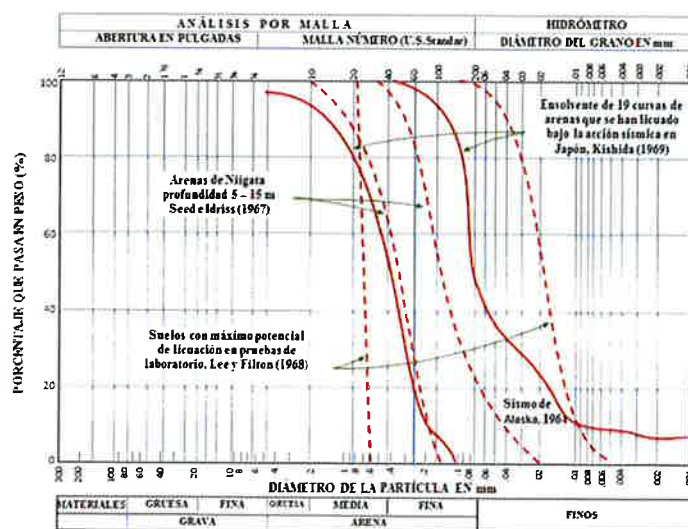


Figura 1.10. Efecto del tamaño de la partícula en la susceptibilidad de la licuación (Faccioli y Reséndiz, 1975).

1.3.3. Relación de vacíos (e) y Densidad relativa (Dr)

La densidad relativa es uno de los parámetros más importantes que gobierna el comportamiento de los suelos granulares, y por ello su relevancia en el fenómeno de licuación. No en vano, los análisis y métodos de licuación dependen de este parámetro, tales como la susceptibilidad a la licuación en suelos granulares, el potencial de licuación, la estimación de asentamientos y desplazamientos laterales. Este parámetro puede ser obtenido de pruebas de laboratorio o a partir de los datos de pruebas de SPT y CPT. Asimismo, éste proporciona una evaluación de la susceptibilidad a licuación en arenas, en la Figura 1.11 se presenta un esquema que permite evaluar cualitativamente la susceptibilidad en función de la Dr .

Los suelos con una relación de vacíos baja y una densidad relativa mayor al 65% son menos susceptibles a la licuación. Una arena es licuable si $Dr < 65\%$; sin embargo, se ha observado que algunas arenas se han licuado aun con valores de Dr cercanos al 80% (Ovando y Segovia, 1996).

Si la magnitud del esfuerzo cíclico es muy grande, un depósito con una relación de vacíos mayor que su e_{min} es susceptible a la pérdida parcial o total de su resistencia.

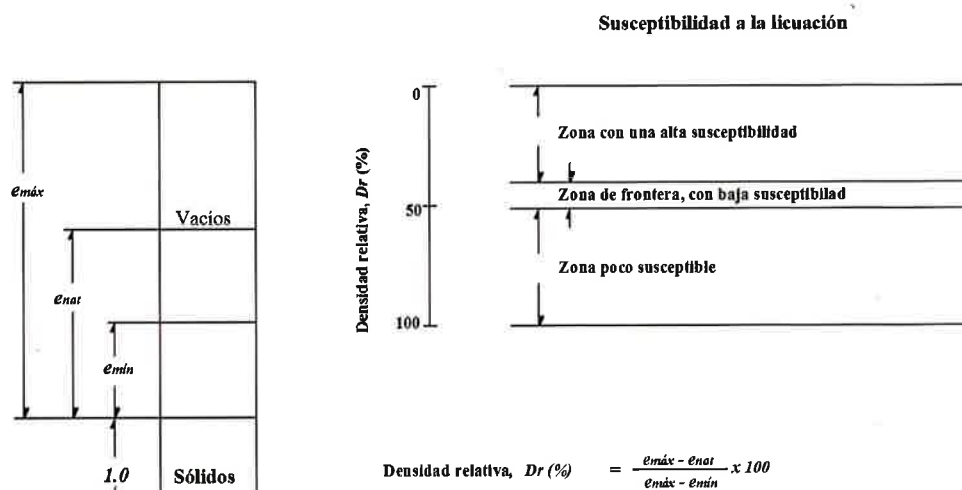


Figura 1.11. Concepto de densidad relativa (Henríquez, 2007).

1.3.4. Influencia del contenido de finos (Susceptibilidad a la licuación)

La evaluación de la susceptibilidad, es el primer paso a realizar dentro de los análisis de licuación, como se vio anteriormente, dada la naturaleza de los suelos granulares, en particular las arenas, son suelos susceptibles a licuarse, lo cual puede ser fácilmente evaluado a partir de la densidad relativa. Sin embargo, para suelos con un porcentaje de finos significativo, la evaluación se vuelve más compleja. Esta situación ha sido tema de discusión para los expertos en los últimos años, centrándose en la susceptibilidad de suelos tales como *Limos* y *Limos arcillosos*.

Uno de los criterios más amplios y utilizados en las últimas décadas para determinar la susceptibilidad de licuación es el *Criterio Chino Modificado* (Wang, 1979; Seed e Idriss, 1982). De acuerdo con este criterio, la susceptibilidad a la licuación en suelos con contenidos de finos considerables, puede evaluarse mediante la gráfica de la Figura 1.12. En la que para suelos graficados arriba de la línea A de la carta de plasticidad, son considerados susceptibles a licuarse si cumplen con las siguientes características, Figura 1.12:

- 1.- Fracción más fina que 0.005 mm = 15%
2. Límite líquido (LL) = 35%
3. Contenido de agua = 0.9LL

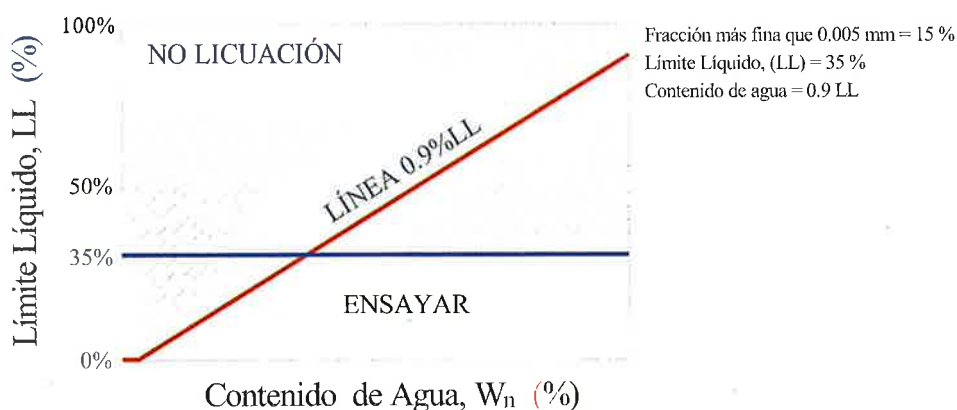


Figura 1.12. Criterio Chino Modificado (Wang, 1979; Seed e Idriss, 1982).

Sin embargo, recientes investigaciones indican que los suelos con contenidos de finos mayor que el especificado en el Criterio Chino Modificado presentan licuación. De acuerdo con lo anterior, Andrews y Martin (2000) re-evaluaron la base de datos de los casos analizados por Wang (1979), en donde tomaron en cuenta el tamaño de partículas menor de 0.002 mm; con base en pruebas triaxiales cíclicas y en el comportamiento observado en campo, estos autores sugieren lo siguiente (Seed et al., 2003):

1. Los suelos con alta plasticidad son susceptibles a sufrir un incremento cíclico de la presión de poro y por consecuencia una pérdida mayor de resistencia que la sugerida por el método del Criterio Chino Modificado.
2. La transición en el comportamiento de suelos con plasticidad mayor, y que no son propensos a la generación de presión de poro cíclica, presentan una pérdida de resistencia gradual.

En la Tabla 1.2 se indican las conclusiones del criterio de Andrews y Martin (2000).

Tabla 1.2. Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas (Andrews y Martin, 2000).

	Límite líquido ¹ < 32	Límite líquido ¹ ≥ 32
Contenido de arcillas ² < 10%	Susceptible a licuarse	Se requieren estudios (Tomando en cuenta las partículas de arcillas no plásticas, como las Micas)
Contenido de arcillas ² ≥ 10%	Se requieren estudios (Tomando en cuenta las partículas de arcillas no plásticas)	No Susceptible a licuarse

¹Límite líquido determinado con aparatos de percusión (Copa de Casagrande)

²Tamaño de partícula de arcilla menor de 0.002 mm

Otra consideración del criterio Andrews y Martin (2000) es que suelos con baja plasticidad (arenas y algunos suelos limosos) experimentan licuación a partir de un nivel de deformaciones tangenciales relativamente bajas (generalmente del orden de un 3 a un 6%) y su pérdida de resistencia puede ser importante. Por otro lado, suelos con alta plasticidad también pueden exhibir una pérdida de resistencia al incrementarse la presión de poro, pero dicho incremento será mucho menor que el asociado a los suelos licuables de baja plasticidad, además de que la pérdida de resistencia se producirá a grandes deformaciones (Seed et al., 2003).

Seed et al. (2003), recomiendan que se deje de emplear el Criterio Chino Modificado, dado que existen casos de licuación de suelos en donde el porcentaje de finos ha sido entre 10 y 15 %.

En la Figura 1.13 se presentan las recomendaciones acerca de la licuación de suelos con contenidos importantes de finos. Suelos dentro de la **zona A** de la carta de plasticidad son considerados susceptibles a licuación, siempre y cuando, el contenido natural de agua sea igual o mayor a 0.80 del límite líquido. Los suelos dentro de la **zona B**, caen dentro de un rango de transición entre la zona susceptible a licuarse y la no susceptible a licuación. Debido a lo anterior, se deben realizar ensayos con muestras inalteradas para determinar su susceptibilidad a licuarse.

Experimentalmente se ha demostrado, que los suelos situados en esta zona, han sido susceptibles a licuarse cuando su contenido de agua ha sido mayor al 85 % del límite líquido. Suelos dentro de la **zona C** generalmente no son susceptibles de licuación, pero pueden ser muy sensitivos y vulnerables a la pérdida de resistencia debido al remoldeo generado por grandes desplazamientos cortantes (Seed et al., 2003).

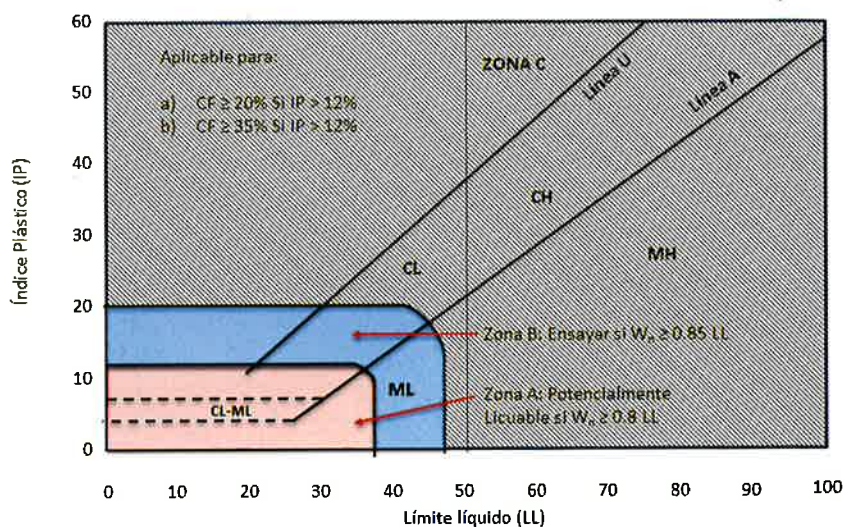


Figura 1.13. Recomendaciones acerca de la evaluación de la susceptibilidad de licuación para suelos con contenidos de finos significativos (Seed et al., 2003).

Recientemente, Bray et al. (2004) propusieron un nuevo criterio para evaluar la susceptibilidad en suelos con contenidos de finos importantes significativos. Este criterio se basó principalmente en observaciones de fallas inducidas durante el sismo de Kocaeli (1999) en Adapazari, Turquía; así como en los resultados de pruebas cíclicas sobre muestras en algunos sitios en estudio. Este criterio considera que suelos finos con índices de plasticidad $PI \leq 12$ y contenidos de agua (w) mayor que el 85% del límite líquido (LL) ($w > 0.85LL$) son susceptibles a licuarse, mientras que suelos con $12 < PI < 20$ y $w > 0.8LL$ son *sistemáticamente más resistentes a la licuación, pero aún susceptibles a la movilidad cíclica* (Bray et al., 2004). Las condiciones de este criterio se muestran en la Figura 1.14 junto con los datos de límites de consistencia para suelos finos que Bray et al. (2004) identificaron como licuables en 12 sitios en Adapazari, Turquía. En esta figura se puede observar una estrecha envoltura para los datos de $PI \leq 12$.

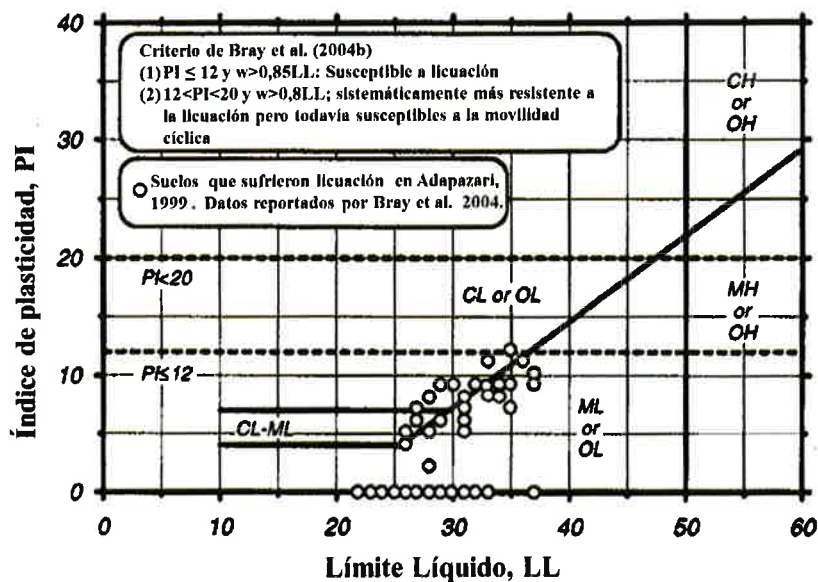


Figura 1.14. Recomendaciones acerca de la evaluación de la susceptibilidad de licuación para suelos con contenidos de finos significativos, criterio de Bray et al., (2004) (Modificado de Boulanger e Idriss, 2006).

1.4. Consecuencias de la licuación de suelos

Las fallas atribuibles a licuación son masivas, no presentan planos de deslizamiento definidos e involucran volúmenes de material muy importantes, ya que afectan zonas extensas. En general estas fallas son catastróficas y se presentan en lapsos de minutos hasta unas cuantas horas (Jaime, 1978).

La falla de flujo, el desplazamiento lateral, las oscilaciones del terreno, la pérdida de la resistencia del suelo, la generación de volcanes de arena y los asentamientos por reconsolidación, son algunas de las consecuencias que se desarrollan cuando se presenta el fenómeno de licuación en el sitio. A continuación, se describe cada una.

1.4.1. Falla de flujo

La falla de flujo se caracteriza por el desplazamiento de grandes masas de suelo, pueden estar compuestos por suelo licuado y por bloques de material. Este fenómeno se presenta en taludes con pendientes superiores a los tres grados, ver Figura 1.15.

Los deslizamientos se inician repentinamente y son un proceso gradual en el cual, en lapsos de pocos minutos, la masa de suelo afectada se desliza como si fuera un fluido espeso. En un caso real se observó que el flujo es progresivo y viaja a una velocidad de 50m/h con una duración de unas cuantas horas a un día. Estos desplazamientos, vistos en planta, tienen forma de abanico y ocurren principalmente en depósitos aluviales de arenas finas y uniformes en estado suelto (Jaime, 1978).

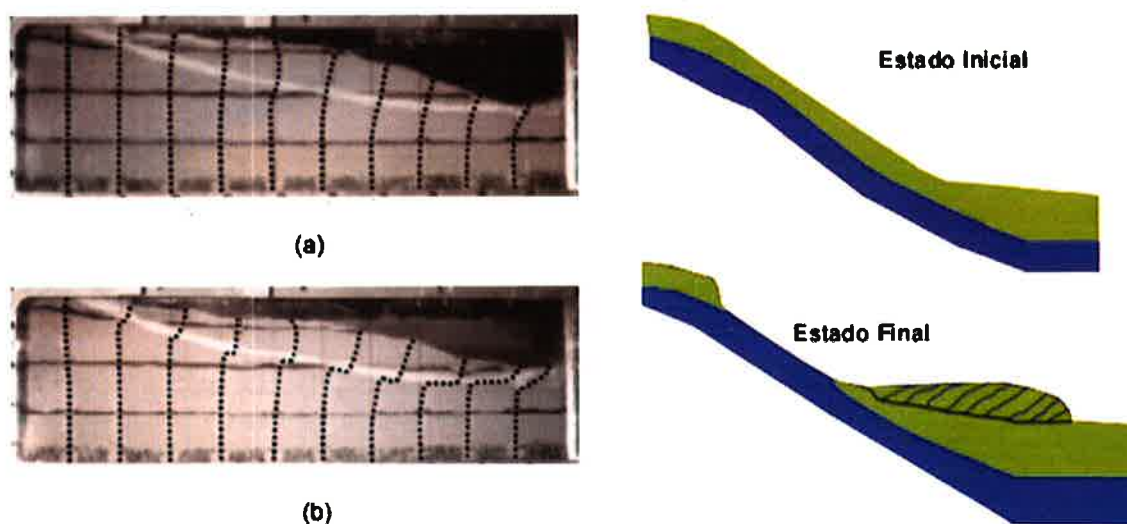


Figura 1.15. Representación de falla de flujo (modificado de Boulanger e Idriss, 2015).

1.4.2. Desplazamiento lateral

Se presenta debido a la geometría de la superficie del terreno, tal como en pendientes suaves, menores a los tres grados, y se incrementa en las cercanías a canales o ríos. Ocurre como respuesta a la combinación de las fuerzas de la gravedad y las inerciales que se generan durante el sismo, ver Figura 1.16.



Figura 1.16. Desplazamientos laterales inducidos por licuación, Manzanillo, Colima 2003.

(Foto del Dr. Joseph Wartman: http://geerassociation.org/index.php/component/geer_reports/?view=geerreports&id=58)

1.4.3. Oscilaciones del terreno

Se presenta en estratos subyacentes relativamente horizontales y se manifiesta en forma de ondas que van acompañadas por la apertura y cerramiento de fisuras en el suelo, y de la fractura de estructuras rígidas como pavimentos y tuberías. Las fallas de los edificios ocurren como si se hundieran en un líquido espeso, no se encuentran superficies de deslizamiento ni abultamientos de suelo alrededor de las estructuras, ver Figura 1.17a y b.



Figura 1.17. a) Fisuras en el terreno debido a licuación, sismo de San Fernando, California.

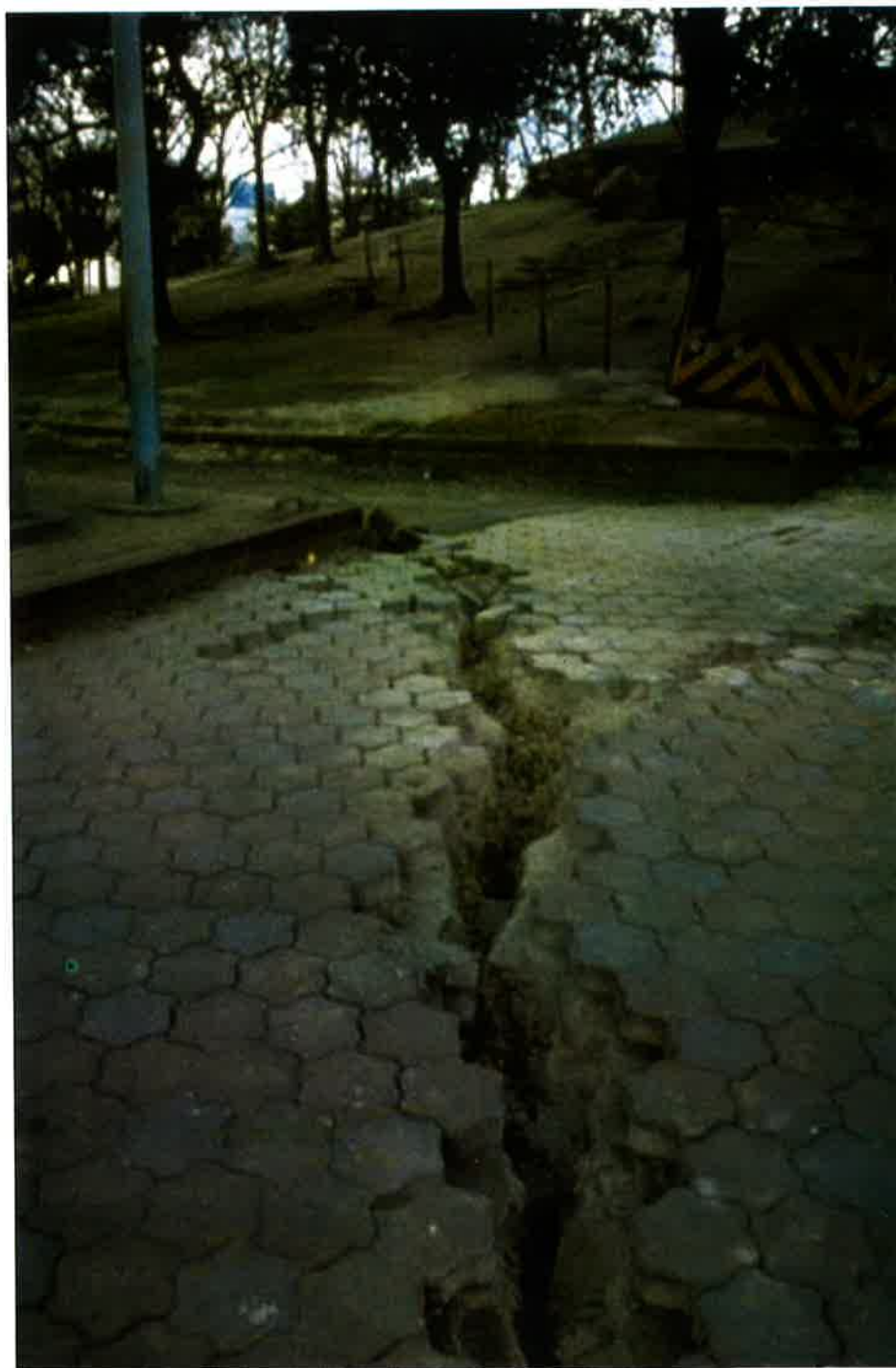


Figura 1.17. b) Fisuras en el parque Osakako, durante el sismo de Kobe, Japón 1995.

1.4.4. Pérdida de la resistencia del suelo y asentamientos por reconsolidación

Otra consecuencia de la licuación del terreno es la pérdida de la resistencia del suelo. Provoca que las estructuras superficiales se hundan y/o se inclinen por el movimiento de la cimentación inducido por la pérdida de la resistencia cortante del suelo; sin embargo, también pueden ocurrir asentamientos causados por la reconsolidación de los suelos licuados, ésta se presenta cuando la presión de poro se disipa, ver Figuras 1.18 y 1.19.



Figura 1.18. a) Volcamiento de edificio durante el sismo de Izmit, Turquía, 1999.



Figura 1.18. b) hundimiento detrás del muro de un muelle durante el sismo de Kobe, Japón 1995.



Figura 1.18.c) hundimiento de edificio en el sismo de Colima, 1995.



Figura 1.19. a) Hundimientos en el terreno debido a licuación.



Figura 1.19. b) Hundimientos en el terreno debido a licuación.

1.4.5. Volcanes de arena

La licuación de arenas genera presiones de poro muy altas, las cuales obligan a que el agua fluya rápidamente de manera ascendente lo que genera que se formen pequeños volcanes de arena, ver Figura 1.20.



Figura 1.20. a) Volcanes de arena.



Figura 1.20. b) Volcanes de arena.

1.5. Algunos casos de licuación en México

El territorio mexicano está contenido en cinco placas tectónicas: Norteamericana, Pacífico, Rivera, Cocos y Caribe. La mayor parte del país se encuentra sobre la placa Norteamericana; sin embargo, la península de Baja California se localiza sobre la placa del Pacífico y el sur de Chiapas se ubica dentro de la placa del Caribe.

Las placas oceánicas de Rivera y Cocos se localizan bajo el océano Pacífico en las costas de Nayarit, Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca.

En la Figura 1.21 se muestra la localización de algunos de los sismos más importantes registrados en México. Las regiones donde existe una ausencia en la actividad sísmica, pero en las que se tienen registros de sismos importantes ocurridos en el pasado, se denominan brechas sísmicas. A estas zonas se asocia la máxima probabilidad de ocurrencia de un gran temblor en un lapso relativamente breve (Sing y Ordaz, 1990). En la Figura 1.22 se muestran las zonas que han presentado el fenómeno de licuación en México.

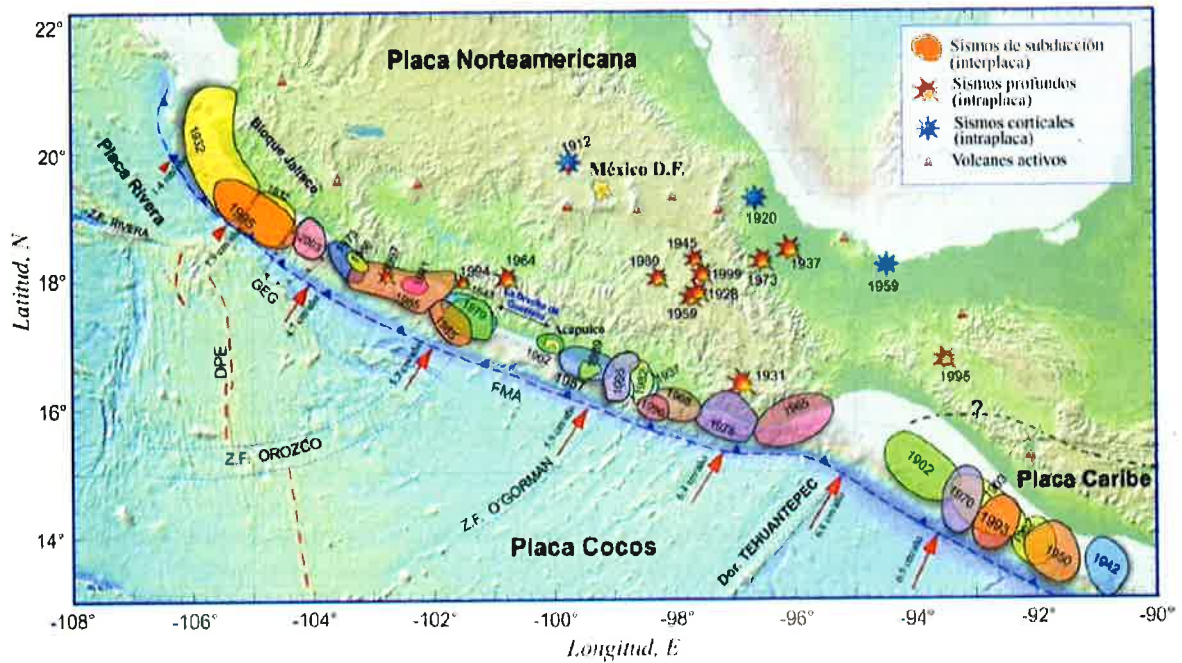


Figura 1.21. Localización de los sismos más importantes de México (Kostoglodov y Pacheco, 1999).



Figura 1.22. Localización de zonas con ocurrencia de licuación en México (Jaimes, 2004).

1.5.2. Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)

El área epicentral de Chiapa de Corzo, se encuentra en el extremo norte de un anticlinal en caliza, conocido como el Cerro Brujo, se localiza cerca del río Grijalva. Entre los ríos Grijalva y Santo Domingo predominan lutitas y calizas; sin embargo, los suelos de la región son residuales y alcanzan algunos metros de espesor. En las áreas adyacentes del cauce del Río de Santo Domingo, y donde la topografía de las terrazas antiguas lo permite, se han depositado muchos aluviones recientes constituidos casi en su totalidad por arenas medias. Los aluviones arenosos recientes fueron depositados directamente en las terrazas antiguas con la excepción de aquellos lugares donde estas últimas fueron erosionadas; en cuyo caso, los aluviones se depositaron directamente sobre la caliza y la lutita.

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

Estos sismos causaron licuación en arenas aluviales depositadas directamente en la caliza y la lutita: Arena media y fina uniformes con una compacidad aproximada de 40-60%, localizadas a una profundidad no mayor de 10m, con granulometría de $0.6 \text{ mm} < 1.5 \text{ mm}$ y $C_u < 4$ (Dawson, 1980). El nivel de aguas freáticas se encontraba a una profundidad de 1 a 2m, aproximadamente.

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

1.5.3. Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)

La isla de En medio, Lázaro Cárdenas, se localiza en el delta del río Balsas, las diferentes unidades geológicas que forman el delta antiguo y el delta moderno son de una alta complejidad. Estos son los más importantes por su extensión y localización dentro de la zona. Los depósitos del delta antiguo están formados por conglomerados, aluviones, arenas y suelos finos en estado muy compacto. Los depósitos del delta moderno son aluviones, grava, arenas y arenas limosas en estado suelto a medianamente compacto, con algunos depósitos de limos y arcillas suaves (Mooser, 1987).

La desembocadura del río Balsas se encuentra en una zona que tiene una alta sismicidad. El 14 de marzo de 1979, se registró un sismo de una magnitud de 6.5 en la escala de Richter, cerca de las costas de Guerrero, entre Acapulco y la desembocadura del río Balsas, a una distancia de 50km de Lázaro Cárdenas, la profundidad del foco se localizó a 30km, causando una aceleración máxima del terreno de 0.3g.

Debido al fenómeno de licuación aparecieron grietas y volcanes de arena. Después del sismo se encontró un tirante de agua sobre los volcanes (Jaime et al., 1979). La licuación se presentó en un estrato de arena fina gris con un contenido de finos menor al 15%, dicho estrato presentó una resistencia a la penetración estándar de 5 hasta 28 golpes, con granulometría de $0.074 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$, $C_u < 10$ y porcentaje de finos de entre 5 y 15% (Jaime et al., 1979).

1.5.4. Valle de Mexicali, Baja California (1980)

Los depósitos fluvio-lacustres de la zona, están constituidos por limos arcillosos y arcillas parcialmente cementadas, se extienden más allá de los 100m de profundidad hasta alcanzar la roca basal.

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

El 8 de junio de 1980, se produjo un sismo de magnitud de 6.7 en la escala de Richter, con una distancia al epicentro de 10km, aproximadamente, y profundidad focal de 16 km. Produjo una aceleración máxima en el terreno de 0.5g. Este sismo causó el fenómeno de licuación que generó grietas en el terreno y en algunos drenes no revestidos y tramos carreteros, así como volcanes de arena. También se observaron deformaciones verticales y horizontales en algunos tramos de la vía del ferrocarril (Jaime, 1980).

1.5.5. Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)

El sismo del 19 de septiembre de 1985 tuvo una magnitud de 8.1 en la escala de Richter, se registró a una latitud de 18.08'N y longitud de 102.94'W, a una profundidad de 15 km. Causó una aceleración máxima del terreno de 0.4g, aproximadamente.

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

1.5.6. Jaluco, Jalisco (1995)

Jaluco se ubica en una llanura costera, con una altitud no mayor de 2.5m sobre el nivel del mar y se encuentra dentro de la provincia fisiográfica llamada Sierra Madre del Sur. Esta zona se caracteriza por el predominio de rocas volcánicas y metamórficas. La geología superficial del área de Jaluco está constituida por depósitos aluviales, lacustres, palustres y litorales en las partes bajas. Las montañas cercanas son principalmente un afloramiento granítico; aunque también hay rocas volcánicas y un pequeño afloramiento de caliza.

El día 9 de octubre de 1995 ocurrió un sismo de magnitud 7.5 en la escala de Richter, su epicentro se ubicó frente a las costas de Colima, con una distancia a Jaluco de 4km y profundidad de 27km. La aceleración máxima se registró entre 0.2 y 0.3g.

El sismo generó la licuación de arenas de entre 1.5 y 5.5m de profundidad: arena fina y media, uniforme, con un porcentaje de finos menor al 2.2%, $0.55 < D_{50} < 0.90$, el número de golpes en la prueba de penetración estándar fue de 3 a 12, con una eficiencia del 60% (Lazcano, 1996).

Algunas de las evidencias de este fenómeno se mencionan a continuación: asentamiento de varias decenas de centímetros en algunas casas, hundimientos y agrietamiento de pisos, desplomes de muros, eyección de arena fina a lo largo de grietas, fracturamientos de tuberías de agua y drenaje. Se tuvo que demoler el 25% de las construcciones y se presentó un agrietamiento en las carreteras a Cihuatlán y Barra de Navidad (Lazcano, 1996).

1.5.7. Manzanillo, Colima (1995).

En el año de 1995 se presentó licuación en Manzanillo, Colima. Este fenómeno fue inducido por un sismo de magnitud Richter 7.3 con un epicentro localizado en 19.05°N y 104.21°O que afectó a las áreas suroeste de Jalisco y norte de Colima. En diferentes lugares de los estados de Jalisco y Colima ocurrieron daños, se reportaron casos de licuación a lo largo de 120 km de costa en la región epicentral, además cerca de 17,000 estructuras sufrieron daños considerables.

La licuación y los hundimientos se presentaron en algunos lugares bajos de la zona epicentral, esto ocurrió en rellenos sanitarios y en formaciones naturales, este fenómeno se presentó en Jaluco, Barra de Navidad, y en algunas áreas de la bahía. En este poblado la mayoría de las casas sufrieron daños producidos por licuación de arenas y por los hundimientos. Los hundimientos máximos observados fueron de cerca de 50

cm, que provocaron fuertes asentamientos diferenciales y graves daños estructurales. Algunas estructuras resultaron dañadas por los grandes desplazamientos sufridos por las cimentaciones, lo que originó algunos colapsos.

Cabo Blanco, se encuentra localizado a 10 km al sur de Jaluco; en una de sus colonias, existen una serie de canales internos que conectan la bahía con las casas, estos canales se construyeron con rellenos, al igual que muchos de los terrenos donde se asentaron las construcciones de esta colonia. Algunos de los rellenos y de los depósitos de la laguna se licuaron, dejando daños considerables en las casas y en estructuras auxiliares (patios, pequeños embarcaderos, piscinas, etc.). Entre los daños se incluyen hundimientos, desplazamiento lateral y colapso de los bancos de relleno, inclusive se presentaron algunos colapsos parciales.

En la colonia Barrio Nuevo, los depósitos naturales de suelo se licuaron, dejando daños importantes; el desplazamiento lateral fue mínimo en esta zona, sin embargo, el hundimiento fue considerable, en algunos casos la losa del piso se fracturó y sobresalió de su nivel hasta un metro; los sucesos fueron similares a los ocurridos en Jaluco que se describieron previamente (Figura 1.24).



Figura 1.24. Losas levantadas por el efecto de licuación en el sismo de Manzanillo, 1995.

La autopista 200 sufrió daños debidos a licuación y desplazamiento lateral del suelo. Algunas otras instalaciones resultaron dañadas, incluida una hidroeléctrica de la Comisión Federal de Electricidad en

Manzanillo, donde las tuberías del sistema de enfriamiento del generador sufrieron daños, cuando la estructura que las soportaba se hundió debido a la licuación del terreno.

El puerto de contenedores de Manzanillo sufrió daño moderado; la licuación del terreno provocó hundimientos diferenciales y movimiento lateral del terreno.

1.5.8. Tlaxcala (1999)

El 15 de junio de 1999, el Servicio Sísmico Nacional registró un sismo de 7.0 de magnitud. El foco se localizó a una latitud de 18.20°N y longitud de 7.47°W, y a una profundidad de 92km. A 20km al noroeste de la Ciudad de Puebla, en el altiplano del estado de Tlaxcala, se observaron volcanes de arena en áreas de cultivo (Ramírez y Taboada, 2000).

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

1.5.9. Valle de Mexicali, Baja California (2010).

El 4 de abril de 2010 a las 15:40 horas (tiempo local) a 47 km de Mexicali ocurrió un sismo de magnitud 7.2 en la escala de Richter (Munguía et al. 2010). Este evento provocó daños severos en la infraestructura de canales de riego, vivienda, carreteras, puentes, escuelas y hospitales, entre otros.

El sismo afectó la población y la infraestructura de riego, vivienda y edificaciones en el valle de Mexicali, principalmente por efectos de licuación de arenas, la consecuente reducción de resistencias, desplazamientos laterales y hundimientos del subsuelo. Estos fenómenos han ocurrido en otros sismos, como los de Alaska y Niigata, en 1964, donde hubo fallas asociadas a licuación, incluso el desplazamiento de taludes, fallas en cimentaciones de puentes y edificios, así como la emersión de estructuras enterradas.

Los efectos del sismo se sintieron en la región noroeste de México y en el sur de California, así como en Arizona y Nevada, Estados Unidos, a más de 400 km del epicentro. Se localizó en las coordenadas 32.32° de latitud norte y 115.27° de longitud oeste, con profundidad de entre 4 y 10 km sobre los depósitos aluviales del valle de Mexicali en la localidad del ejido Cucapah Mestizo, Baja California.

El fenómeno de licuación se presentó de manera generalizada. La licuación ocurre en depósitos granulares geológicamente recientes (depósitos aluviales) donde el nivel de aguas freáticas (NAF) está a menos de 15 m de profundidad, lo que influye en el nivel de saturación del suelo y por lo tanto afecta los esfuerzos efectivos; en algunos sitios de esta región, se tiene reportado que el NAF se encuentra a menos de 5 metros. Este fenómeno genera pérdida de capacidad de soporte, asentamientos, desplazamientos laterales, agrietamiento del suelo y volcanes de arena, lo que ocasiona graves daños en inmuebles e infraestructura como se observó durante este sismo.

De acuerdo a las cartas publicadas por el Servicio Geológico Mexicano, la litología corresponde a sedimentos del Holoceno por lo que resulta ser una zona con alta susceptibilidad de presentar licuación del suelo, como lo evidenció el sismo. En la Figura 1.25 se presentan los daños provocados por el fenómeno de licuación como fallas por capacidad de soporte y el correspondiente asentamiento de los cimientos y la eyección de arena licuada.

En todos los sitios inspeccionados en la zona de daño se manifestaron evidencias de licuación, mostradas por *volcanes* de arena en la superficie del terreno con expulsión de agua a presión, Figura 1.25. La licuación de arenas y limos es consecuencia de la concentración de gradientes hidráulicos por el incremento súbito de presiones en el agua que satura los poros del suelo; se produce así la flotación y el arrastre de los granos del subsuelo arenoso y limoso hacia la superficie para formar los volcanes.

Los desplazamientos laterales afectaron la estabilidad de drenes, cortes, taludes y terrazas aluviales adenañas a los meandros remanentes e inactivos del río Colorado, o zanjas de las regaderas derivadas de los canales principales.



Figura 1.25. a) Evidencias y daños provocados por el fenómeno de licuación en el Valle de Mexicali, 2010.



Figura 1.25. b) Evidencias y daños provocados por el fenómeno de licuación en el Valle de Mexicali, 2010.

Los drenes agrícolas fueron afectados principalmente por desplazamientos laterales y deslizamientos de talud que obstruyeron el flujo del agua. Para restaurar el drenaje tuvo que esperar a que el suelo disipara el incremento de presión de agua en el subsuelo, que elevaron temporalmente los niveles freáticos después del sismo. Las estructuras de compuertas (represas y obras de toma) no tuvieron daños estructurales significativos; sin embargo, es necesaria una verificación de la estabilidad sísmica, en particular para sismos de mayor magnitud.

El territorio mexicano ha sufrido los efectos del fenómeno de licuación durante la acción de sismos severos en el pasado. Es fundamental evaluar la vulnerabilidad a la licuación de los suelos en el desarrollo de nuevos proyectos que garanticen salvaguardar la infraestructura nacional y, principalmente, evitar la pérdida de vidas humanas.

REFERENCIAS

- Alberro, J. (1992), *La licuación de arenas* (Vol. Raúl J. Marsal), Cd. de México, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Andrews, D. C. A., y Martin, G. R. (2000). Criteria for liquefaction of silty soils. *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Auvinet, G. (1986). *Estructura de los medios granulares* (Tesis Doctoral). División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería de la UNAM, Cd. de México, México.
- Boulanger, R. W.; Idriss, I. M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132(11), 1413-1426.
- Boulanger, R. W., e Idriss, I. M. (2015). CPT-based liquefaction triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 04015065, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001388.
- Bray, J. D., Sancio, R. B., Riemer, M. F., y Durgunoglu, T. (2004). Liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Singapore, 655-662.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 23(1), 13-32.
- Castro, G., (1969), *Liquefaction of sands* (Report 81), Massachusetts, USA: Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University.
- Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT6), 551-569.
- Dawson, A., Flores, R., y Arenas, A., (1977), *Estudio de licuación de arenas en Chiapas*. Informe interno. D. F., México: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Dawson, A. (1980). Licuación de arenas en Chiapa de Corzo, Chiapas. *Memorias de la X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, I*, 170-180.
- Díaz Rodríguez, A., Weckmann, O., e Iturbe, R. (1973). *Licuación de Arenas, Primera Parte* (Informe Azul No. 319), D. F., México: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Faccioli, E., y Reséndiz, D. (1975). *Soil Dynamics Behavior Including Liquefaction* (Informe No. E-15), D. F., México: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Figueroa, J. (1968). El macrosismo de Jáltipan. *Sismología Ingeniería*, 1(Julio), 357-362.
- Finn, W., Pickering, D., y Bransby, P., (1969). *Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests* (Report 11), Vancouver, Canada: Soil Mechanics Series, Dept. of Civil Engrg., University of British Columbia.
- Henríquez, C. I. (2007). *Mejoras de Terrenos Potencialmente Licuables con Inyecciones de Compactación* (Tesis Doctoral). Ing. Caminos, Canales y Puertos, Esc. Tec. Sup. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Univ. Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and Flow Failure during Earthquake. *Geotechnique*, 43(3), 351-415.

- Jaime, A. (1980). 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, I*, 147-169.
- Jaime, A., Montañez, L., Zavala, J., y Santoyo, E., (1979), *Estudio de licuación del subsuelo del Complejo Industrial de Fosforados, FERTIMEX S.A., Lázaro Cárdenas, Mich.* (Informe interno del Instituto de Ingeniería de la UNAM), D. F., México: UNAM.
- Jaime, A. (1978). *Comportamiento de arenas bajo carga estática y cíclica* (Tesis de Maestría). División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería de la UNAM, Cd. de México, México.
- Jaimes, M. A. (2004). *Peligro por licuefacción*. ERN.
- Kostoglodov, V., y Pacheco, J., (1999), *Cien años de sismicidad en México* (Suplemento), Cd. de México, México: Instituto de Geofísica, UNAM.
- Kramer, S., (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, New Jersey, USA: Prentice Hall.
- Lazcano, D. (1996). Licuación de arenas en Jaluco, Jal., durante el sismo de octubre de 1995. *Memorias de la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS*, 89-92.
- Marsal, R. J. (1961). Behavior of a Sandy Uniform Soil During the Jáltipan Earthquake, México. *Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, France (1), 229-234.
- Marsal, R. J. (1963). Triaxial apparatus for testing rockfill samples. *Proc. 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazil, 309-330.
- Marsal, R. J. (1965). Stochastic processes in the grain skeleton of soils. *Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada, (2), 303-307.
- Mogami, T., y K. Kubu. (1953). The behavior of soils during vibration. *Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Switzerland, (1), 152-155.
- Mooser, F. (1987). Geología del delta del río Balsas. *Memorias del Simposio: Los sismos de 1985 – Casos de mecánica de suelos, SMMS*, 15-18.
- Munguía, L., Navarro, M., Valdez, T., y Luna, M. (2010). Informe preliminar sobre la localización y registros de movimientos fuertes del sismo El Mayor-Cucapah (Mw 7.2) del 4 de abril de 2010. *Gaceta CICESE*, (143).
- Ovando, E., y Segovia, J. (1996). *Licuación de arenas*, Cd. de México, México: TGC Geotecnia.
- Reséndiz, D. (1960). El macrosismo de Jáltipan. *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*. X.
- Ramírez A., y Taboada V. M. (2000). Casos historia de licuación en México. *Memorias de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS*, 353-357.
- Rodríguez-Marek, A. (2016). Comunicado personal.
- Robertson, P. K., y Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442- 459.
- Seed, H. B., Cetin, O. K., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., y Pestana, J. M. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering a unified and consistent framework. *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*.

- Seed, H. B., e Idriss, I. M. (1982). Ground motion and soil liquefaction during earthquakes. *Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Ca.*
- Seed, H. B., (1970), *Soil problems and soil behavior. Earthquake Engineering*, New Jersey, USA: Prentice Hall.
- Seed, H., e Idriss, I. M., (1970), *A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential* (Report EERC 70-9), California, USA: Earthq. Eng. Res. Center, University of California.
- Singh, S., y Ordaz, M. (1990). Sismicidad y movimientos fuertes en México: Una visión actual, *Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo.*
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., y Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 564-578.
- Tamez, E. (1987). Efectos del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el puerto industrial Lázaro Cárdenas, Mich. *Memorias del Simposio: Los sismos de 1985 – Casos de mecánica de suelos, SMMS*, 19-22.
- Terzaghi, K., y Peck, R., (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, New York, USA: Wiley.
- Wang, W. S., (1979), *Some findings in soil liquefaction*, Beijing, China: Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute.

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISIS DE LICUACIÓN

2.1. Introducción

Uno de los principales objetivos de la geo-sísmica es la estimación del riesgo o potencial de licuación y las fallas inducidas por este fenómeno. Para el estudio de licuación de suelos se ha definido un estándar en la práctica profesional, que incluye las siguientes etapas: 1) análisis de la susceptibilidad y potencial de licuación, 2) análisis de estabilidad o deslizamiento de flujo y 3) análisis de desplazamientos. Generalmente estos análisis se realizan de manera aislada. Estas etapas, permiten predecir de manera aproximada el comportamiento que tendrán los suelos potencialmente licuables, identificar las zonas críticas del sitio, y proporcionar los datos principales para elegir una solución en el diseño definitivo de proyectos de ingeniería.

Para la solución de las etapas de análisis se han desarrollado diferentes métodos empíricos, analíticos y numéricos; sin embargo, antes de profundizar en los aspectos que involucran estos métodos, es importante conocer el comportamiento del suelo y los mecanismos de activación de las fallas inducidas por licuación, estos han sido descritos en diferentes investigaciones y estados del arte (e. g. Faccioli y Reséndiz, 1975; Yoshimi et al., 1977; Seed, 1979; Finn, 1981; Ishihara, 1993; Beaty y Byrne, 1999; Byrne, 1991; Robertson y Fear 1995, Youd et al., 2001 e Idriss y Boulanger, 2008). El estado del arte ha aportado una vasta información referente a modelos, teorías y esquemas que explican el comportamiento del fenómeno de licuación. Sin embargo, a pesar del gran número de investigaciones que se han desarrollado, el estado en la práctica continúa siendo totalmente empírico, basándose en el uso de curvas generadas a partir de los casos históricos de sismos y a lo sumo con análisis simplificados calibrados con casos históricos (Dobry y Abdoun, 2015).

Comúnmente el estado en la práctica evalúa el potencial de licuación y la estimación de deformaciones con base en correlaciones de parámetros obtenidos de pruebas de penetración (Prueba de Penetración Estándar SPT y prueba de penetración con cono CPT) y en función de mediciones en campo de velocidades de onda de corte (V_s), con los que se determina la resistencia del suelo a licuarse. En la práctica, el uso de parámetros de laboratorio suele ser muy restringido, debido a las limitaciones del muestreo en suelos granulares; lo anterior ha provocado que el uso de metodologías empíricas basadas en pruebas de campo haya alcanzado una gran aceptación en la práctica profesional, además de presentar buenas estimaciones en sus resultados. Sin embargo, en la actualidad existe un entendimiento difuso acerca del uso y funcionamiento de estas metodologías, lo anterior debido a la cantidad de variables a las que están sujetas y las consideraciones teóricas que involucran.

Por lo tanto, es importante conocer a detalle las diferentes metodologías e integrar de manera adecuada los conceptos que involucran el estado del arte con el estado en la práctica, a fin de sustentar con buen juicio las hipótesis o consideraciones en los análisis de licuación y obtener resultados apropiados para el diseño.

En este capítulo se presentan las metodologías y consideraciones principales de los métodos empíricos deterministas publicados por el Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica (NCEER-1998) (Youd et al., 2001), los que han llegado a ser un estándar en la práctica y han tenido una gran aceptación en la

ingeniería sísmica. Adicionalmente, se presentan las nuevas recomendaciones realizadas por Boulanger e Idriss (2007, 2008 y 2014) a estos métodos, a fin de presentar al usuario un marco teórico actual, acorde a lo desarrollado y empleado en la práctica internacional. Cabe mencionar que no se hace referencia a los trabajos de investigación desarrollados en los últimos años, los cuales incluyen información del sismo de Christchurch, en Nueva Zelanda. Para su revisión se pueden consultar las siguientes bibliografías: Boulanger e Idriss (2014 y 2015a), Boulanger e Idriss (2015b), Montgomery et al. (2014), Bray et al., (2013), Kayen et al., (2013).

Por otra parte, también es importante mencionar, que los métodos probabilistas para evaluar licuación escapan de los alcances de esta publicación; sin embargo, actualmente el empleo de estos métodos empieza a posicionarse en la práctica, por lo que es recomendable revisar las consideraciones de éstos (e. g. Cetin et al. 2004, Moss et al., 2006, Boulanger e Idriss 2010 y 2014).

2.2. Determinación del potencial de licuación

Para la determinación del potencial de licuación, generalmente se siguen los métodos empíricos recomendados por el NCEER-1998 (Youd et al, 2001), los cuales se basan en el procedimiento simplificado desarrollado por Seed e Idriss (1971). Este procedimiento ha sido modificado y mejorado periódicamente con más casos historia y se basa en la comparación de los esfuerzos cortantes cíclicos que induce un sismo contra la resistencia cíclica del suelo. Generalmente el método se evalúa por medio de un factor de seguridad contra licuación y se define como:

$$FS_{lic} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{(\tau_{prom} / \sigma'_v)_{crit}}{(\tau_{prom} / \sigma'_v)} \quad (2.1)$$

Donde la relación de resistencia cíclica (*CRR*) representa la capacidad de resistencia del suelo a licuarse y la relación de esfuerzo cíclico (*CSR*) representa la fuerza que actúa en el suelo. Estos conceptos se tratarán en las secciones 2.4 y 2.5.

Cuando el valor del factor de seguridad contra licuación (FS_{lic}) es menor que la unidad se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada. Sin embargo, existe la incertidumbre acerca del valor de FS_{lic} que debe considerarse en la práctica, ya que existen casos en los que el suelo se ha licuado a pesar de tener un $FS_{lic} > 1$ (Youd e Idriss, 2001). Por lo anterior, el Building Seismic Safety Council (BSSC, 2003) recomienda que el FS_{lic} debe estar sujeto a la importancia de la estructura y potencial de deformación del suelo. Martin y Lew (1999) sugirieron valores de FS_{lic} asociados a las consecuencias inducidas por licuación y el número de golpes de la prueba SPT. Para asentamientos y desplazamientos laterales sugieren FS_{lic} de 1.3 y 1.0 para $N < 15$ y $N > 30$, respectivamente; mientras que para manifestaciones superficiales (volcanes de arena, ondulaciones) sugieren FS_{lic} de 1.2 y 1.0 para $N < 15$ y $N > 30$, respectivamente.

Comúnmente, el cálculo del *CSR* se basa en la aceleración máxima del terreno y se determina por medio de un análisis dinámico lineal equivalente o con el procedimiento simplificado, mientras que el *CRR* se estima por métodos indirectos, tales como pruebas de campo. En las siguientes secciones se presentan las metodologías más comunes en la práctica para determinar el *CSR* y *CRR* para la evaluación del potencial de licuación.

2.3. Factores de corrección

Dado que la relación de resistencia cíclica es determinada a partir de correlaciones empíricas, es necesario introducir factores de corrección a la expresión del factor de seguridad. Los factores de corrección que intervienen son: el factor de escala de la magnitud del sismo (MSF), factor por esfuerzos de confinamiento (K_σ) y factor por esfuerzos cortantes estáticos (K_α) y por edad geológica del depósito.

Considerando los factores de corrección anteriores, la ecuación 2.1 del FS_{lic} se expresa de la siguiente forma:

$$FS_{lic} = \frac{(CRR_{7.5})}{(CSR)} * MSF * K_\sigma * K_\alpha \quad (2.2)$$

A continuación, se explican de manera detallada cada uno de los factores de corrección.

2.3.1. Factor de escala de la magnitud del sismo (MSF)

Debido a que las curvas de relación de resistencia cíclica CRR fueron realizadas para magnitudes de $M_w=7.5$, es necesario realizar un ajuste para diferentes valores de magnitud. Para esto, diferentes autores desarrollaron expresiones empíricas para definir el factor de escala por magnitud del sismo. En esta publicación se presentan las expresiones publicadas por Youd et al., (2001) e Idriss y Boulanger (2008).

Seed e Idriss (1982) desarrollaron la siguiente expresión publicada por Youd et al., (2001).

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (2.3)$$

El MSF para arenas usado por Idriss y Boulanger (2008) fue desarrollado por Idriss (1999), quien formuló la siguiente expresión:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (2.4)$$

En la Figura 2.1 se muestra la relación desarrollada por Idriss (1999), la cual presenta un límite superior de 1.8, que corresponde a bajas magnitudes, este valor de 1.8 fue adoptado considerando la serie de tiempo de esfuerzos inducidos por un sismo de baja magnitud dominado por un solo pulso de esfuerzos (e. g., 0.5 a 1 ciclo completo, dependiendo de su simetría), despreciando ciclos de esfuerzos mínimos (Idriss y Boulanger, 2008). Las diferencias mostradas en la Figura 2.1, muestran que la relación del MSF de la expresión 2.3 determinan valores de CSR mayores para bajas magnitudes ($M_w < 6.5$), que los comúnmente obtenidos con las expresiones de MSF reportadas por Youd et al., (2001); Arango (1996); Seed e Idriss (1982) y Andrus y Stokoe (1997).

En la Figura 2.1 se presentan las diferentes relaciones de MSF determinadas por diferentes autores. En esta figura se presenta la relación de MSF para arcillas, desarrollada por Idriss y Boulanger (2007), esta curva se expresa como:

$$MSF = 1.12 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) + 0.828 \leq 1.13 \quad (2.5)$$

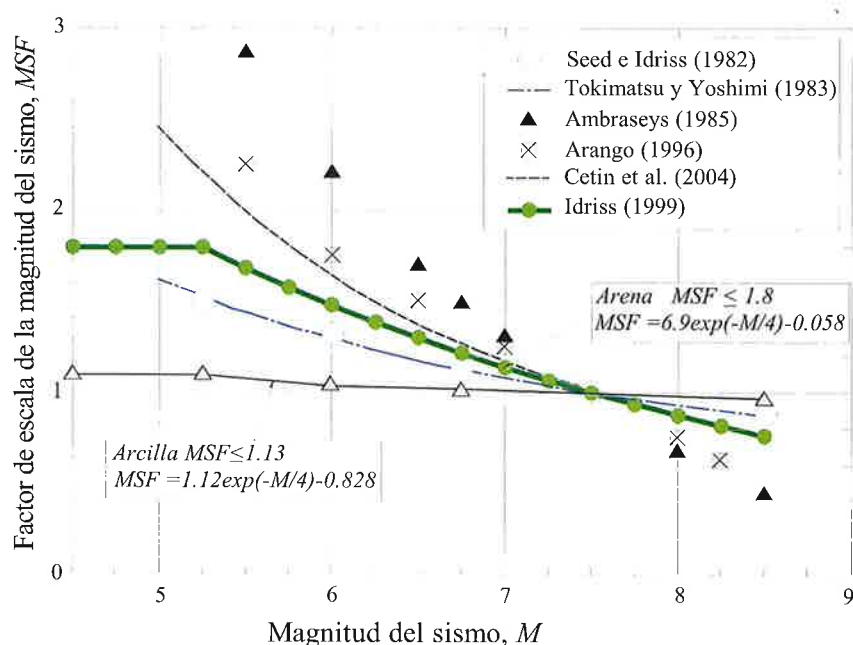


Figura 2.1. Factores de escala de la magnitud del sismo (Boulanger e Idriss, 2014).

2.3.2. Factor de corrección por esfuerzos de confinamiento (K_σ).

El K_σ fue incluido a partir de datos de pruebas de cargas cíclicas en el laboratorio, los que indican que mientras la resistencia a la licuación aumenta con el incremento del esfuerzo de confinamiento, la resistencia, medida a partir de la relación de esfuerzos cíclicos, es una función no lineal que disminuye con el aumento de los esfuerzos normales. Para incorporar la no linealidad entre el CRR y el esfuerzo efectivo de confinamiento, Seed (1983) introdujo el parámetro K_σ para extrapolar el procedimiento simplificado a capas de suelo con esfuerzos de confinamiento mayores de 100 kPa. Diferentes investigadores han desarrollado relaciones y expresiones para la estimación del K_σ , las que se basan en resultados de laboratorio (e. g. Harder y Boulanger, 1997), consideraciones teóricas (Hynes y Olsen, 1999 y Boulanger, 2003a) y análisis de regresión de datos de casos historia (Cetin et al., 2004).

Hynes y Olsen (1999) determinaron la siguiente ecuación para el cálculo de este factor (Youd et al., 2001).

$$K_\sigma = (\sigma'_v / P_a)^{f-1} \quad (2.6)$$

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, la historia de esfuerzos del suelo y la edad geológica.

En la tabla 2.1 se presentan las recomendaciones de los valores de f .

Tabla 2.1. Valores recomendados de f (Hynes y Olsen, 1999).

Densidad relativa (Dr %)	Valores de f
$Dr \leq 40$ %	0.8
$Dr \sim 60$ %	0.7
$Dr \geq 80$ %	0.6

Idriss y Boulanger (2008) desarrollaron relaciones de K_σ expresados en términos de Número de golpes $(N_1)_{60cs}$ y resistencia por punta $(q_{c1N})_{cs}$, corregidos y normalizados para valores equivalentes de arena limpia, las cuales son presentadas en las siguientes ecuaciones:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (2.7)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1N})_{cs}^{0.264}} \leq 0.3 \quad \text{para } (q_{c1N})_{cs} \leq 211 \quad (2.8)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}^{0.264}} \leq 0.3 \quad \text{para } (N_1)_{60cs} \leq 37 \quad (2.9)$$

En la Figura 2.2 se presenta el intervalo de valores para $(q_{c1N})_{cs}$ y $(N_1)_{60cs}$. Estas relaciones fueron calibradas satisfactoriamente contra datos de laboratorio presentados por Montgomery et al. (2012).

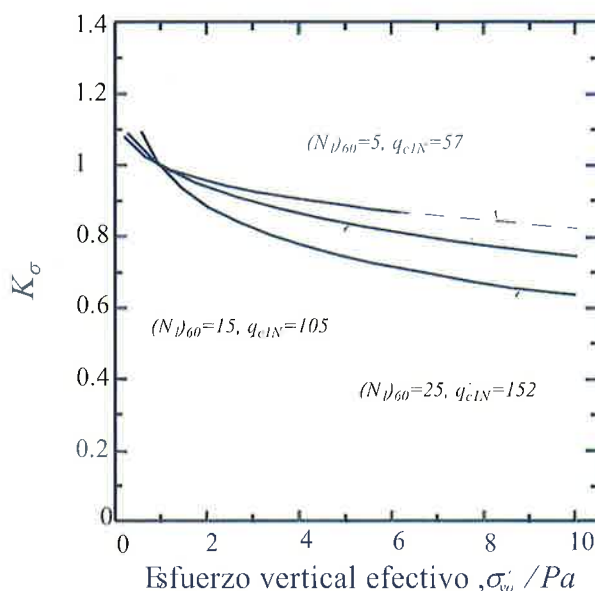


Figura 2.2. Factor de corrección por confinamiento (Boulanger e Idriss., 2014).

2.3.3. Factor de corrección por esfuerzos cortantes estáticos (K_α)

La resistencia a la licuación de suelos dilatantes (materiales granulares moderadamente densos a densos sometidos a un esfuerzo de confinamiento bajo) se incrementa con el aumento de los esfuerzos cortantes estáticos. Por el contrario, la resistencia a la licuación de suelos contractivos (suelos sueltos y suelos moderadamente densos bajo esfuerzos de confinamiento altos) decrece con el incremento de los esfuerzos cortantes estáticos (Youd et al., 2001).

Para obtener los valores de este factor de corrección (K_α), Seed (1983) normalizó el esfuerzo cortante estático (τ_{est}) con respecto al esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) y lo expresó como un parámetro de fluencia (α).

$$\alpha = \tau_{est} / \sigma'_v \quad (2.10)$$

Se realizaron pruebas de compresión triaxial cíclicas para determinar los valores de K_α de manera empírica en función de α . En la Figura 2.3 se muestra la curva para valores recomendados de K_α .

Se recomienda usar este factor con mucho cuidado, en particular cuando se obtienen menores factores de seguridad contra licuación. Esto se debe a que este factor tiene una gran incertidumbre y además que en casos en los cuales α es mayor a cero pueden ser casos con consecuencias severas si el suelo se licua.

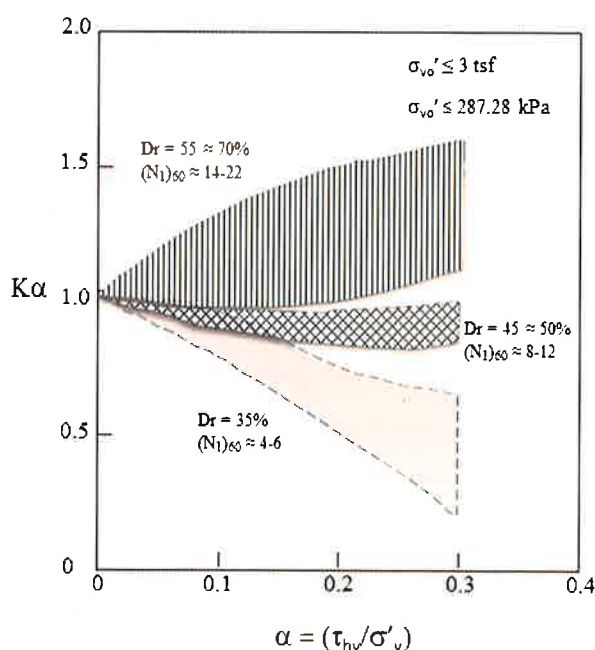


Figura 2.3. Valores recomendados de K_α en función del número de golpes N_{SPT} para esfuerzos verticales efectivos menores a 3 atmósferas (Harder y Boulanger, 1997).

2.4. Procedimiento simplificado de Seed e Idriss (1971) (evaluación de los esfuerzos cortantes cíclicos)

Este procedimiento considera que el esfuerzo cortante inducido por un sismo a cualquier profundidad de un depósito de suelo, se debe principalmente a la propagación vertical de las ondas de corte horizontales. En éste, se asume un comportamiento rígido de una columna de suelo que se encuentra por encima de un elemento de suelo a una profundidad z (ver Figura 2.4a), por lo que el esfuerzo cortante máximo sobre la base de la columna puede ser calculado como el producto de su masa y aceleración horizontal máxima de superficie:

$$(\tau_{\max})_r = \frac{\gamma z}{g} a_{\max} = \sigma_v \frac{a_{\max}}{g} \quad (2.11)$$

Donde $a_{\max}$ es la aceleración horizontal máxima, 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 .

Sin embargo, en realidad la columna de suelo tiene el comportamiento de un cuerpo deformable, y en este caso el esfuerzo cortante máximo diferirá del valor para un cuerpo rígido usando la misma aceleración

máxima horizontal (ver Figura 2.4b). El esfuerzo cortante máximo para un cuerpo deformable, puede ser determinado a partir de un análisis de respuesta de sitio y ser comparado con los resultados del cuerpo rígido como sigue:

$$(\tau_{\max})_d = r_d (\tau_{\max})_r \quad (2.12)$$

Donde r_d es el coeficiente de reducción de esfuerzos cortantes. La variación de $(\tau_{\max})_r$ y $(\tau_{\max})_d$ tendrá la típica forma que se muestra en la Figura 2.4c; por lo tanto, de esta manera el valor de r_d decrecerá a partir de un valor de 1 en la superficie conforme se incremente la profundidad.

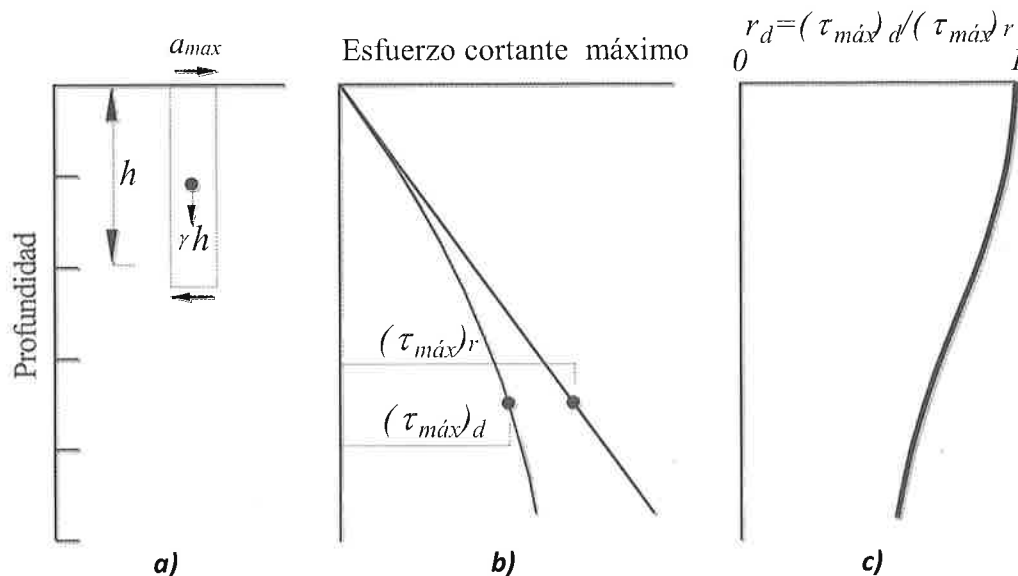


Figura 2.4. Esquema para determinar el esfuerzo cortante máximo $(\tau_{\max})$ y el factor de reducción de esfuerzos cortantes (r_d) (Seed e Idriss (1971)).

Para desarrollar una expresión simplificada de r_d , se realizaron análisis de respuesta de sitio unidimensionales. Estos análisis mostraron que el r_d es particularmente dependiente de las características del movimiento de entrada (e. g. intensidad y contenido de frecuencia), el perfil de velocidad de onda del sitio y las propiedades no lineales del suelo (Seed e Idriss, 1971; Goleorkhi, 1989; Idriss, 1999 y Cetin et al., 2004).

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

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15m \quad (2.13a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9.15m \leq z \leq 23m \quad (2.13b)$$

Idriss (1999) propuso la siguiente expresión a partir de los trabajos de Goleorkhi (1989) realizando diferentes análisis paramétricos de respuesta de sitio:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M] \quad (2.14)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (2.15)$$

$$\beta(z) = 0.106 - 0.118 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \quad (2.16)$$

Donde z es la profundidad debajo de la superficie del suelo en metros. En la Figura 2.5 se muestran los resultados de r_d contra la profundidad para diferentes valores de magnitud del sismo (M_w).

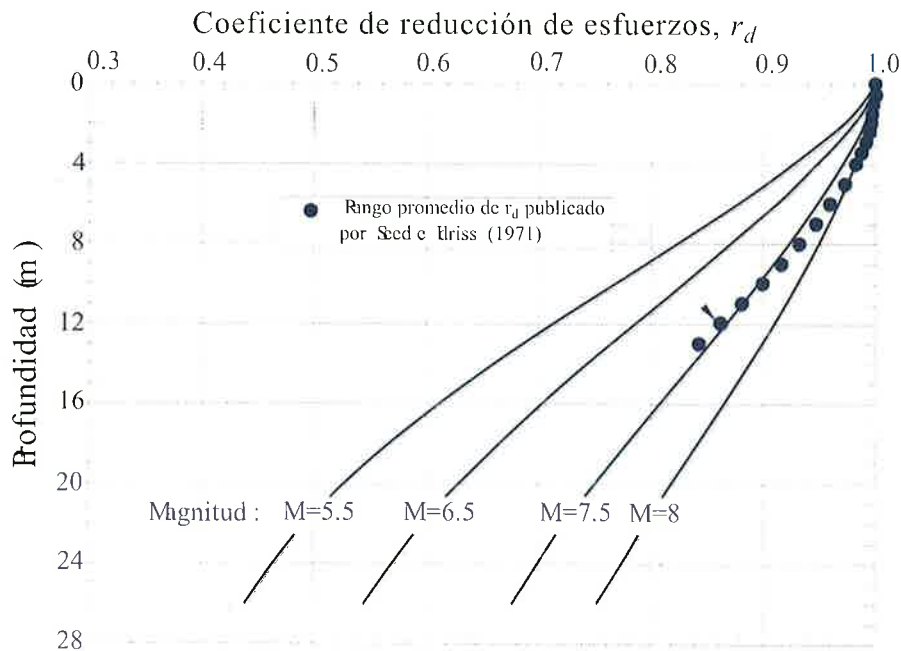


Figura 2.5. Factor de reducción de esfuerzos cortantes (r_d) (Idriss y Boulanger, 2008).

Es importante mencionar que se han propuesto diferentes relaciones para el cálculo de r_d , entre ellas las desarrolladas por Cetin et al., (2004) y Kishida et al., (2009); sin embargo, de acuerdo con Idriss y Boulanger, éstas presentan diferencias importantes con datos de curvas típicas para determinar el potencial de licuación; no obstante, estas diferencias pueden ser importantes cuando estos valores son extrapolados a mayores profundidades que las cubiertas por la base de datos (10 a 12 m) (Idriss y Boulanger, 2008).

Para la evaluación de licuación a profundidades mayores de 10 m, se pueden utilizar los resultados de los análisis de respuesta de sitio para estimar los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, lo anterior con el fin de reducir la incertidumbre de los datos extrapolados a estas profundidades.

Idriss y Boulanger (2008) mencionan que no se han estudiado extensamente relaciones de r_d para diferentes magnitudes, en particular en zonas de subducción, actualmente esta extensión de valores de r_d está siendo evaluada utilizando registros del sismo de Tohoku ($M_w=9.0$) en 2011.

2.5. Relación de esfuerzos cíclicos (CSR)

Seed e Idriss (1971) seleccionaron un valor representativo (o valor uniforme equivalente) igual a 65% de la aceleración máxima para representar los esfuerzos cortantes cíclicos. A partir de esto formularon la siguiente expresión para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (2.17)$$

Donde a_{max} , es la aceleración máxima medida en la superficie del terreno; g , es la aceleración de la gravedad; σ_v , es el esfuerzo vertical total; σ'_v , es el esfuerzo vertical efectivo y r_d , es el factor de reducción. En la Figura 2.6 se muestran las dos alternativas que ofrece el procedimiento para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR): 1) a partir de la aceleración máxima del suelo estimada en la superficie o 2) tomando directamente el esfuerzo cortante máximo de un análisis de respuesta de sitio.

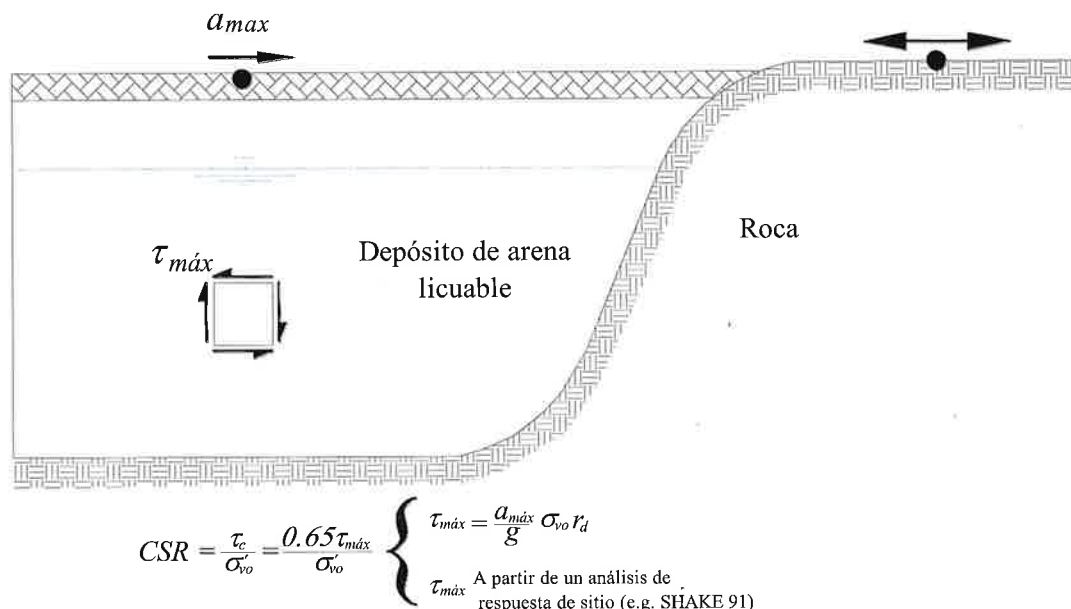


Figura 2.6. Cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos en el procedimiento simplificado de Seed-Iriss (Dobry y Abdoun, 2015).

2.5.1. Determinación del CSR a partir de análisis de respuesta de sitio unidimensionales (ARS-1D)

Los análisis de respuesta de sitio (ARS) permiten predecir el movimiento del suelo y con ello determinar espectros de sitio. Además, se obtienen los esfuerzos cortantes dinámicos máximos (τ_{max})_d que se emplean para la evaluación del riesgo o potencial de licuación, así como las fuerzas que induce el sismo y que pueden conducir a la inestabilidad del depósito de suelo o estructura geotécnica. En la práctica, los ARS pueden realizarse a partir de dos métodos: 1) método lineal equivalente (dominio de las frecuencias) y el método no lineal (dominio del tiempo).

Actualmente, en los análisis de respuesta sitio (ARS), los enfoques del tipo unidimensional son los más utilizados en geo-sísmica en la ingeniería práctica, debido principalmente a la posibilidad de considerar, de manera relativamente fácil, la respuesta no lineal del suelo. Sin embargo, generalmente estos análisis se realizan en el dominio de la frecuencia, por lo que requieren un número determinado de iteraciones de acuerdo con el método lineal equivalente (Flores et al., 2014). Debido a que el análisis se realiza en términos de los esfuerzos totales no se considera la generación de exceso de presión de poro. No obstante, el método no lineal en el dominio del tiempo es capaz de reproducir el comportamiento histerético del suelo a partir de modelos constitutivos avanzados, así mismo pueden realizarse en términos de los esfuerzos efectivos,

lo que permite modelar la generación y la disipación de presión de poro durante y después del evento dinámico.

2.5.2. Método lineal equivalente (Seed e Idriss 1969)

El método de análisis de propagación de ondas unidimensionales, se basa en la propagación vertical de ondas de corte (V_s) de la capa subyacente a través de un sistema visco-elástico, ver Figura 2.7. Este método incorpora la no-linealidad del comportamiento del suelo por medio de propiedades lineales equivalentes, empleando un procedimiento iterativo para obtener los valores para módulos cortantes y amortiguamientos compatibles con un nivel de deformación inducido en el suelo, mediante curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizado (G/G_{max}) versus la deformación angular (γ), y la relación de amortiguamiento (λ) con la deformación angular. A la incorporación de las curvas de degradación del suelo mediante el procedimiento iterativo se le denomina *método lineal equivalente*.

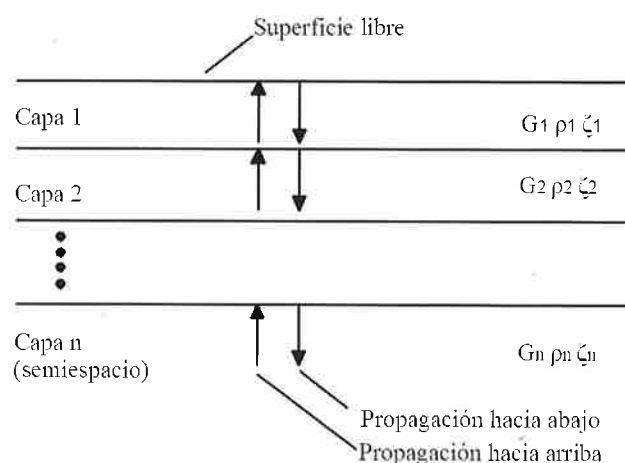


Figura 2.7. Sistema unidimensional (Schnabel et al., 1972)

Las curvas de degradación pueden ser determinadas a partir de pruebas de laboratorio o de manera práctica mediante el empleo de curvas establecidas por diferentes autores (Hardin y Drnevich, 1972 y Seed e Idriss, 1970), o recientemente mediante expresiones simples en función del confinamiento de las arenas (e. g. Taboada et al., 2016). Una descripción detallada del método se puede consultar en la referencia original Schnabel et al. (1972).

A partir de los análisis de propagación de ondas unidimensionales es posible determinar los esfuerzos cortantes dinámicos máximos $(\tau_{m\acute{a}x})_d$ inducidos por una excitación y calcular el *CSR* para evaluar el potencial de licuación, ver Figura 2.8.

Para determinar el *CSR* se usa la siguiente expresión:

$$CSR = 0.65 \frac{(\tau_{m\acute{a}x})_d}{\sigma'_v} \quad (2.18)$$

Donde: $(\tau_{m\acute{a}x})_d$, es el esfuerzo cortante máximo dinámico que se obtiene del análisis de respuesta de sitio y σ'_v , es el esfuerzo vertical efectivo (Schnabel et al., 1972). Se observa que en la expresión 2.18 desaparecen los términos de r_d y a_{max}/g , ya que el movimiento de entrada en término de aceleraciones correspondiente a un sismo está implícito en la solución del análisis.

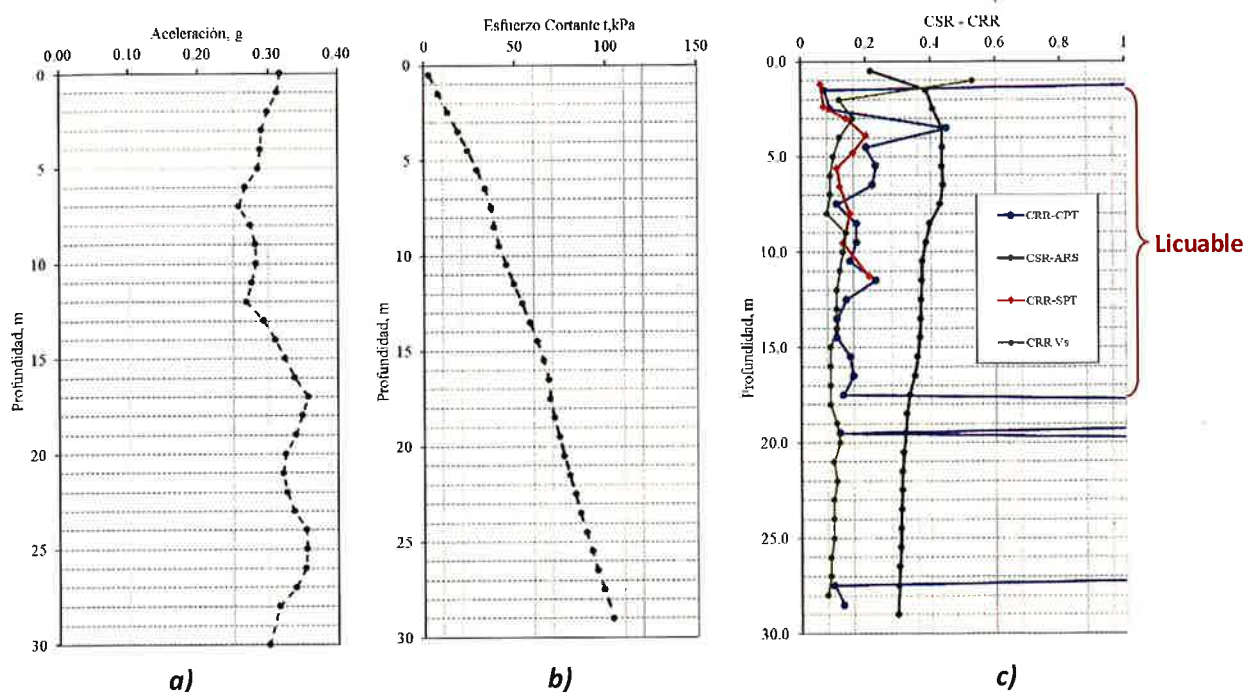


Figura 2.8. a) Resultados de un ARS-1D en términos de aceleraciones, b) esfuerzos cortantes dinámicos máximos contra la profundidad y c) curva CSR obtenida a partir de un ARS para evaluar licuación (Vargas, 2015).

2.5.3. Métodos no lineales

Los métodos no lineales resuelven la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo de un sistema de múltiples grados de libertad de masas concentradas. En donde el comportamiento no lineal del suelo es incorporado a partir de modelos constitutivos que representan el comportamiento histerético del suelo.

Las ventajas que ofrecen los modelos no lineales son:

- Cambio de las propiedades después de cada paso de tiempo para representar el comportamiento no lineal del suelo de manera explícita en la solución de la ecuación de movimiento.
- Formulación de modelos en término de los esfuerzos efectivos (necesarios para evaluar los incrementos de exceso de presión de poro que provocan la licuación).
- Generación y disipación de exceso de presión de poro.
- Cálculo de la redistribución y disipación del exceso de presión de poro (para evaluar licuación).
- Análisis de deformaciones permanentes.

Es práctica común, calcular los esfuerzos cortantes dinámicos máximos para evaluar el potencial de licuación; sin embargo, no siempre es adecuado debido a que los esfuerzos cortantes dinámicos son estimados a partir de análisis en esfuerzos totales. Es por ello que el uso de análisis en el dominio del tiempo permite calcular los esfuerzos cortantes en término de esfuerzos efectivos y la evaluación del potencial de licuación se realiza utilizando la relación de exceso de presión de poro normalizada o relación de presión de poro cíclica ($r_u = u_e / \sigma'_c$), teniendo en mente que el estado de licuación se alcanza cuando es cercano a 1. Donde u_e es el exceso de presión de poro y σ'_c es el esfuerzo efectivo de confinamiento inicial.

Existen diferentes programas de software especializados de ARS-1D para llevar a cabo análisis no lineales, tales como DESRA-2 (Lee y Finn, 1978), DESRAMOD (Vucetic y Dobry, 1986), DMOD-2 (Matasovic, 2006), y

DeepSoil (Hashash et al., 2015), este último contiene diferentes modelos que permiten la generación y disipación del exceso de presión de poro adecuado para evaluar licuación, además presenta una interfaz gráfica que resulta relativamente fácil para el usuario. En la Figura 2.9 se presenta un ejemplo de la evaluación del potencial de licuación de un depósito de arena empleando el programa Deepsoil.

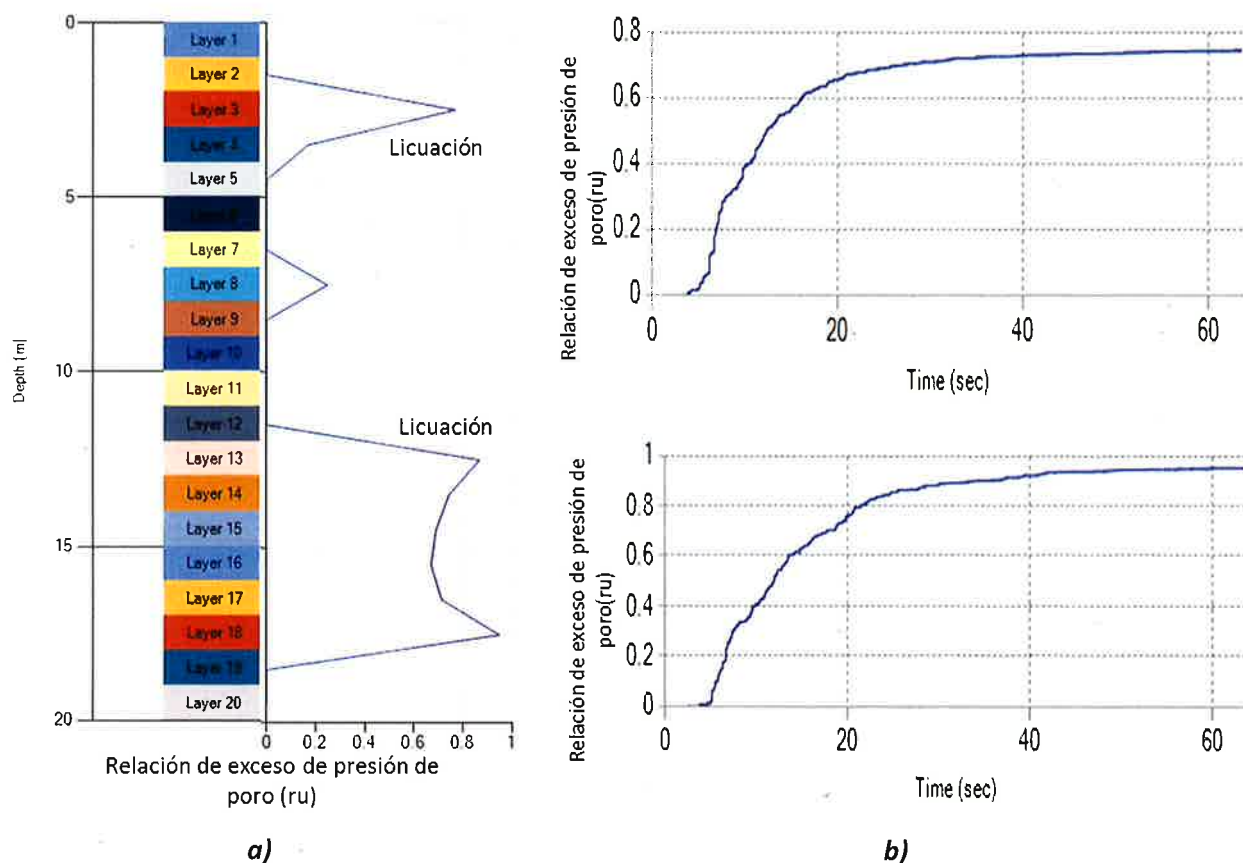


Figura 2.9. a) Relación de exceso de presión de poro (r_u) contra la profundidad para un ARS-1D no lineal. b) Relación de exceso de presión de poro contra el tiempo.

En el Anexo II se presenta una breve descripción de los modelos Dobry/Matasovic para arenas, GMP para suelos con poco contenido de finos (Green, Mitchel y Polito) y el modelo de Park y Ahn para arenas.

2.6. Relación de resistencia cíclica (CRR)

La relación de resistencia cíclica (CRR) se estima indirectamente a partir de pruebas de resistencia a la penetración, aplicando factores de corrección por magnitud del sismo (MSF), esfuerzo de confinamiento o sobrecarga (K_σ) y corrección por pendiente del terreno (K_α) (ver sección 2.1). Para su estimación se han desarrollado curvas que correlacionan la resistencia a la penetración normalizada y corregida de pruebas de campo contra valores de CSR . Estos métodos han sido calibrados exitosamente contra datos de casos historia durante sismos, además de tener una constante actualización.

Para el estado en la práctica, es común utilizar las curvas para el cálculo del CRR en función de los valores del número de golpes del SPT, la resistencia por punta del CPT y mediciones de velocidad de onda de corte.

Sin embargo, se han desarrollado curvas para el cálculo del *CRR* en función de la resistencia a la penetración de la prueba de Becker (BPT) y del índice horizontal de deformación (KD) obtenido con el Dilatómetro de Marchetti (DMT).

A continuación, se describe la metodología para el cálculo del *CRR* con SPT, CPT y *V_s*.

2.7. Evaluación del *CRR* basado en el número de golpes del SPT

2.7.1. Youd et al., (2001)

A partir del estudio del comportamiento de suelos granulares saturados, Seed et al. (1983) lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno expresadas a través del número de golpes de la prueba de penetración estándar (*N_{SPT}*). Este criterio involucra la relación de esfuerzos cíclicos promedio (*CSR*) contra el número de golpes corregido y normalizado a una sobrecarga de 100 kPa (*(N₁)₆₀*), los que fueron obtenidos a través de casos historia en sitios donde se presentaron los efectos de licuación y en sitios en donde no se presentó este fenómeno. Las curvas *CRR* fueron posicionadas de manera conservadora para separar en dos regiones los datos de licuación y de no-licuación, esta gráfica fue desarrollada para suelos granulares con contenidos de finos (*CF*), de 5%, 15% y ≤35%, y es válida sólo para magnitudes de *M_w*=7.5, ver Figura 2.10.

Curva base para SPT

En los trabajos publicados en el NCEER-1998 por Youd et al., (2001) se presenta la modificación al método con SPT, ver Figura 2.10, en donde la trayectoria de la curva con un contenido de finos menor al 5% se extiende hasta interceptar en el valor de 0.05 del *CSR*. El ajuste de la forma de la curva es congruente con los valores de *CRR* que se obtienen con el método de CPT y con la velocidad de onda cortante (*V_s*). La curva que corresponde a un contenido de finos menor a un 5% se aproxima a la siguiente ecuación.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (2.19)$$

Esta ecuación sólo es válida para *(N₁)₆₀* < 30 golpes, ya que para valores mayores de 30 golpes los suelos se clasifican como no licuables.

Influencia del contenido de finos

Seed et al. (1985) notaron un aparente aumento en los valores de *CRR* con el incremento del contenido de finos, y basados en datos empíricos desarrollaron curvas *CRR* para diferentes contenidos de finos, ver Figura 2.10. Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas por Idriss con ayuda de Seed para la corrección del *(N₁)₆₀* para valores equivalentes de arena limpia *(N₁)_{60cs}* (Youd et al., 2001).

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2.20)$$

Donde *α* y *β* son coeficientes determinados de las siguientes relaciones:

$$\alpha = 0 \quad \text{para } CF \leq 5 \%$$

$$\alpha = \exp[1.76 - (190/CF^2)] \quad \text{para } 5\% < CF < 35 \%$$

$\alpha = 5.0$ para $CF \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ para $CF \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + (CF^{1.5}/1000)]$ para $5\% < CF < 35\%$

$\beta = 1.2$ para $CF \geq 35\%$

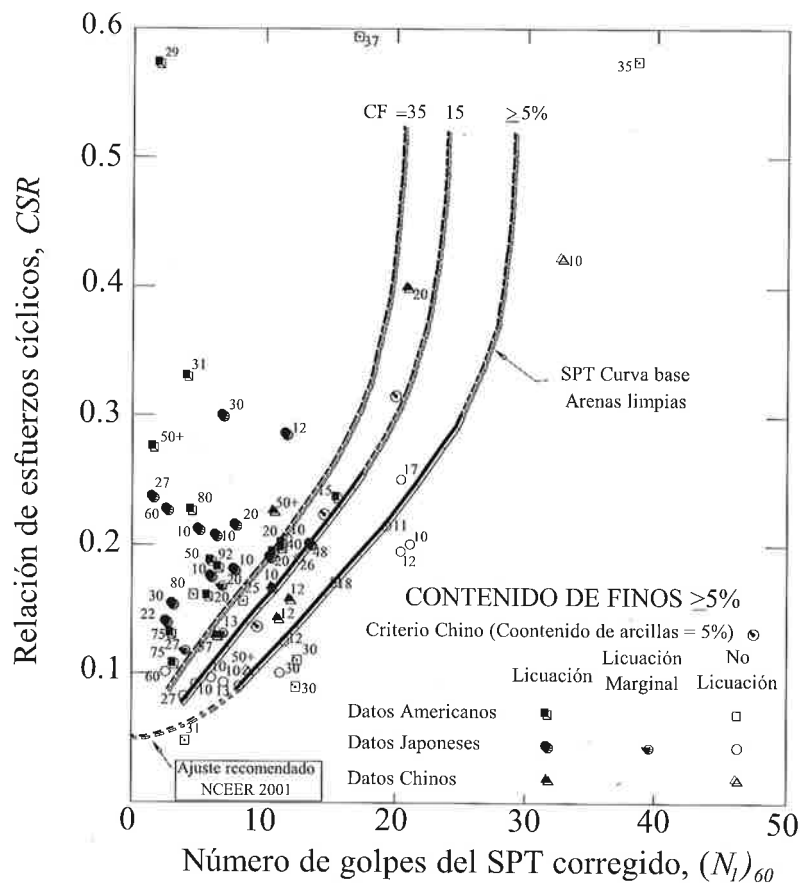


Figura 2.10. Curvas para determinar el potencial de licuación con SPT para magnitudes de $M_w=7.5$.

2.7.2. Aportaciones de Idriss y Boulanger (2004, 2008)

La curva del NCEER-1998 toma en cuenta casos historia de suelos con contenidos de finos $CF \leq 35\%$. Por lo que Idriss y Boulanger (2004) desarrollaron una nueva curva que está en función de $CF \geq 35\%$. En la Figura 2.11 se presenta la curva propuesta por Idriss y Boulanger (2004), la que fue desarrollada a partir de datos de arenas, arenas limosas y limos arenosos para diferentes casos de contenidos de finos. La curva se expresa con la siguiente ecuación

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.10} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (2.21)$$

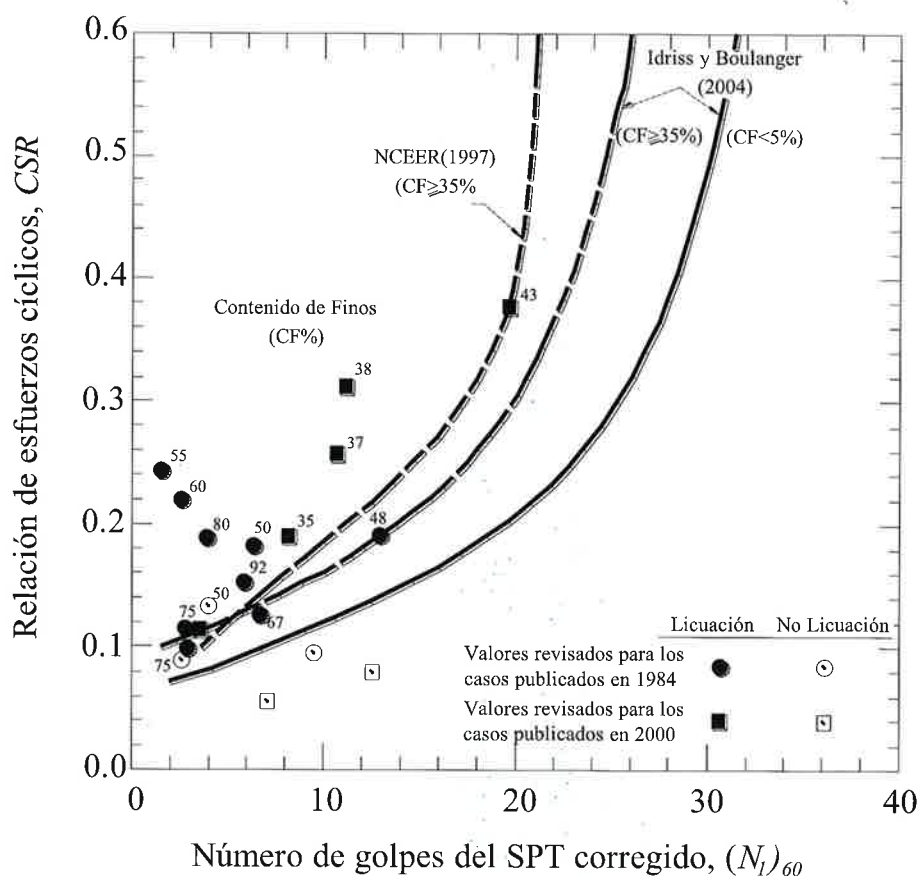


Figura 2.11. Curva base para SPT para magnitudes de $M_w=7.5$.

Para contenidos de finos $\geq 35\%$ la curva de Boulanger e Idriss (2004) presenta CRR menores que los obtenidos con la curva del NCEER-1998, esta diferencia se debe a la inclusión de los recientes casos historia que presentan altos contenidos de finos (Figura 2.11). La influencia del contenido de finos se determina de la siguiente manera:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.22)$$

Donde

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{CF + 0.01} - \left(\frac{15.7}{CF + 0.01} \right)^2 \right] \quad (2.23)$$

2.7.3. Correcciones del N_{SPT}

Varios factores adicionales al contenido de finos y características granulares resultan de la influencia del SPT (ver tabla 2.2), los que deben ser tomados en cuenta como factores de corrección. En la siguiente ecuación se incorporan estas correcciones.

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S \quad (2.24)$$

Donde N_{SPT} , es la medida en campo de resistencia de penetración estándar; C_N , factor de corrección por confinamiento; C_E , corrección de la relación de energía del martillo (E_R); C_B , factor de corrección por

diámetro de perforación; C_R , factor de corrección por longitud de barra perforadora y C_S , es el factor de corrección del muestreador.

Tabla 2.2. Correcciones de SPT modificadas por Robertson y Wride (1998) de Skempton (1986), (Youd e Idriss, 2001).

Factor	Equipo	Término	Corrección
Esfuerzo de confinamiento	---	C_N	$(P_a / \sigma'_{vo})^{0.5}$
Esfuerzo de confinamiento	---	C_N	$C_N \geq 1.7$
Relación de energía del martillo	Martillo Dona	C_E	0.5-1.0
Relación de energía del martillo	Martillo de seguridad	C_E	0.7-1.2
Relación de energía del martillo	Martillo automático	C_E	0.8-1.3
Diámetro de perforación	65-115 mm	C_B	1.0
Diámetro de perforación	150 mm	C_B	1.05
Diámetro de perforación	200 mm	C_B	1.15
Longitud de barras	<3 m	C_R	0.75
Longitud de barras	3- 4 m	C_R	0.8
Longitud de barras	4-6 m	C_R	0.85
Longitud de barras	6-10 m	C_R	0.95
Longitud de barras	10-30 m	C_R	1.0
Tipo de muestreo	Tubo estándar	C_S	1.0
Tipo de muestreo	Tubo con camisa	C_S	1.1-1.3

El cálculo de C_N se determina con la ecuación sugerida por (Liao y Withman, 1986).

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^{0.5} \quad (2.25)$$

Donde C_N es normalizado a un esfuerzo vertical efectivo de sobrecarga de aproximadamente 100 kPa (1 atm). Este valor no debe exceder de 1.7, un máximo valor de 2.0 fue publicado en el NCEER 1997 por Youd e Idriss (1997), pero después fue reducido a 1.7 por sugerencias de la siguiente ecuación, que provee un mejor arreglo de la curva original de Seed e Idriss (1982):

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma'_{vo} / P_a) \quad (2.26)$$

Cualquiera de las dos ecuaciones puede ser usada.

El factor de corrección C_N fue derivado de pruebas de penetración estándar con grandes especímenes, sujetos a diferentes esfuerzos de confinamiento (Gibz y Holtz, 1957; Marcuson y Bieganousky, 1977a).

Los resultados de estas pruebas se presentan en la Figura 2.12, con curvas C_N contra esfuerzo vertical efectivo (Castro, 1995). Estas curvas indican considerables dispersiones de los resultados con una correlación no aparente de C_N y el tipo de suelo o graduación. Sin embargo, las curvas de arenas sueltas se encuentran en la parte inferior del rango C_N y son razonablemente aproximadas por la ecuación 2.25 y 2.26 para un esfuerzo efectivo de confinamiento de 200 kPa. Aunque el uso de la ecuación 2.25 es apropiada para esfuerzos efectivos de confinamiento mayores de 200 kPa, los resultados son inciertos. Por otro lado, la ecuación 2.26 provee mejores resultados para una presión de confinamiento mayor de 300 kPa, para las que la ecuación 2.25 no debe ser aplicada.

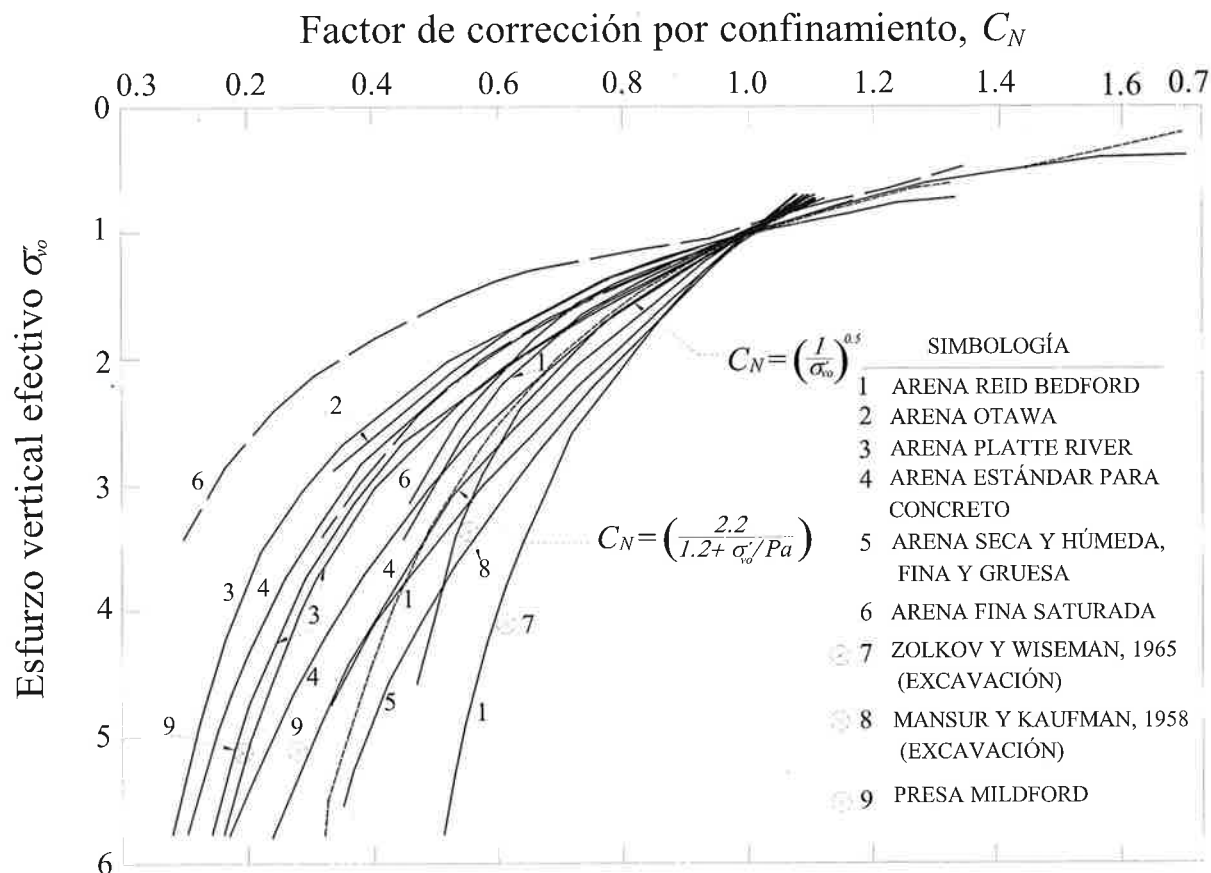


Figura 2.12. Curva de valores de C_N para diferentes arenas basadas en pruebas de campo y laboratorio determinados con datos de las ecuaciones 2.25 y 2.26 (Castro, 1995).

Boulanger (2003b) desarrolló una nueva relación de C_N basada en: 1) la re-evaluación de los datos de la cámara de calibración para SPT con confinamientos de $\sigma'_v = 0.7$ a 5.4 atm (Marcuson y Bieganousky, 1977a y 1977b) y 2) los resultados de los análisis con σ'_v de 0.2 a 20 atm usando la teoría de penetración de cono de Salgado et al., (1997a, 1997b), la que mostró una buena correlación con una amplia base de datos de cámaras de calibración para CPT con σ'_v hasta 7 atm.

Idriss y Boulanger (2003, 2008), posteriormente recomendaron que la relación de C_N puede ser expresada en términos de $(q_{c1N})_{cs}$ o $(N_1)_{60cs}$ de la siguiente forma:

$$C_N = (P_a / \sigma'_v)^m \leq 1.7 \quad (2.27)$$

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1N})_{cs}^{0.264} \text{ para } 21 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 254 \quad (2.28)$$

$$m = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \text{ para } (N_1)_{60cs} \leq 46 \quad (2.29)$$

En la Figura 2.13a se presentan los valores de C_N calculados usando la ecuación 2.27 para un rango de valores de $(q_{c1N})_{cs}$ y $(N_1)_{60cs}$ y para esfuerzos de confinamiento mayores a 10 atm, mientras que en la Figura

2.13b se presenta una comparación con la relación de Liao y Whitman (1986) para esfuerzos de confinamiento mayores a 2 atm.

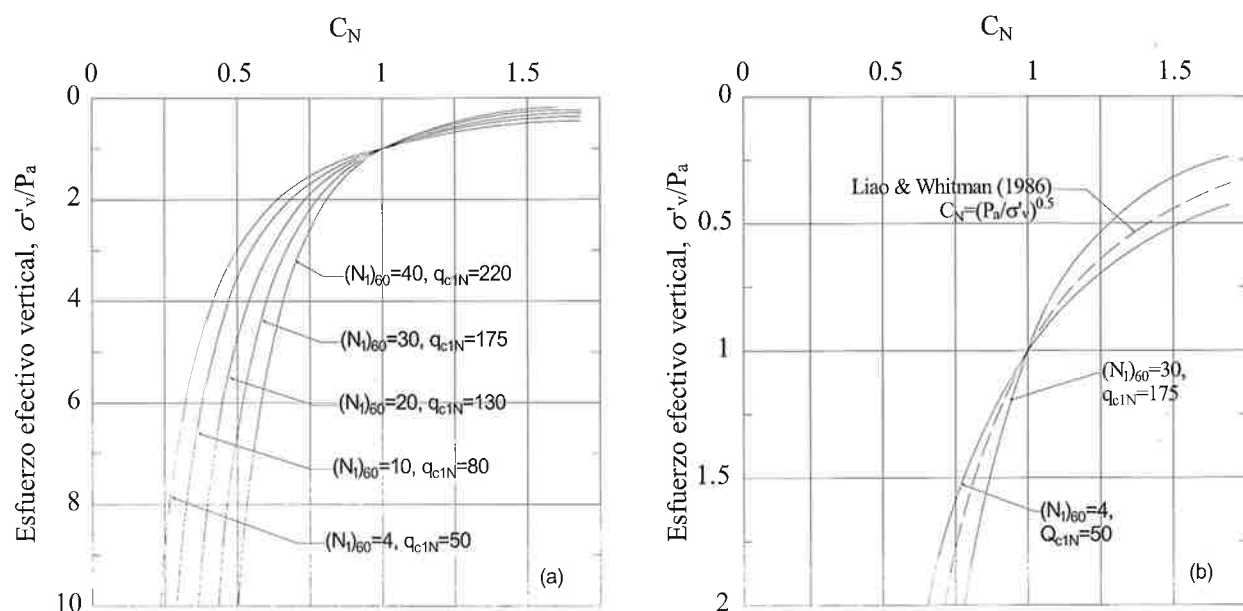


Figura 2.13. Curva de valores de C_N para CPT y SPT: a) para $\sigma'_v/Pa=0-10$, y b) $\sigma'_v/Pa=0-2$ en comparación con la relación de Liao y Whitman (1986), (Boulanger e Idriss, 2014).

Otro factor importante es la transferencia de energía de caída del martillo, para lo cual se considera una eficiencia de martillo (E_R) de 60%. El E_R depende del tipo de martillo, mecanismo de elevación y el método de liberación del martillo. Por otra parte, el factor de corrección aproximado de la relación de energía del martillo es $C_E = E_R/60$, esto para modificar los valores del SPT de diferentes tipos de martillo que se enlistan en la tabla 2.2. Por otra parte, Robertson y Wride (1998) actualizaron los factores de corrección por longitud de barra perforadora menores de 10 m sugeridos por Skempton (1986), además de los diámetros de perforaciones fuera de los valores recomendados de 65 a 125 mm y tubos muestreadores sin ademes o camisa. El rango para estos factores de corrección se enlistan en la tabla 2.2.

2.8. Evaluación del CRR basado en la resistencia por punta (q_c) del CPT

El desarrollo del método con base en el CPT inició con el trabajo de Zhou (1980) empleando las observaciones del sismo de Tangshan en 1978 y seguido por Seed e Idriss (1981) y Douglas et al. (1981). Estos propusieron el uso de correlaciones entre las resistencias a la penetración con el SPT y CPT, convirtiendo los datos de las curvas para evaluar el potencial con SPT a datos con CPT. Otras contribuciones a los avances del método con CPT incluyen el trabajo de Shibata y Teparaska (1998), Stark y Olson (1995), Suzuki et al. (1995, 1997), Robertson y Wride (1997, 1998), Olsen (1997), Moss et al. (2006) e Idriss y Boulanger (2004, 2008). Este método presenta una gran ventaja respecto al SPT, ya que muestra un perfil casi continuo de la resistencia a la penetración para la interpretación estratigráfica. Los resultados con CPT son generalmente más consistentes y repetitivos que los de otras pruebas (Youd et al., 2001).

En esta publicación se presenta el método del NCEER-1998, con las actualizaciones presentadas en Robertson (2009), así como las recientes aportaciones de Idriss y Boulanger (2008).

2.8.1. Método NCEER-1998 (Youd et al., 2001, Robertson y Wride, 1998).

Este método utiliza los datos de la penetración por punta obtenidos en la prueba de cono eléctrico (CPT) para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo. Por lo que no se requiere convertir los resultados de penetración por punta a un número de golpes equivalentes del ensayo de penetración estándar (SPT).

En la Figura 2.14 se muestra las curvas para determinar el potencial de licuación mediante el ensayo CPT, en función de la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa $(q_{c1N})_{cs}$ contra valores de CSR ; estas curvas son para arenas limpias con un contenido de finos menor a 5% y magnitudes de sismos de $M_w=7.5$ (Robertson y Wride, 1998). Las curvas discontinuas corresponden a valores de deformación angular cíclica (γ_e) de 20% y 10%. En éstas se observa que la deformación angular cíclica y el potencial de deformación en los suelos licuables disminuyen en la medida en que la resistencia a la penetración se incrementa.

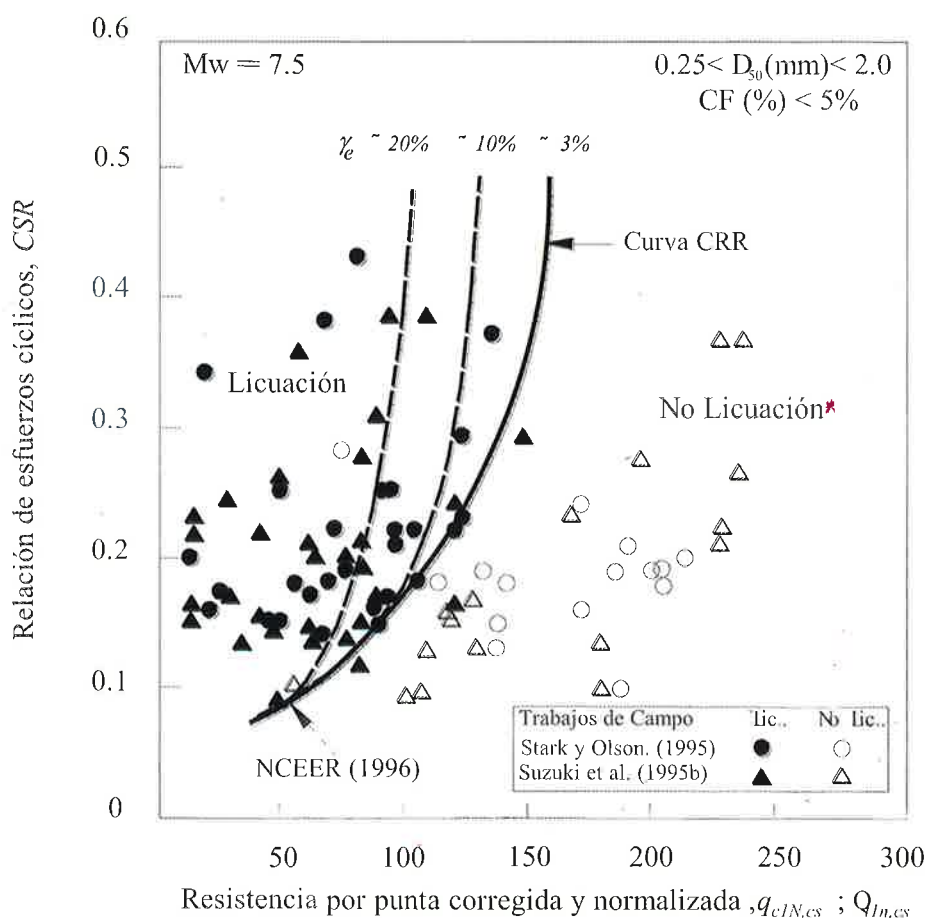


Figura 2.14. Curva para determinar el potencial de licuación mediante el ensayo CPT (Robertson y Wride, 1998).

De acuerdo con el NCEER-1998 (Youd et al., 2001) la curva de resistencia cíclica (CRR) de la Figura 2.14 se obtiene de manera aproximada con las siguientes ecuaciones.

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0.05 \right] \quad (2.30a)$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (2.30b)$$

donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa para arenas limpias.

Normalización de la resistencia a la penetración por punta (q_{c1N}) del CPT.

La resistencia a la penetración por punta del CPT se normaliza para tomar en cuenta el estado de esfuerzos del suelo, por lo que se emplea la siguiente expresión

$$(q_{c1N}) = C_Q (q_c / P_a) \quad (2.31)$$

$$C_Q = (P_a / \sigma'_v)^n \quad (2.32)$$

donde C_Q , es un factor de normalización; P_a , es igual a 100 kPa o aproximadamente 1 atmosfera de presión en las mismas unidades usadas para expresar el esfuerzo vertical efectivo σ'_v ; q_c , es la resistencia a la penetración de la punta y n , es el exponente de esfuerzos que depende de las características granulométricas del suelo. El valor de n es igual a 0.5 para arenas limpias, 1 para arcillas y un valor entre 0.5 a 1 para arenas limosas y limos (Olsen, 1997). La selección de este coeficiente para el análisis de licuación se comenta más adelante.

Otro factor de importancia para determinar las características del suelo, es la relación de fricción (F) expresada en porcentaje. Por lo general se incrementa al aumentar el contenido de finos y la plasticidad del suelo. Robertson y Wride (1998) sugieren que la caracterización del suelo y la estimación de los finos se realicen de manera aproximada a partir de los registros del CPT, ver Figuras 2.15 y 2.16.

En la Figura 2.15 se observan las fronteras entre los tipos de suelo 2 a 7, las que se aproximan a círculos concéntricos (Jefferies y Davies, 1993). En esta misma figura se explican las características de estos tipos de suelos. El radio de cada círculo se define como el índice de tipo de suelo (I_c), el que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (2.33)$$

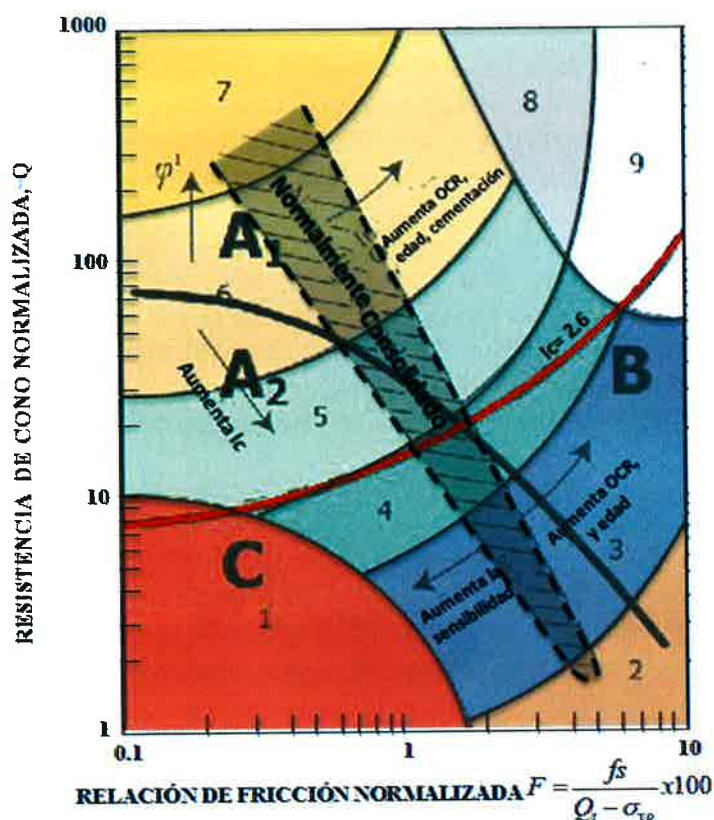
$$Q = [(q_c - \sigma'_v) / P_a] [P_a / \sigma'_v]^n \quad (2.34)$$

$$F = [f_s / (q_c - \sigma'_v)] \times 100\% \quad (2.35)$$

Donde Q es un factor adimensional de normalización; F es la relación de fricción; y f_s es la resistencia del cono por fuste.

Robertson y Wride (1998), recomiendan el siguiente procedimiento para seleccionar el exponente n y el índice I_c :

A partir de la Figura 2.15, primero se asume un valor de $n = 1$ (correspondiente a un suelo arcilloso) y con el que se determina el factor adimensional Q y posteriormente se calcula el valor de I_c con el que se clasifica el tipo de suelo. A partir del cálculo de I_c se obtienen las siguientes condiciones.



1. Suelo fino sensitivo
2. Suelo orgánico, turba
3. Arcilla a arcilla limosa
4. Limo arcilloso a arcilla limosa
5. Arena limosa a limo arenoso
6. Arena limpia a arena limosa
7. Arena gruesa (con grava) a arena densa
8. Arena muy rígida a arena arcillosa
9. Suelo muy rígido
- * Altamente sobreconsolidado o cementado

Zona A₁: Licuación cíclica probable, depende del tamaño y duración de la carga cíclica.

Zona A₂: Licuación cíclica y pérdida de resistencia probable, depende de la carga y geometría del terreno.

Zona B: Licuación y pérdida de resistencia después del sismo poco probables, revisar ablandamiento cíclico (cyclic softening).

Zona C: Licuación cíclica y posible pérdida de resistencia, depende de la plasticidad del suelo, sensibilidad, deformación a la resistencia máxima no drenada y geometría del suelo.

Figura 2.15. Características de los suelos en función de la resistencia a la penetración por punta del CPT. Carta de tipo de comportamiento de suelo propuesta por Robertson, (2009).

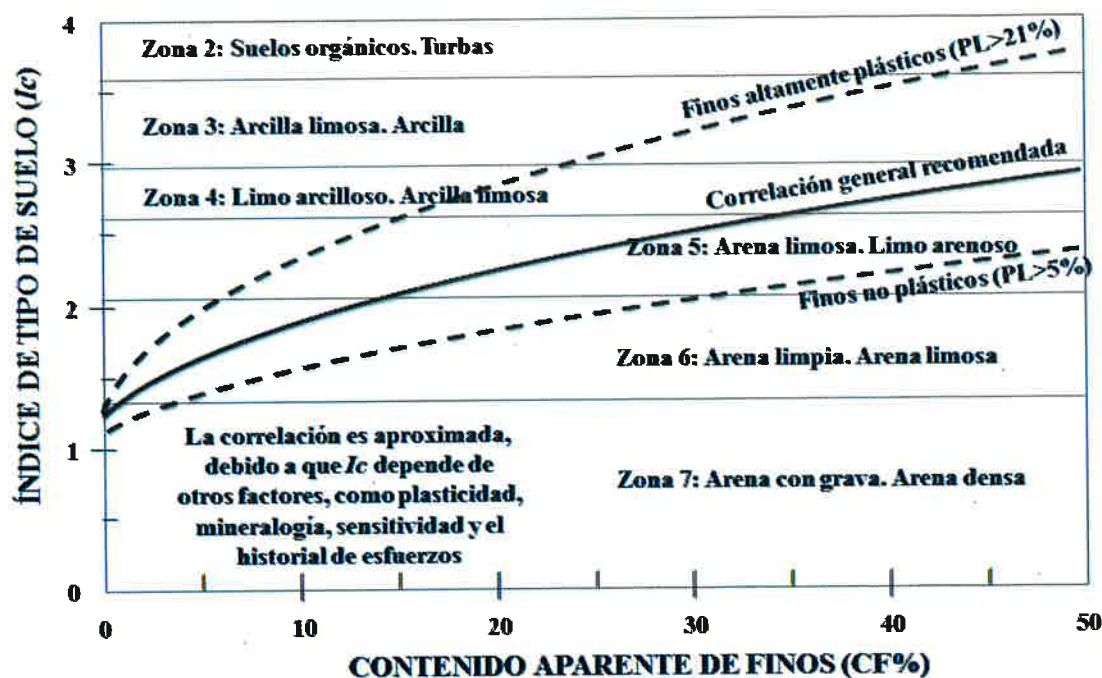


Figura 2.16. I_c - CF para suelos normalmente consolidados (Robertson y Wride, 1998).

Caso donde $n=1$ y $I_c > 2.6$

Si el valor de I_c calculado con un exponente $n=1$ es mayor a 2.6, el suelo se clasifica como cohesivo, por lo que no será licuable. Sin embargo, deberán recuperarse muestras de suelo para ser ensayadas y confirmar su potencial de licuación. Se deben utilizar criterios para evaluar la susceptibilidad de licuación de este tipo de suelos.

Caso donde $n=0.5$ y $I_c < 2.6$

Por otro lado, si el valor de I_c es menor que 2.6, el suelo será más granular, por lo que el coeficiente Q deberá determinarse con un exponente $n=0.5$ en la ecuación 2.34. En este caso C_Q también deberá calcularse utilizando un exponente $n=0.5$ con la ecuación 2.32. Con estos valores, se determina de nuevo I_c , si el resultado obtenido es menor a 2.6, el suelo se clasifica como granular y no plástico, finalmente este valor de I_c se utilizará para estimar la resistencia a la licuación.

Caso donde $n=0.7$ y $I_c > 2.6$

Si el nuevo valor de I_c es mayor que 2.6, el suelo será limoso y posiblemente plástico. Por lo que q_{c1N} se debe calcular con la ecuación 2.31 y con un exponente $n=0.7$ en la ecuación 2.32. I_c se determinará mediante la ecuación 2.33, utilizando el nuevo valor de q_{c1N} . Finalmente, el valor de I_c se utilizará para estimar la resistencia a la licuación.

Debido a que la relación de I_c y el tipo de suelo son una aproximación, los suelos con un valor de I_c de 2.4 o mayores deberán ser muestreados y ensayados para verificar su susceptibilidad a la licuación con el criterio de Andrews y Martin (2000).

Estimación de la resistencia normalizada a la penetración por punta utilizada en la curva base para arenas limpias $(q_{c1N})_{cs}$.

Para corregir la resistencia a la penetración normalizada (q_{c1N}) en las arenas con finos y obtener una resistencia equivalente a arenas limpias $(q_{c1N})_{cs}$ empleada en el cálculo del CRR , se utiliza la siguiente expresión:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c (q_{c1N}) \quad (2.36a)$$

$$\text{Para } I_c > 2.60 \quad (q_{c1N}) = Q \quad (2.36b)$$

$$\text{Para } I_c < 2.60 \quad (q_{c1N}) = C_Q(q_d/P_d) \quad (2.36c)$$

Donde K_c es el factor de corrección por las características granulométricas del terreno y se puede definir por las siguientes ecuaciones (Robertson y Wride, 1998):

$$\text{Para } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0 \quad (2.37a)$$

$$\text{Para } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad (2.37b)$$

A pesar de que el contenido de finos que se determina en laboratorio se puede sustituir por el contenido de finos aparente en la Figura 2.17, y calcular directamente I_c , esto no se debe hacer debido a que se obtienen valores erróneos. Como se ha podido observar, el factor I_c está en función de la plasticidad y otros

factores además del contenido de finos. Por lo tanto, cuando se utilicen resultados del CPT, I_c debe calcularse a partir de la ecuación 2.33 en lugar de ser estimado a partir del contenido de finos.

La curva K_c se define por la ecuación 2.37b y se gráfica en la Figura 2.17, en la que para valores de $I_c > 2.6$ la curva se gráfica en línea discontinua, indicando que suelos en este rango tienen un alto contenido de finos y su comportamiento será plástico, por lo que no será susceptible a licuarse.

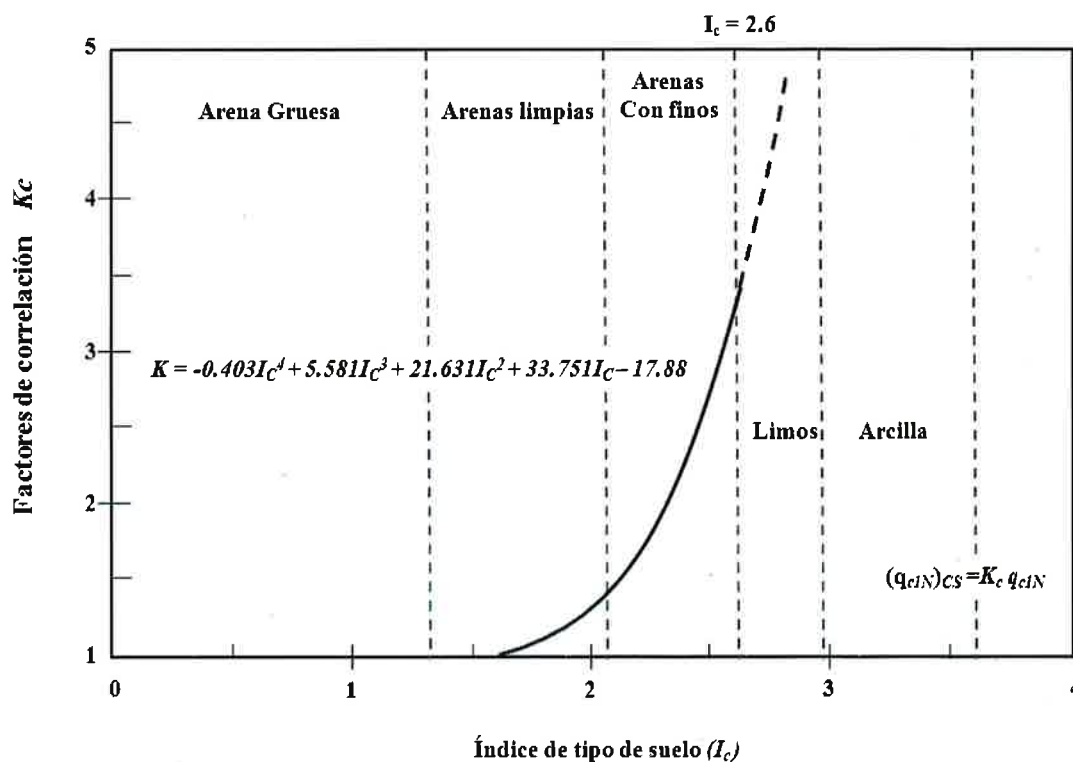


Figura 2.17. Factor de corrección por el contenido de finos para determinar la resistencia equivalente del CPT en arenas limpias (Robertson y Wride, 1998).

Relación de resistencia cíclica CRR

Finalmente, con los valores apropiados de I_c y K_c se puede determinar el valor de $(q_{clN})_{cs}$, y determinar el $CRR_{7.5}$ con las ecuaciones 2.30a y 2.30b, las que son aproximaciones de la curva base recomendada en la Figura 2.14.

Para ajustar el CRR a magnitudes (M_w) mayores o menores de 7.5, el cálculo de $CRR_{7.5}$ debe multiplicarse por un factor de corrección de magnitud mencionado (ver sección 2.1.).

2.8.2. Actualización de Robertson (2009)

Este procedimiento difiere ligeramente de lo publicado por el NCEER-1998. Robertson (2009) emplea el término Q_{cl} para mostrar que la resistencia del cono es la resistencia corregida por punta, q_t con el exponente de esfuerzos $n = 1.0$, para arenas limpias $q_c = q_t$. La resistencia por punta corregida (q_t) responde a la resistencia cortante promedio (depende de la sensibilidad del suelo y heterogeneidad) del suelo arriba y debajo del avance del cono. La resistencia por punta corregida o también llamada resistencia por punta

total resulta importante en arcillas blandas saturadas, donde la resistencia del cono suele ser muy baja y las presiones de poro suelen ser muy altas.

Robertson (2009) presenta una descripción detallada de la carta del tipo de comportamiento de suelo (*SBT*), en la que usa el término *SBT_n*, el cual representa la normalización de la carta. Por lo tanto, el índice de comportamiento de suelo queda definido con las siguientes expresiones:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q_n)^2 + (1.22 + \log F_r)^2 \right]^{0.5} \quad (2.38)$$

$$Q_n = [(q_t - \sigma'_v) / P_a] [P_a / \sigma'_v]^n \quad (2.39)$$

$$F_r = [f_s / (q_t - \sigma'_v)] \times 100\% \quad (2.40)$$

Donde: $(q_t - \sigma'_v) / P_a$, es la resistencia del cono neta adimensional; $(P_a / \sigma'_v)^n$, es el factor de normalización de esfuerzos y n , es el exponente de esfuerzo que varía con el *SBT_n*.

Robertson (2009) actualizó el exponente de esfuerzo (n), el cual permite una variación del exponente en función con el *SBT_n* e I_c y el esfuerzo efectivo de confinamiento usando la siguiente expresión:

$$n = 0.38(I_c) + 0.05(\sigma'_v / P_a) - 0.15 \quad (2.41)$$

Donde $n \leq 1.0$

Robertson (2009) sugirió que la modificación al exponente n captura la respuesta correcta del estado de esfuerzos al que se encuentra el suelo, sobre todo para niveles de esfuerzo altos, evitando la necesidad de emplear factores de corrección por esfuerzos.

De acuerdo con Robertson (2009) el *CRR* quedaría expresado de la siguiente forma:

$$\text{Si } I_c \geq 2.70 (q_{clN})_{cs} \quad CRR_{7.5} = 0.53 Q_n K_\alpha \quad (2.42a)$$

$$\text{Si } 50 \leq (Q_{n1})_{cs} \leq 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(Q_{n1})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (2.42b)$$

Estudios recientes (Moss et al. 2006, Boulanger e Idriss 2014) recomiendan el uso de la actualización de Robertson (2009).

En el Anexo I se presentan los diagramas de flujo para las metodologías del CPT.

2.8.3. Aportaciones de Idriss y Boulanger (2008)

Idriss y Boulanger (2008) evaluaron la base de datos para la corrección del contenido de finos, ajustando las correlaciones para determinar los valores de arena limpia. En la Figura 2.18 se muestra el ajuste de la curva de arena limpia para CPT. Los cambios respecto a la curva de Youd et al., (2001) se deben a la actualización de la base de datos de casos historia para valores de $CF > 35\%$. De acuerdo con esto, el cambio en los valores de resistencia varía en función del contenido de finos. La curva puede ser aproximada con la siguiente expresión:

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = \exp \left(\frac{q_{clNcs}}{540} + \left(\frac{q_{clNcs}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{clNcs}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{clNcs}}{114} \right)^4 - 3 \right) \quad (2.43)$$

Donde

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (2.44a)$$

$$\Delta q_{c1N} = \left(5.4 + \frac{q_{c1N}}{16} \right) \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{CF + 0.01} - \left(\frac{15.7}{CF + 0.01} \right)^2 \right) \quad (2.44b)$$

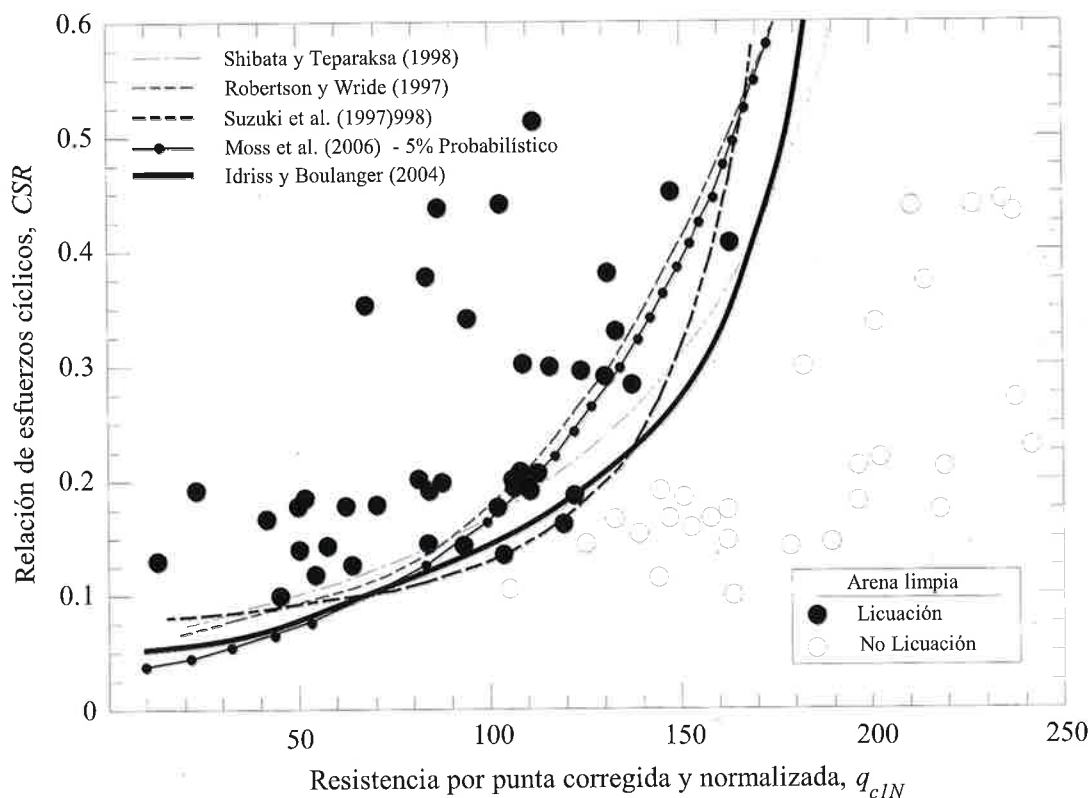


Figura 2.18. Curva base que relaciona los CRR con $(q_{c1N})_{cs}$ para arenas limpias con $M_w=7.5$ y σ'_{vo} (Idriss y Boulanger, 2008).

2.9. Evaluación del CRR con base en mediciones de Vs (Andrus et al., 2004)

El uso de la velocidad de onda cortante (V_s) como índice de resistencia a la licuación se justifica en que dichos parámetros están influenciados por la densidad, confinamiento, historia de esfuerzos y edad geológica existente en el terreno, algunas de las ventajas de este método son:

- 1) Puede ser medida con cierta precisión mediante diferentes ensayos *in situ*, como son: cross-hole, ensayo de penetración con cono sísmico (SCPT) o mediante el análisis espectral de ondas superficiales.
- 2) Su medición se puede realizar en suelos donde resulta difícil el empleo de CPT y SPT, como las gravas.
- 3) Se pueden llevar a cabo mediciones en pequeños especímenes en laboratorio, haciendo posible una comparación directa entre el comportamiento en laboratorio y el de campo.

- 4) La velocidad de propagación de las ondas de corte está directamente relacionada con el módulo de rigidez al corte máximo a bajas deformaciones (G_{max}), que es un parámetro necesario para la evaluación analítica de las deformaciones cortantes dinámicas.

Las dos principales limitantes del uso de estos métodos en la evaluación de la resistencia a la licuación son:

- 1) Las mediciones de la velocidad de onda cortante son hechas a bajas deformaciones, sin embargo, el fenómeno se presenta a grandes deformaciones.
- 2) Las pruebas sísmicas no proveen muestras para la clasificación del tipo de suelo e identificación del contenido de finos con lo que se determina la susceptibilidad a la licuación.

Método de Andrus et al. (2004)

Andrus y Stokoe (1997 y 2000) se basaron en una amplia base de datos que incluye 26 sismos y más de 70 mediciones de sitio para proponer la siguiente relación entre el CRR y V_{s1} :

$$CRR = \left[a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] \quad (2.45)$$

Donde: a y b , son parámetros de forma de la curva y corresponden a valores de 0.022 y 2.8 respectivamente; V_{s1}^* , es el límite superior de valores de V_{s1} para ocurrencia de licuación ($V_{s1}^* = 200$ m/s para la curva con contenido de finos mayor o igual 35%), $V_{s1}^* = 220$ m/s para la curva con contenidos de finos menores o igual de 5%. V_{s1}^* varía linealmente de 200 a 220 m/s para contenidos de finos entre 35 y 5%.

Esta correlación fue mejorada por Andrus et al. (2004), en la que el CRR fue obtenido como función de V_{s1} afectado por un factor de confinamiento, envejecimiento e influencia de edad geológica. La relación entre el CRR y V_{s1} queda expresada como:

$$CRR_{7.5} = \left[0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - K_{a1} V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] \quad (2.46)$$

Donde K_{a1} , es el factor de corrección para valores grandes de V_{s1} causados por el envejecimiento, (ver tabla 2.3). Para magnitudes diferentes de $M_w = 7.5$ deben usarse factores de escala.

Tabla 2.3. Factores de corrección por edad geológica para arenas (Andrus et al., 2004).

Tiempo (años)	Factor de escala por edad (ASF)	Factor de corrección por edad $K_{a1} = 1 / ASF$
1	0.92	1.09
10	0.99	1.01
100	1.07	0.94
1,000	1.14	0.88
10,000	1.21	0.83
100,000	1.28	0.78
1,000,000	1.36	0.74

(ASF = Age Factor Scale)

Para suelos no cementados de la era del Holoceno el valor de K_{a1} es 1.0. Para suelos viejos se sugieren valores de K_{a1} que se encuentren en un rango de 0.6 a 0.8, estos son derivados de las relaciones SPT- V_{s1} . Para límites inferiores, los valores de K_{a1} (1.1 a 1.5) se basan en el estudio de Arango et al. (2000). En la Figura 2.19 se muestran las curvas $CRR - V_{s1}$ recomendadas por Andrus et al. (2004) para sismos de magnitud de $M_w=7.5$ y suelos del holoceno no cementados.

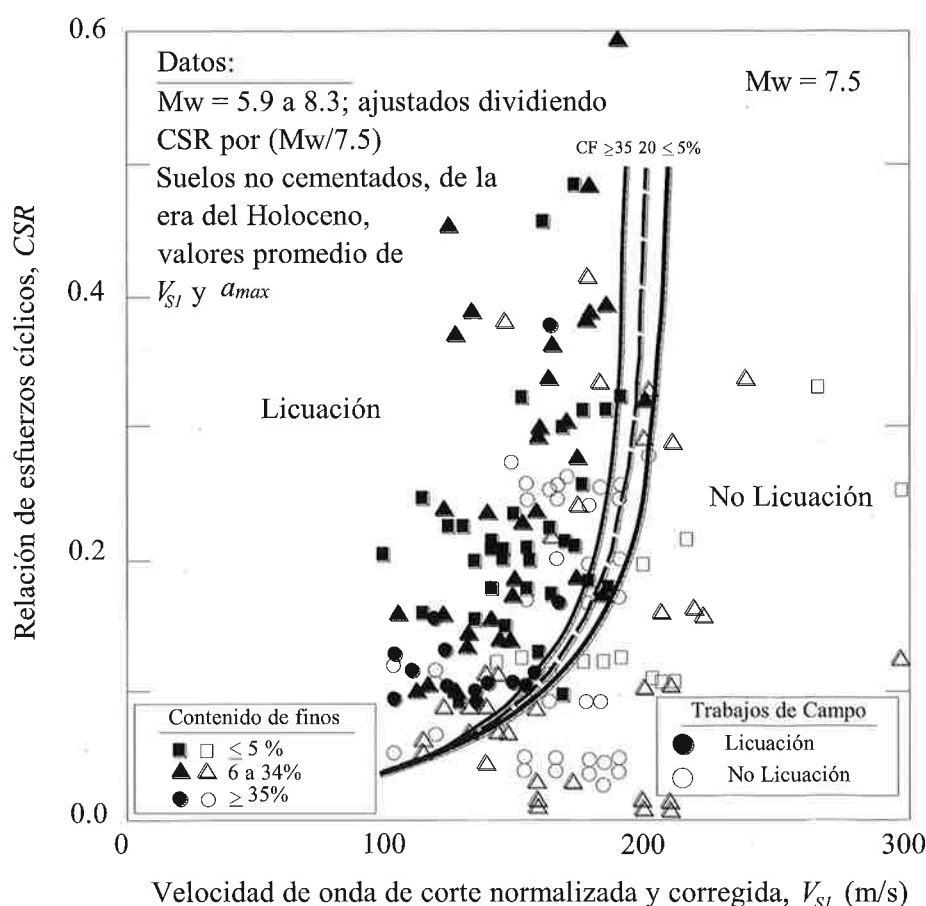


Figura 2.19. Relación de licuación recomendada para arenas limpias, no cementadas con datos de licuación compilados de casos historia (Andrus et al., 2004).

2.10. Análisis de estabilidad o deslizamiento de flujo (Post-licuación)

Una vez determinado si el depósito será potencialmente licuable, el siguiente paso es evaluar si la resistencia residual después de la licuación (post-licuación) será suficiente para prevenir el deslizamiento de flujo. Para esto se requiere estimar la resistencia residual o resistencia última (S_r), que se define como la resistencia al corte que un suelo licuado moviliza en campo, este parámetro puede ser obtenido a partir de pruebas monotónicas de laboratorio; sin embargo, existen mecanismos que no pueden ser exactamente reproducidos por estas pruebas, por lo que se desarrollaron métodos empíricos a partir de análisis de regresión lineal y correlaciones con datos de CPT y SPT para determinar la resistencia residual o resistencia última (S_r).

Análisis de regresión lineal (Seed, 1987)

Seed (1987) fue el primero en presentar un método para la estimación de la resistencia residual (S_r), empleando un análisis de regresión lineal con base en los datos de casos historia en donde ocurrieron fallas por deslizamiento de flujo. A partir de esta investigación surgieron modificaciones de diferentes investigadores, Davis et al. (1988), Seed y Harder (1990), Ishihara (1993), Wride et al. (1999), Olson y Stark (2002) e Idriss y Boulanger (2007).

Whitman (1985) describió condiciones en donde los gradientes hidráulicos desarrollados por el sismo inducen gradientes de exceso de presión de poro, que puede generar un ablandamiento del suelo o una redistribución en su relación de vacíos, esto puede resultar en resistencias residuales in situ considerablemente menores a las obtenidas en muestras ensayadas en laboratorio con condiciones de relación de vacíos antes del sismo. Estas condiciones requieren que el estrato potencialmente licuable se encuentre confinado por estratos de baja permeabilidad, de modo que la presión de poro no se disipe, tal como se muestra en el talud infinito de la Figura 2.20 (Idriss y Boulanger, 2008).

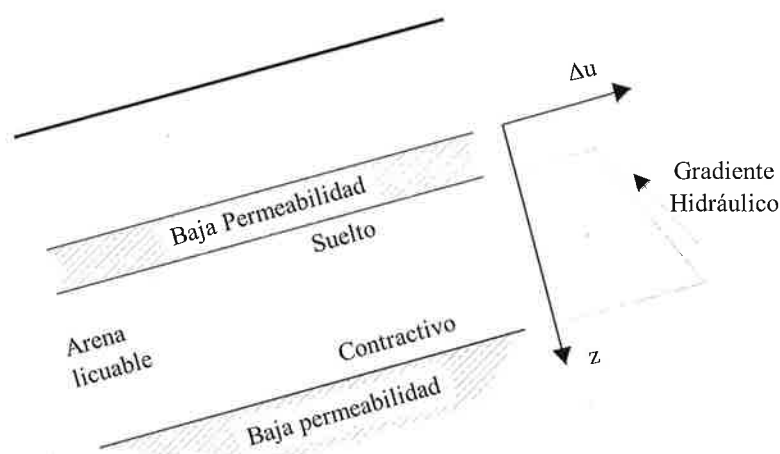


Figura 2.20. Diagrama de redistribución de vacíos del suelo debido al exceso de presión de poro (Whitman, 1985).

Seed (1987) concluyó que los métodos basados en datos de casos historia para la estimación de la resistencia residual, consideran implícitamente los efectos de la redistribución de vacíos, por lo que han ganado una gran aceptación por encima de resultados de pruebas de laboratorio.

Los análisis de regresión lineal basados en datos de casos historia, involucran la ejecución de un análisis de estabilidad estático después del sismo, en la que cada zona del suelo no licuable se le asigna un valor estimado de resistencia al corte, mientras que la zona considerada como potencialmente licuable se le asigna un valor arbitrario de S_r (con $\phi_{it} = 0$) que reproduzca la falla observada o se obtenga un factor de seguridad igual a 1. En la Figura 2.21 se presenta un ejemplo de este método aplicado a la presa The Lower San Fernando, en el que se obtuvo un valor superior límite de S_r para un $FS = 1$ asociado a una geometría sin deformaciones (antes del sismo). Por otra parte, para el caso en que las deformaciones después del sismo hayan sido bien documentadas y los estratos de suelos no se hayan modificado considerablemente debido a las deformaciones, se realiza otra estimación de la resistencia residual, pero utilizando la geometría deformada (después del sismo) (Idriss y Boulanger, 2008).

Se han empleado diferentes procedimientos para interpolar estas dos estimaciones (antes y después del sismo), tomando en cuenta el efecto de la inercia del deslizamiento, la evolución de la geometría, pérdida

de resistencia debida a la interacción con cuerpos de agua adyacentes, entre otros. Olson y Stark (2002) calcularon valores de S_r de 36 kPa y 5 kPa para la geometría antes y después del sismo, respectivamente; y obtuvieron un valor de 19 kPa por interpolación. Lo anterior demuestra que la interpolación de la resistencia entre las dos geometrías es muy significativa e incierta en la interrelación con datos de casos historia, lo que aumenta la incertidumbre que existe en la estimación del S_r (Idriss y Boulanger, 2008).

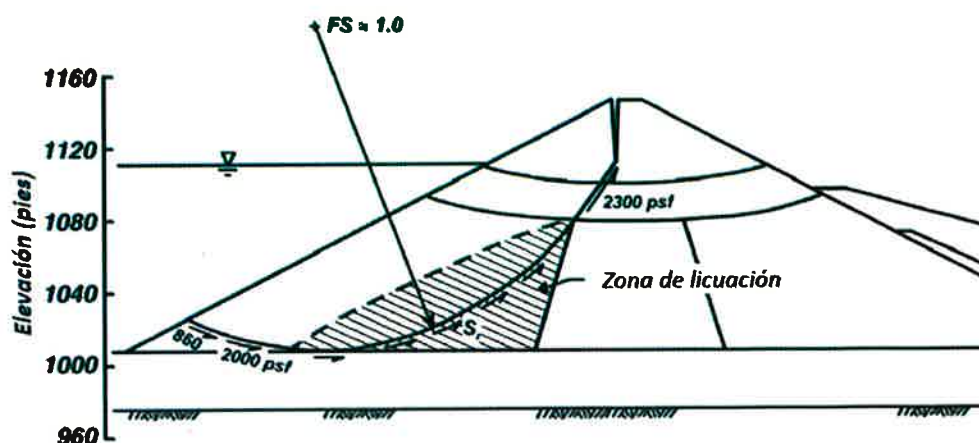


Figura 2.21. Análisis de regresión lineal para determinar la resistencia residual de la presa The Lower San Fernando, empleando un análisis de equilibrio límite (Seed, 1987)

Correlaciones basadas en datos de SPT y CPT para determinar la resistencia residual (Idriss y Boulanger, 2008).

Los valores de S_r a partir de regresiones lineales fueron correlacionados con resistencias a la penetración con SPT y CPT antes y después de los sismos, estas correlaciones permiten obtener un valor más certero de la resistencia residual.

Para estas relaciones se tomaron los datos de 18 casos publicados por Idriss y Boulanger (2007), clasificados en 3 grupos:

Grupo 1: Casos historia con una cantidad adecuada de mediciones *in situ* (SPT y CPT) e información detallada de la geometría.

Grupo 2: Casos historia con una cantidad adecuada de mediciones *in situ* (SPT y CPT) pero con información incompleta de la geometría.

Grupo 3: Casos historia con solo una medición *in situ* (SPT y CPT) pero con detalles moderadamente completos de la geometría.

De la integración de estos datos se obtuvieron las correlaciones para $(N_1)_{60cs}$ y $(q_{c1N})_{cs}$ definidas por Idriss y Boulanger (2007), y mostradas en las Figuras 2.22 y 2.23. Estos gráficos son definidos por las siguientes expresiones.

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60cs} - S_r}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60cs} - S_r - 16}{21.2} \right)^3 - 3.0 \right) \leq \tan \phi' \quad (2.47)$$

Para el caso en que la redistribución de los vacíos sea significativa se emplea la siguiente expresión:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = \exp \left(\frac{(q_{c1Ncs} - S_r)}{24.5} - \left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{61.7} \right)^2 + \left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{106} \right)^3 - 4.42 \right) \leq \tan \phi' \quad (2.48)$$

Para el caso en que la redistribución de los vacíos sea insignificante se emplea la siguiente expresión:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{v0}} = \exp \left(\frac{(q_{c1Ncs} - S_r)}{24.5} - \left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{61.7} \right)^2 + \left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{106} \right)^3 - 4.42 \right) \left(1 + \exp \left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{11.1} - 9.82 \right) \right) \leq \tan \phi' \quad (0.49)$$

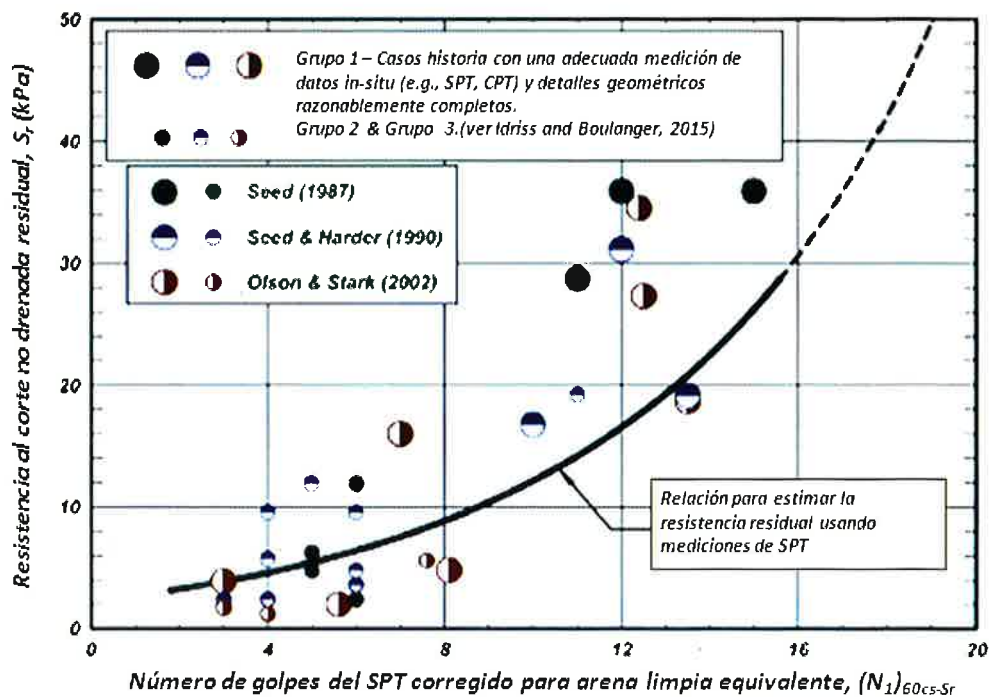


Figura 2.21. Correlación entre S_r y $(N_1)_{60cs}$ (Idriss y Boulanger (2007)).

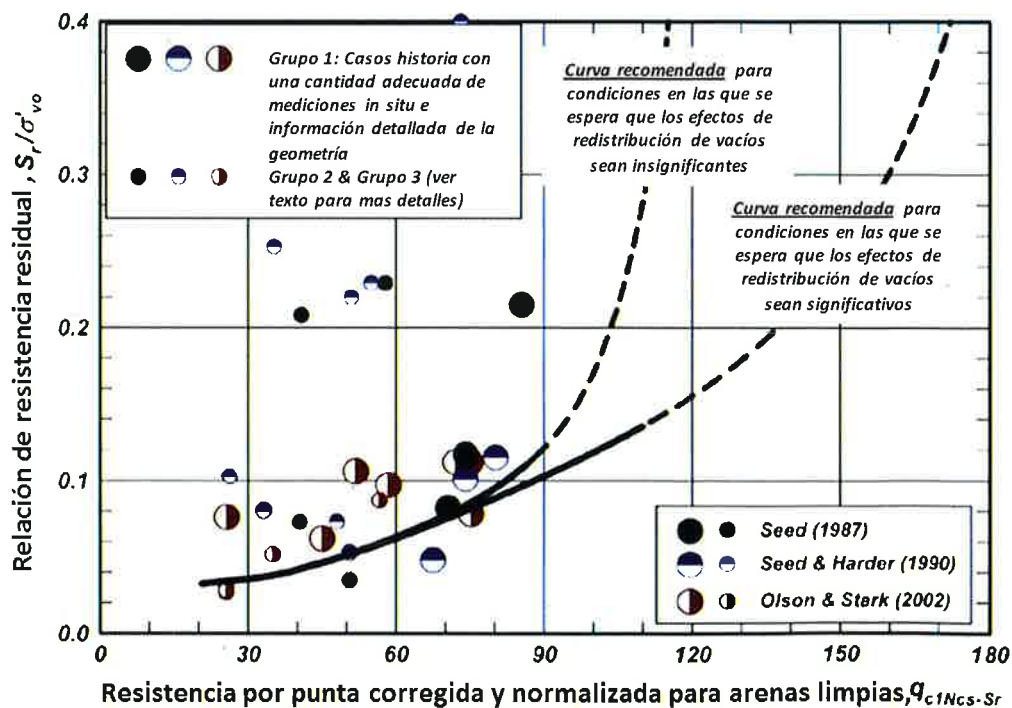


Figura 2.22. Correlación entre S_r/σ'_{v0} y $(q_{c1Ncs})_{cs}$ (Idriss y Boulanger, 2007).

REFERENCIAS

- Andrews, D. C. A., y Martin, G. R. (2000). Criteria for liquefaction of silty soils. *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Andrus, R. D., y Stokoe, K. H., (1997), *Liquefaction resistance based on shear wave velocity* (NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils. Technical Report NCEER-97-0022), Buffalo, USA: National Center for Earthquake Engineering Research, 89-128.
- Andrus, R. D., y Stokoe, K. H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 126(11), 1015-1025.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., y Juang, C. H. (2004). Guide for shear wave-based liquefaction potential evaluation. *Earthquake Spectra*, 20(2), 285-308.
- Arango, I. (1996). Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(11), 929-36.
- Arango, I., Lewis, M. R., y Kramer, C. (2000). Updated liquefaction potential analysis eliminates foundation retrofitting of two critical structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20, 17 – 25.
- Beaty, M. H., y Byrne, P. M. (1999). A Synthesized Approach for Modeling Liquefaction and Displacements. *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics*, 339-347.
- Byrne, P. M. (1991). A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand. *Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Paper No. 1.24, 47-55.
- Boulanger, R. W. (2003a). Relating K_α to relative state parameter index. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 129(8), 770-73.
- Boulanger, R. W., (2003b). High overburden stress effects in liquefaction analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 129(12), 1071-082.
- Boulanger, R. W., e Idriss, I. M. (2007). Evaluation of cyclic softening in silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 133(6), 641-52.
- Boulanger, R. W., e Idriss, I. M., (2014), *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures* (Report No. UCD/CGM-14/01), California, USA: Department of Civil & Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis.
- Boulanger, R. W., e Idriss, I. M. (2015a). CPT-based liquefaction triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 04015065, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001388.
- Boulanger, R. W., e Idriss, I. M. (2015b). Magnitude scaling factors in liquefaction triggering procedures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79(2015), 296-303, 10.1016/j.soildyn.2015.01.004.
- Bray, J. D., O'Rourke, T. D, Cubrinovski, M., Zupan, J. D., Jeon, S., Taylor, M., Toprak, S., Hughes, M., van Ballegooy, S., y Bouziou, D. (2013). Liquefaction Impact on Critical Infrastructure in Christchurch (Final Technical Report). *U.S.G.S. Award Number: G12AP20034*, 1-51.

- BSSC, (2003), *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 2. Commentary*, Washington, DC, USA: Building Seismic Safety Council.
- Castro, G. (1995). Empirical Methods in liquefaction evaluation. *Proc., First annual Leonardo Zeevaert International Conference*, 1, 1-41.
- Cetin, K. O., Isik N., y Unutmaz B. (2004). Seismically-induced landslide at Degirmendere Nose, Izmir Bay after 1999 Kocaeli (Izmit) – Turkey Earthquake. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(3), 189-197.
- Davis, A. P., Poulos, S. J., y Castro, G. (1988). Strengths back figured from liquefaction case histories. *Proc. 2nd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, USA, 1693–1701.
- Dobry, R., y Abdoun, T. (2015). An investigation into why liquefaction charts work: A necessary step toward integrating the states of art and practice (3rd Ishihara Lecture). *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 68, 40-56.
- Douglas, B. J., Olson, R. S., y Martin, G. R. (1981). Evaluation of the cone penetrometer test for SPT liquefaction assessment, Preprint 81 544, *Session on In Situ Testing to Evaluate Liquefaction Susceptibility, ASCE National Convention*, St. Louis, MO, October.
- Faccioli, E., y Reséndiz, D., (1975), *Soil Dynamics Behavior Including Liquefaction* (Informe No. E-15), Cd. de México, México: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Finn, W. D. L. (1981). Liquefaction Potential: Developments Since 1976. *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, (II), St. Louis, USA, 655-682.
- Flores F. A, Ayes J. C., Vargas C. O. y Vázquez A. (2014). Análisis de respuesta de sitio mediante procedimientos en el dominio de la frecuencia y del tiempo. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Puerto Vallarta, México.
- Gibbs, H. J., y Holtz, W. G. (1957). Research on determining the density of sand by spoon penetration testing. *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, 1, 35–39.
- Golesorkhi, R. (1989). *Factors influencing the computational determination of earthquake-induced shear stresses in sandy soils*. (PhD dissertation). University of California at Berkeley, California, USA.
- Harder, L. F. Jr., y Boulanger, R., (1997), *Application of Ks and Ka Correction Factors*. (NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils. Technical Report NCEER-97-0022), Buffalo, USA: National Center for Earthquake Engineering Research, 195-218.
- Hardin, B. O. y Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Journal of SMFE, Proc. Of ASCE*, 98(SM7), 667-692.
- Hashash, Y. M., Musgrove, M. I., Harmon, J. A., Groholski, D. R., Phillips, C. A., y Park, D., (2015), *Deepsoil 6.0, User Manual*, Illinois, USA: Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Hynes, M. E., y Olsen, R. S. (1999). Influence of confining stress on liquefaction resistance.: *Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction*, Rotterdam, The Netherlands, 145–152.
- Idriss, I. M. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential USA. *Proceedings TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.

- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2003). Relating K_α and K_o to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential, *Proceedings of the 2003 Dam Safety Conference, ASDSO*, Minneapolis, USA.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2004). 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*, California, USA, (1), 32–56.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2007). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils, *Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering—Invited Lectures*, K. D. Pitilakis, ed., Springer, Netherlands, 1–22.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W., (2008), *Soil liquefaction during earthquakes* (Monograph MNO-12), Oakland, USA: Earthquake Engineering Research Institute, 1-261.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W., (2010), *SPT-based liquefaction triggering procedures* (Report UCD/CGM-10/02), California, USA: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 1-259.
- Ishihara K. (1993). Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes. *Geotechnique*, 43, (3), 351-415.
- Jefferies, M. G., y Davies, M. P., (1993), *Estimation of SPT N Values from the CPT*, USA: ASTM.
- Kayen, R., Moss, R. E. S., Thompson, E. M., Seed, R. B., Cetin, K. O., Der Kiureghian, A., Tanaka, Y., y Tokimatsu, K. (2013). Shear-Wave Velocity – Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(3), 407–419.
- Kishida, T., Boulanger, R. W., Abrahamson, N. A., Driller, M. W., and Wehling, T. M. (2009). Site effects for the Sacramento-San Joaquin Delta. *Earthquake Spectra, EERI*, 25(2), 301-322.
- Lee, K. W., y Finn, W. D., (1978), *DESRA-2: dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential*, Vancouver, Canada: Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Series No 38.
- Liao, S., y Whitman, R.V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373-377.
- Matasovic, N., (2006), *D-MOD_2 – A Computer Program for Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, Earthfill Dams, and Solid Waste Landfills, User's Manual*, Washington, USA: GeoMotions.
- Marcuson III, W. F., y Bieganousky, W. A. (1977a). Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT6), 565-588.
- Marcuson, W. F., and Bieganousky, W. A. (1977b). SPT and relative density in coarse sands. *J. Geotechnical Eng. Div., ASCE*, 103(GT11), 1295–309.
- Martin, G. R. y Lew, M., (Eds.). (1999). *Recommended procedures for implementation of DMG Special Publication 117: Guidelines for analyzing and mitigating liquefaction hazards in California*. California, USA: Southern California Earthquake Center, Univ. of Southern Calif.
- Montgomery, J., Boulanger, R. W., y Harder, L. F. Jr., (2012), *Examination of the K_s overburden correction factor on liquefaction resistance* (Report No. UCD/CGM-12-02), California, USA: Center for

Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California.

- Montgomery, J., Boulanger, R. W., y Harder, L. F., Jr. (2014). Examination of the K_s overburden correction factor on liquefaction resistance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 04014066, dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001172.
- Moss, R. E. S., Seed, R. B., Kayen, R. E., Stewart, J. P., Der Kiureghian, A., and Cetin, K. O. (2006). CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE* 132(8), 1032–051.
- Olsen, R. S. (1997). 'Cyclic liquefaction based on the cone penetration test. *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo*, 225–276.
- Olson, S. M., y Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories: *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 629–47.
- Robertson, P. K. (2009). Performance based earthquake design using the CPT. *Proceedings of IS-Tokyo 2009 International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering — From Case History to Practice*, Tokyo, Japan, 15–18.
- Robertson P. K., y Fear C.E., (1995), *Application of CPT to Evaluate Liquefaction Potential*, Linköping, Sweden: CPT'95.
- Robertson, P. K., y Wride, C. E. (1997). Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. *Proceedings, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*.
- Robertson, P. K., y Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442– 459.
- Salgado, R., Boulanger, R. W., y Mitchell, J. K. (1997a). Lateral stress effects on CPT liquefaction resistance correlations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE*, 123(8), 726–735.
- Salgado, R., Mitchell, J. K., y Jamiolkowski, M. (1997b). Cavity expansion and penetration resistance in sands. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE*, 123(4), 344–54
- Seed, H. B. (1979). Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT2), 201-255.
- Seed, H. B. (1983). Earthquake-resistant design of earth dams. *Proc., Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns, ASCE*, New York, 41–64.
- Seed, H. B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Eng., ASCE* 113(8), 827–45.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M., (1969), *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses* (Report EERC 70-10), California, USA: Earthquake Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M., (1970), *A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential* (Report EERC 70-9), California, USA: Earthq. Eng. Res. Center, University of California.
- Seed, H. B., e Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97(9), 1249-1273.

- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2003). Relating K_α and K_σ to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential, *Proceedings of the 2003 Dam Safety Conference, ASDSO*, Minneapolis, USA.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2004). 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*, California, USA, (1), 32-56.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2007). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils, *Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering—Invited Lectures*, K. D. Pitilakis, ed., Springer, Netherlands, 1-22.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W., (2008), *Soil liquefaction during earthquakes* (Monograph MNO-12), Oakland, USA: Earthquake Engineering Research Institute, 1-261.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W., (2010), *SPT-based liquefaction triggering procedures* (Report UCD/CGM-10/02), California, USA: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 1-259.
- Ishihara K. (1993). Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes. *Geotechnique*, 43, (3), 351-415.
- Jefferies, M. G., y Davies, M. P., (1993), *Estimation of SPT N Values from the CPT*, USA: ASTM.
- Kayen, R., Moss, R. E. S., Thompson, E. M., Seed, R. B., Cetin, K. O., Der Kiureghian, A., Tanaka, Y., y Tokimatsu, K. (2013). Shear-Wave Velocity – Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(3), 407-419.
- Kishida, T., Boulanger, R. W., Abrahamson, N. A., Driller, M. W., and Wehling, T. M. (2009). Site effects for the Sacramento-San Joaquin Delta. *Earthquake Spectra, EERI*, 25(2), 301-322.
- Lee, K. W., y Finn, W. D., (1978), *DESRA-2: dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential*, Vancouver, Canada: Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Series No 38.
- Liao, S., y Whitman, R.V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373-377.
- Matasovic, N., (2006), *D-MOD_2 – A Computer Program for Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, Earthfill Dams, and Solid Waste Landfills, User's Manual*, Washington, USA: GeoMotions.
- Marcuson III, W. F., y Bieganousky, W. A. (1977a). Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT6), 565-588.
- Marcuson, W. F., and Bieganousky, W. A. (1977b). SPT and relative density in coarse sands. *J. Geotechnical Eng. Div., ASCE*, 103(GT11), 1295-309.
- Martin, G. R. y Lew, M., (Eds.). (1999). *Recommended procedures for implementation of DMG Special Publication 117: Guidelines for analyzing and mitigating liquefaction hazards in California*. California, USA: Southern California Earthquake Center, Univ. of Southern Calif.
- Montgomery, J., Boulanger, R. W., y Harder, L. F. Jr., (2012), *Examination of the K_s overburden correction factor on liquefaction resistance* (Report No. UCD/CGM-12-02), California, USA: Center for

Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California.

- Montgomery, J., Boulanger, R. W., y Harder, L. F., Jr. (2014). Examination of the K_s overburden correction factor on liquefaction resistance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 04014066, dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001172.
- Moss, R. E. S., Seed, R. B., Kayen, R. E., Stewart, J. P., Der Kiureghian, A., and Cetin, K. O. (2006). CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE* 132(8), 1032–051.
- Olsen, R. S. (1997). 'Cyclic liquefaction based on the cone penetration test. *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo*, 225–276.
- Olson, S. M., y Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 629–47.
- Robertson, P. K. (2009). Performance based earthquake design using the CPT. *Proceedings of IS-Tokyo 2009 International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering — From Case History to Practice*, Tokyo, Japan, 15–18.
- Robertson P. K., y Fear C.E., (1995), *Application of CPT to Evaluate Liquefaction Potential*, Linköping, Sweden: CPT'95.
- Robertson, P. K., y Wride, C. E. (1997). Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. *Proceedings, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*.
- Robertson, P. K., y Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442- 459.
- Salgado, R., Boulanger, R. W., y Mitchell, J. K. (1997a). Lateral stress effects on CPT liquefaction resistance correlations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE*, 123(8), 726–735.
- Salgado, R., Mitchell, J. K., y Jamiolkowski, M. (1997b). Cavity expansion and penetration resistance in sands. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE*, 123(4), 344–54
- Seed, H. B. (1979). Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT2), 201-255.
- Seed, H. B. (1983). Earthquake-resistant design of earth dams. *Proc., Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns, ASCE*, New York, 41–64.
- Seed, H. B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Eng., ASCE* 113(8), 827–45.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M., (1969), *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses* (Report EERC 70-10), California, USA: Earthquake Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M., (1970), *A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential* (Report EERC 70-9), California, USA: Earthq. Eng. Res. Center, University of California.
- Seed, H. B., e Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97(9), 1249-1273.

- Seed, H. B., e Idriss, I. M. (1981). Evaluation of Liquefaction Potential of Sand Deposits Based on Observations of Performance in Previous Earthquakes, Preprint 81 544, *Session on In Situ Testing to Evaluate Liquefaction Susceptibility, ASCE National Convention*, St. Louis, MO, October.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M., (1982), *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Oakland, USA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Seed, H. B., Idriss, I.M., y Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*; 109(3), 458-482.
- Seed, H. B.; Tokimatsu, K.; Harder, L. F. y Chung, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(12), 1425-1445.
- Seed, R. B., y Harder, L. F. Jr. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, *Proceedings, Seed Memorial Symposium*, J. M. Duncan, BiTech Publishers, Vancouver, Canada, 351-376.
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation. *Geotechnique*, 36, 425-447.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. L., y Seed, H. B., (1972), *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites* (Report No. EERC 72-12), California, USA: University of California, Berkeley.
- Shibata, T., y Teparaska, W. (1988). Evaluation of Liquefaction Potential of Soils Using Cone Penetration Testing. *Soils and Foundations*, 28(2), 49-60.
- Stark, T. D. y Olson, S. M. (1995). Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), 856-869.
- Suzuki, Y., Tokimatsu, K., Taya, Y., y Kubota, Y. (1995). Correlation between CPT data and dynamic properties of in situ frozen samples. *Proceedings, 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, I*, St. Louis, MO.
- Suzuki, Y., Koyamada, K., y Tokimatsu, K. (1997). Prediction of liquefaction resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction. *Proceedings, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany*, 1, 603-06.
- Taboada, V. M., Dantal, V., Cruz, D., Flores, F. A., y Barrera, P., (2016), *Normalized Modulus Reduction and Damping Curves for Bay of Campeche Sand*, Texas, USA: Offshore Technology Conference, OTC 26878-MS. <http://dx.doi.org/10.4043/26878-MS>
- Vargas, C.O. (2015). *Análisis de licuación de arenas mediante el empleo de métodos de campo, análisis de respuesta de sitio y modelos numéricos de generación de presión de poro* (Tesis de Maestría). Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Cd. de México, México.
- Vucetic, M., y Dobry, R., (1986), *Pore pressure build-up and liquefaction at level sandy sites during earthquakes* (Research Rep. CE-86-3), New York, USA: Dept. of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute.
- Yoshimi, Y., Hatanaka, M., y Oh-oka, H. (1977). A Simple Method for Undisturbed Sand Sampling by Freezing. *Proc. Specialty Session 2 on Soil Sampling, 9th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engrg.*, Tokyo, Japan, 23-28.

- Youd, T. L., e Idriss, I. M., (Eds). (1997). *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake. Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo*
- Youd, T. L. e Idriss, I. M. (2001). 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, 127(10), 817-33.*
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D.L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R., and Stokoe, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, *ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 127, 817-833.*
- Whitman, R. V. (1985). On liquefaction. *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, USA, 1923–1926.
- Wride, C. E., McRoberts, E. C., y Robertson, P. K. (1999). Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils. *Canadian Geotechnical Journal, 36, 907–933.*
- Zhou, S. (1980). Evaluation of the liquefaction of sand by static cone penetration test. *Proceedings of seventh world conference on earthquake.*

CAPÍTULO 3

3. ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES

3.1. Introducción

Las deformaciones por desplazamientos laterales o asentamientos inducidos por licuación en depósitos de arena saturada, se encuentran entre los principales causantes de daños severos a las cimentaciones. Los desplazamientos laterales son el tipo de falla más común inducido por licuación, estos causan dos mecanismos de carga en las estructuras 1) fuerzas de arrastre ejercidas principalmente en pilas y pilotes y 2) el empuje que pueden causar las capas no licuadas que se encuentran sobre el suelo licuado y que son desplazadas contra estructuras enterradas.

Para la evaluación de las deformaciones inducidas por licuación se han desarrollado diferentes métodos empíricos y semiempíricos, los que han tenido una buena aceptación en la práctica, sin embargo, se debe tomar en cuenta que los resultados suelen sobrestimar los desplazamientos reales, ya que los métodos son sensibles a los parámetros involucrados.

3.2. Métodos para evaluar desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales son difíciles de evaluar debido al comportamiento no lineal del suelo y la incertidumbre de los parámetros que intervienen en los métodos empíricos y semiempíricos. Sin embargo, la disponibilidad e incremento en el uso de métodos numéricos avanzados (e. g. elemento finito y diferencias finitas) para el análisis de licuación permiten una mejor aproximación de la respuesta y comportamiento del suelo. Los diferentes métodos que se han propuesto para el cálculo de desplazamientos incluyen modelos numéricos, métodos empíricos y semiempíricos (e. g. Método de Hamada et al. (1986) y Youd et al. (2002); métodos basados en pruebas de laboratorio y métodos empíricos basados en pruebas de campo (CPT y SPT) (e. g. Zhang et al., 2004).

En esta sección se presenta una descripción de las metodologías más empleadas en la práctica para la predicción de desplazamientos laterales inducidos por licuación:

- Método basado en pruebas de campo SPT y CPT (Zhang et al., 2004)
- Método empírico de Youd et al. (2002)
- Método empírico de Hamada et al. (1986)
- Métodos numéricos

3.2.1. Método de Zhang et al. 2004

Zhang et al. (2004) desarrollaron un método semiempírico para la estimación de desplazamientos laterales basado en los valores del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT) y la resistencia por punta del cono (CPT). Este método se basa en la estimación de la máxima amplitud de deformación angular cíclica (γ_{max}) a partir de correlaciones con el factor de seguridad contra licuación para diferentes densidades

relativas (D_r). Para la estimación de los desplazamientos laterales, desarrollaron correlaciones empíricas entre el γ_{max} y datos de casos historia para las siguientes condiciones de sitio:

Caso 1.- Pendiente del terreno ligera sin superficie libre. Es una configuración de terreno infinito con una pendiente ligera, ver Figura 3.1a.

Caso 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 (e. g. en bordes de ríos), ver Figura 3.1b.

Caso 3.- Pendiente del terreno suave con superficie libre, ver Figura 3.1c.

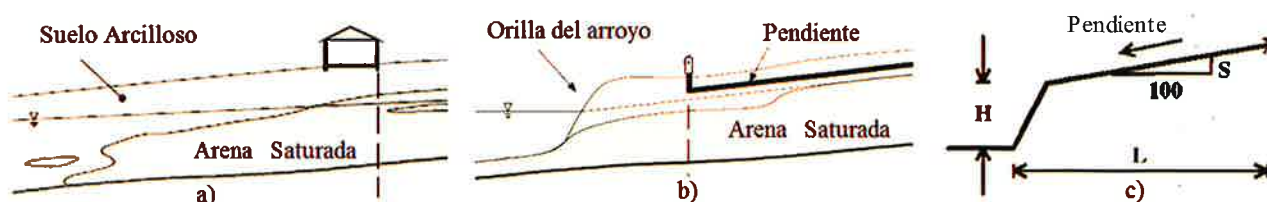


Figura 3.1. Condiciones del terreno para el método empírico con datos de SPT y CPT (Zhang et al., 2004). a) Pendiente del terreno ligera sin superficie libre. b) Componente a nivel de terreno con superficie libre. c) Pendiente del terreno ligera con superficie libre.

Para la estimación del γ_{max} es necesario determinar los valores del factor de seguridad contra licuación (FS_{lic}) y la densidad relativa (D_r) de los materiales. Estos parámetros pueden ser obtenidos a partir de los datos de las pruebas de campo SPT y CPT. Para el factor de seguridad se siguen los métodos propuestos por Youd et al., (2001), mientras que para la densidad relativa se sugieren las siguientes expresiones:

Densidad relativa con SPT (Meyerhof, 1957)

$$D_r = 16\sqrt{(N_1)_{78}} = 14\sqrt{(N_1)_{60}} \quad (3.1)$$

$$[(N_1)_{60} \leq 42]$$

Densidad relativa con CPT (Tatsuoka et al., 1990)

$$D_r = -85 + 76 \log(q_{c1N}) \quad (q_{c1N} \leq 200) \quad (3.2)$$

Corrección por contenido de finos

En esta corrección se toma en cuenta el efecto del contenido de finos, por lo tanto, deben considerarse los valores equivalentes de $(N_1)_{60cs}$ y $(q_{c1N})_{cs}$ para arenas limpias y deben ser usados directamente en la estimación del γ_{max} . En la Figura 3.2 se muestran las relaciones usadas entre γ_{max} y FS_{lic} para diferentes valores de densidad relativa (D_r).

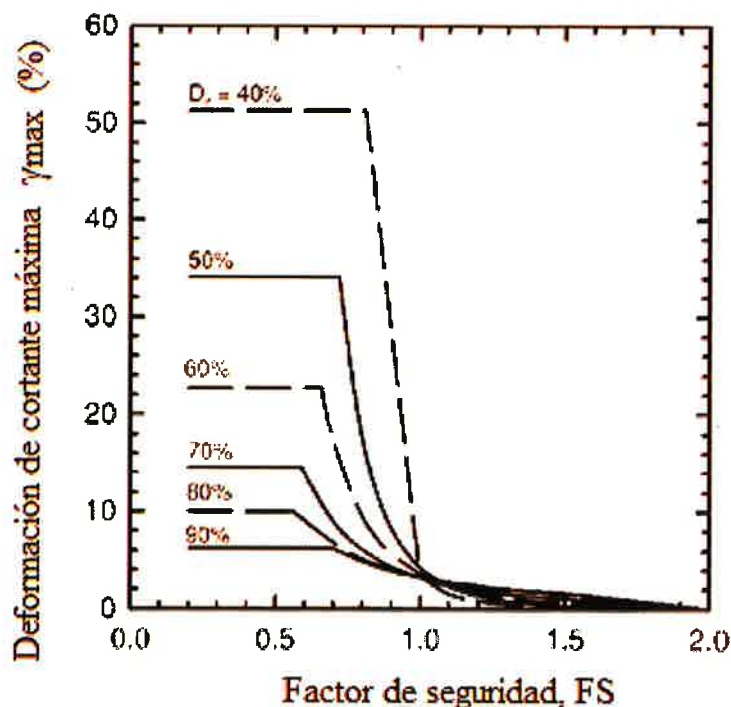


Figura 3.2. Relaciones para arenas limpias. Deformación cortante cíclica máxima, factor de seguridad y diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine (1992)).

Índice de desplazamiento lateral (LDI)

El índice de desplazamiento lateral (LDI) se obtiene integrando el valor de γ_{max} calculado a cierta profundidad, como se muestra en la siguiente expresión.

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz \quad (3.3)$$

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

El LDI tiene unidades de desplazamiento, y se utiliza sólo para proveer un índice que cuantifique el potencial de desplazamientos laterales, dado el perfil de suelo, propiedades y características del sismo. La magnitud de los desplazamientos depende del LDI y de los parámetros geométricos que caracterizan al terreno.

Correlaciones entre desplazamientos laterales medidos (LD), índice de desplazamiento lateral (LDI) y parámetros geométricos (H , L y S).

A través de datos de SPT y CPT de diferentes casos historia se determinaron las correlaciones entre mediciones de desplazamientos laterales (LD), índice de desplazamiento lateral (LDI) y parámetros geométricos (H , L y S), para los que se derivaron las siguientes expresiones y curvas para cada caso, ver Figuras 3.3, 3.4 y 3.5 (Zhang et al., 2004).

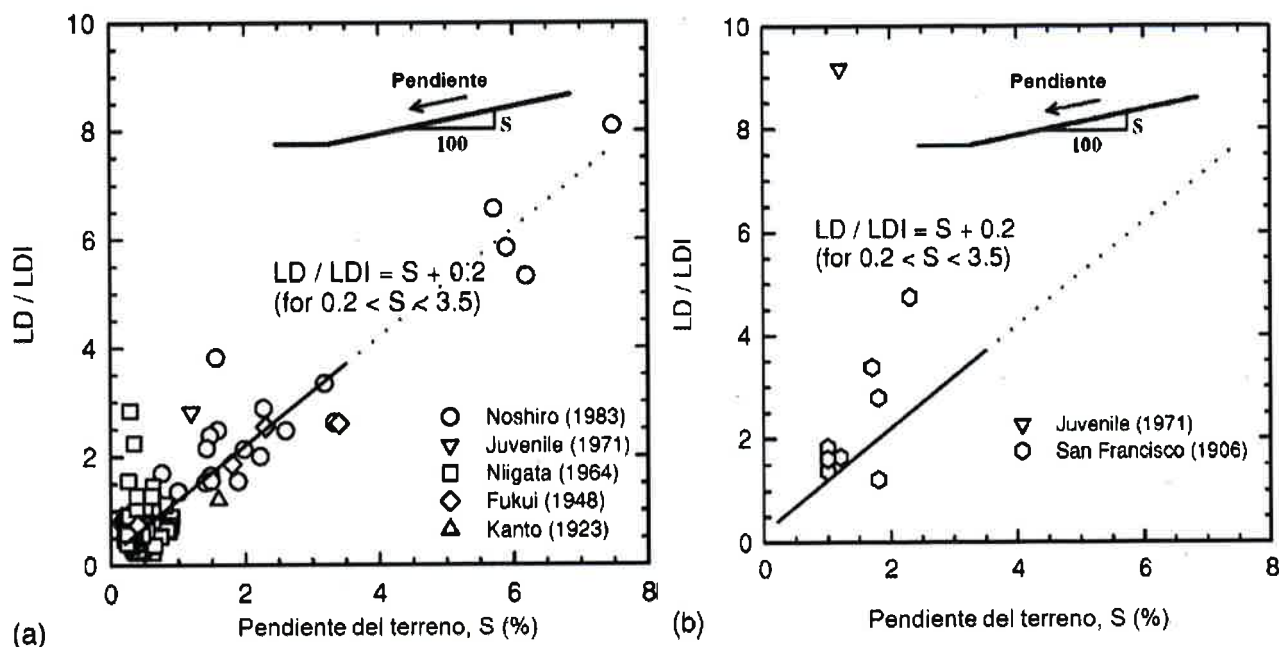


Figura 3.3. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra la pendiente del terreno (S), para datos de SPT (a) y CPT (b) (Zhang et al., 2004).

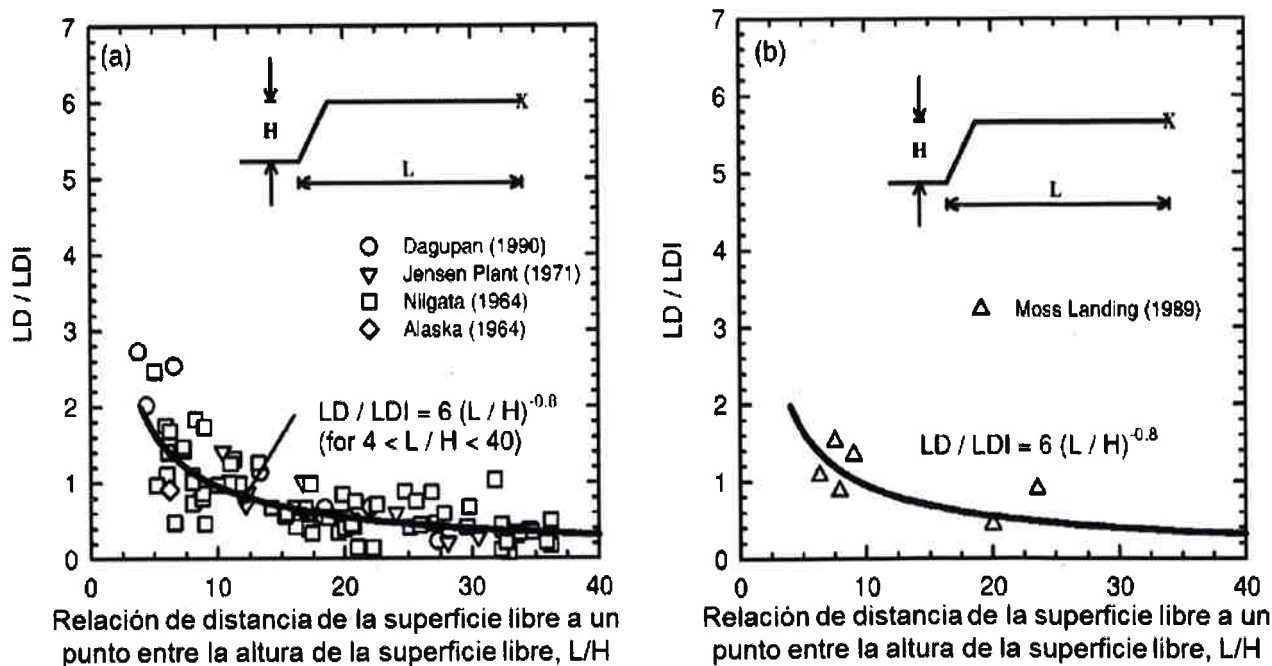


Figura 3.4. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra L/H , para datos de SPT (a) y CPT (b) (Zhang et al., 2004).

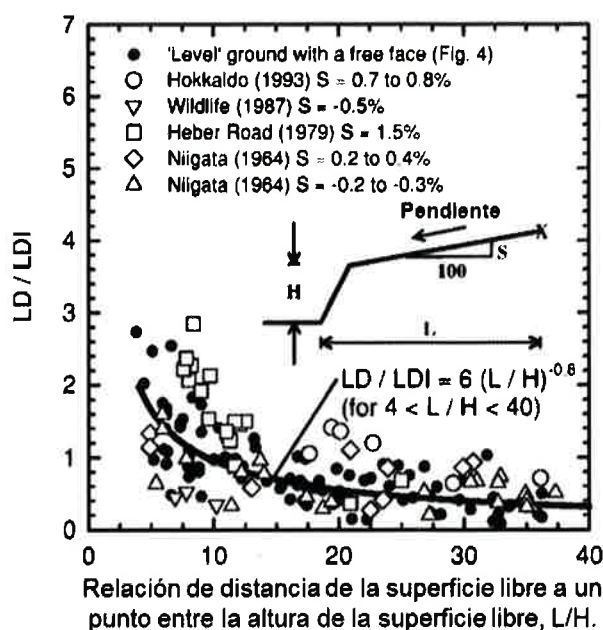


Figura 3.5. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra L/H , para datos de SPT (Zhang et al., 2004).

A continuación, se presenta un resumen de la metodología para estimar desplazamientos laterales inducidos por licuación.

- 1) Evaluar el potencial de licuación usando las metodologías publicadas en el NCEER -1998 por Youd et al., (2001).
- 2) Calcular el índice de desplazamientos laterales (LDI) usando las Figuras 3.3 a 3.5 o la ecuación 3.3.
- 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) usando las siguientes expresiones:

Para pendientes ligeras sin superficie libre:

$$LD = (S + 0.2) \cdot LDI \quad \text{para } 0.2 \% < S < 3.5\% \quad (3.4)$$

Para componentes a nivel de terreno con superficie libre

$$LD = 6 \cdot (L/H)^{-0.8} \cdot LDI \quad \text{para } 4 < L/H < 40 \quad (3.5)$$

La metodología propuesta se recomienda para magnitudes entre $M_w = 6.4$ y 9.2 , aceleración máxima entre 0.19 g y 0.6 g , y altura de cara libre menor de 18 m .

3.2.2. Método de Youd, Hansen y Bartlett (2002)

Para la evaluación de los desplazamientos laterales del suelo, Bartlett y Youd (1995) propusieron expresiones que permiten su cuantificación. Posteriormente, las ecuaciones propuestas fueron modificadas por Youd, Hansen y Bartlett (2002). Este criterio ha ganado aceptación para el análisis de casos en la práctica profesional. Las expresiones se desarrollaron a partir de la regresión multilínea de una gran base de datos históricos.

Con las modificaciones al modelo original de Bartlett y Youd (1995), se desarrollaron dos ecuaciones para los siguientes casos

Caso 1. Pendiente suave del terreno

$$\log D = -16.213 + 1.532M_w - 1.406 \log R^* + 0.012R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log((D_{50})_{15} + 0.1 \text{ mm}) \quad (3.6)$$

Caso 2. Pendiente con superficie libre

$$\log D = -16.713 + 1.532M_w - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795((D_{50})_{15} - 0.1 \text{ mm}) \quad (3.7)$$

$$\text{Con: } R^* = 10^{(0.89M - 5.64)} + R \quad (3.8)$$

Donde; D , es el desplazamiento lateral estimado del suelo; M , la magnitud de momento del sismo; R , la distancia mínima horizontal a la fuente sísmica; T_{15} , el espesor acumulado de capas de suelo granular saturadas con número de golpes corregido $(N_1)_{60} < 15$; F_{15} , el contenido de finos promedio del espesor T_{15} ; $(D_{50})_{15}$ el tamaño de partícula promedio al 50% de los materiales con espesor y S es la inclinación del terreno.

Aguilar (2012) presentó un análisis paramétrico del método de Youd, Hansen y Bartlett (2002), en el que se pueden consultar las influencias de cada uno de los parámetros.

3.2.3. Método de Hamada et al. (1986)

Hamada et al. (1986) desarrollaron un modelo empírico basado en un análisis de regresión simple para el cálculo de desplazamientos horizontales de los estudios de deslizamiento lateral en Niigata y Noshiro, Japón y en San Fernando Valley, California. Basado en 60 casos históricos, principalmente de Noshiro, se obtuvo una ecuación para predecir la amplitud de los desplazamientos laterales en función de la pendiente y el espesor del estrato licuable.

$$D = 0.75H^{0.75}\theta^{1/3} \quad (3.9)$$

Donde D , es el desplazamiento horizontal en metros; H , es el espesor del suelo licuado en metros y θ , es la pendiente de talud en porcentaje o en su caso la inclinación del estrato licuable.

Cuando varios estratos de suelo se licuan al mismo tiempo, H se tomará de acuerdo a los siguientes casos.

- Cuando dos estratos están muy próximos y ambos se licuan, H será el espesor total de ambos estratos.
- Cuando exista un estrato que no se licua entre dos estratos que sí se licuan, H será el espesor total de los tres estratos.

Una limitación del método es que las predicciones calculadas son muy sensibles al valor de la pendiente del suelo, lo que ocasiona que se obtengan resultados erróneos.

A pesar de que estos métodos han tenido una gran aceptación en la práctica profesional, se debe tener cuidado en la selección del tipo de método y en la estimación de los desplazamientos laterales que se obtengan, ya que se ha observado, que empleando diferentes métodos en un mismo sitio, se han obtenido resultados diferentes (e. g. Cetin et al., 2002 y Vargas et al., 2015).

3.3. Estimación de asentamientos empleando SPT y CPT (Ishihara y Yoshimine, 1992)

3.3.1. Introducción

El cambio de volumen en un depósito de arena ocurre por la disipación de la presión de poro inducido por cargas cíclicas no drenadas, este concepto ha sido estudiado ampliamente en pruebas de laboratorio por Lee y Albaisa (1974), Tatsuoka et al. (1984) y Ishihara y Nagase (1988). Como resultado de estos estudios se determinó que la deformación volumétrica después de la licuación depende de la densidad relativa y de la deformación angular máxima durante la aplicación de cargas cíclicas. Con base en lo anterior, Ishihara y Yoshimine (1992) desarrollaron una metodología para estimar asentamientos inducidos por licuación, tomando como parámetro principal la deformación angular máxima para la deformación volumétrica después de la licuación. Este método se basa en dos conceptos básicos derivados de pruebas de laboratorio.

El primero es la relación entre el cambio volumétrico y la deformación angular máxima, la que se obtuvo a través de pruebas de corte simple en muestras con diferentes densidades relativas, ver Figura 3.6. 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.

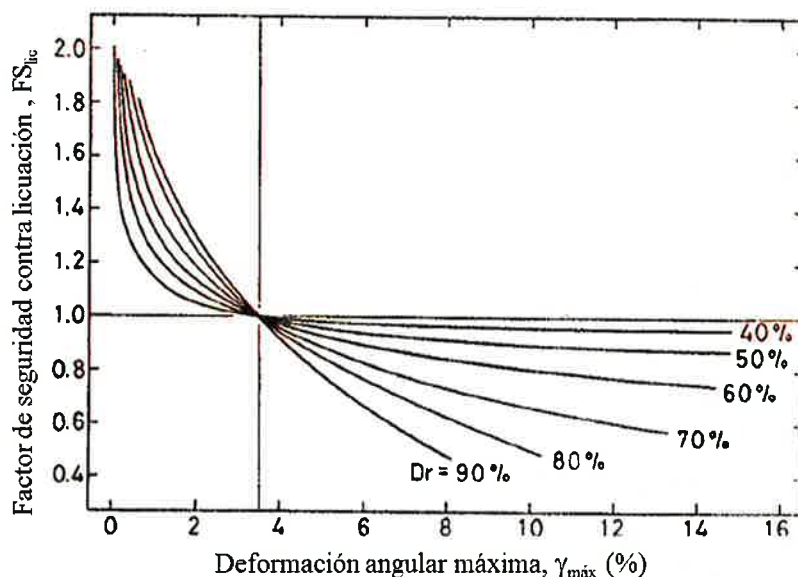


Figura 3.6. Relación entre el factor de seguridad y la deformación angular máxima (Ishihara y Yoshimine, 1992)

El segundo concepto es la relación entre el factor de seguridad contra licuación y la deformación angular máxima, este último dato es necesario para la correlación planteada en la Figura 3.6. Para determinar este parámetro Ishihara y Yoshimine (1992) desarrollaron un método simple, el cual toma en cuenta el CSR requerido para desarrollar una presión de poro igual al esfuerzo de confinamiento (licuación inicial). En la Figura 3.7 se muestra la relación establecida para diferentes densidades relativas, la cual se determinó a partir de pruebas de laboratorio y extrapolación de datos. Estas curvas se utilizan para estimar la deformación angular máxima para un valor conocido de FS_{lic} , y posteriormente evaluar el ε_v (%) con la Figura 3.8.

En la Figura 3.8 se muestra una serie de curvas que relacionan el FS_{lic} y la deformación volumétrica (ε_v), determinadas a partir de las relaciones de las Figuras 3.6 y 3.7. Por lo tanto, una vez conocido el FS_{lic} del análisis de licuación, se determina el $\gamma_{m\acute{a}x}$ para estimar directamente la deformación volumétrica.

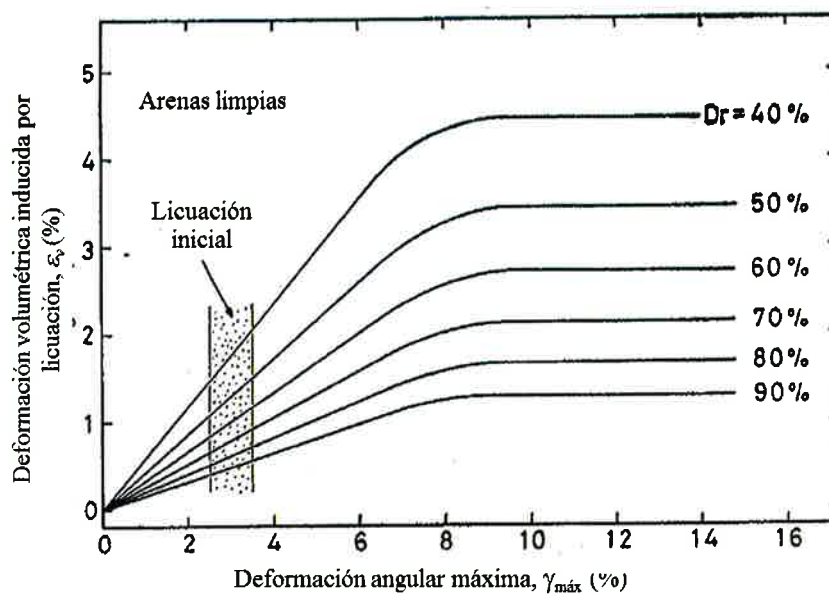


Figura 3.7. Relación entre la deformación volumétrica y la deformación angular máxima (Ishihara y Yoshimine, 1992)

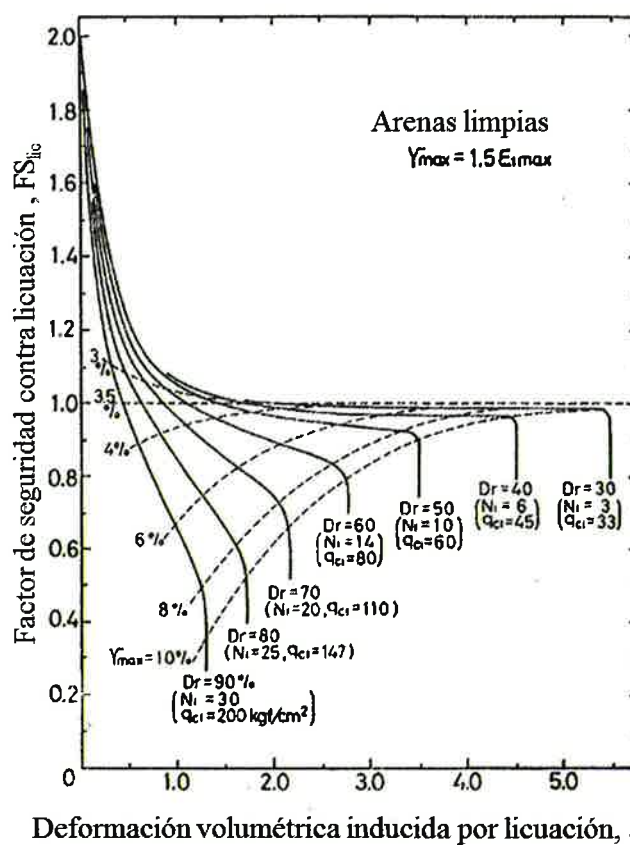


Figura 3.8. Carta para la deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).

3.3.2. Procedimiento para la estimación de asentamientos

Con base en lo mostrado en la Figura 3.8 se presentan los pasos para determinar los asentamientos inducidos por licuación.

- 1) Se evalúa el factor de seguridad contra licuación para cada capa de arena, usando las metodologías publicadas en el NCEER -1998 por Youd et al., (2001).
- 2) Con el FS_{lic} evaluado y los datos de la prueba de SPT y CPT o Dr , se entra en la gráfica de la Figura 3.8 para determinar el ε_v (%).
- 3) Se obtiene la deformación volumétrica en cada subcapa a su respectiva profundidad
- 4) Se realiza la sumatoria del producto de las deformaciones volumétricas para cada subcapa de suelo por su espesor.

$$\delta = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} \Delta z_i \quad (3.10)$$

Donde δ , son los asentamientos inducidos por licuación; ε_{vi} , es la deformación volumétrica para cada capa de suelo i ; Δz_i , es el espesor de la subcapa i ; y j es el número de subcapas.

Zhang et al. (2002) desarrollaron una gráfica basada en las curvas de Ishihara y Yoshimine (1992), la que correlaciona valores de $(q_{c1N})_{cs}$ y las deformaciones volumétricas ε_v (%) para diferentes valores de FS_{lic} , ver Figura 3.9.

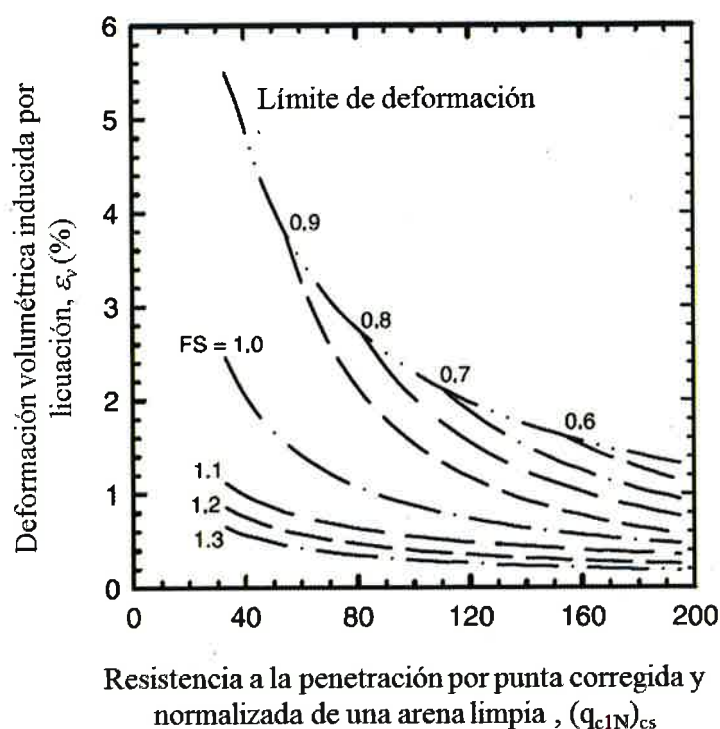


Figura 3.9. Carta para la deformación volumétrica y la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada de una arena limpia (Zhang et al., 1992).

3.4. Métodos numéricos (método de diferencias finitas y elementos finitos)

El análisis con diferencias finitas y elemento finito es el más complejo de los procedimientos para evaluar deformaciones; sin embargo, la disponibilidad de programas y el desarrollo de códigos que involucran modelos constitutivos de comportamiento permiten minimizar su dificultad. Estos métodos han sido empleados principalmente en estudios relativamente críticos, la principal dificultad asociada a estos es evaluar los parámetros necesarios de entrada y los modelos constitutivos a utilizar, además son muy susceptibles a las pequeñas variaciones en uno o más parámetros. Sin embargo, estos métodos son apropiados para la evaluación del potencial y estimaciones de deformaciones post-sismo para proyectos de alto riesgo, ya que proporcionan información significativa para el diseño definitivo, tales como excesos de presión de poro, deformaciones debido a la disipación de presión de poro, comportamiento integral de los estratos a licuarse y mecanismos de fallas. Estos métodos y los modelos que se han desarrollado se abordan en el capítulo 3 de esta publicación.

De acuerdo con lo mostrado en este capítulo, en la tabla 2.4 se presenta una serie de recomendaciones para el empleo de las diferentes metodologías, la que se basa en las recomendaciones establecidas por Robertson (2009) y experiencias en la práctica profesional.

Tabla 3.1. Recomendaciones para el empleo de metodologías en análisis de licuación.

Tipo de proyecto (riesgo)	Determinación del potencial de licuación		Estimación de deformaciones	
	Método simplificado	Modelado numérico	Métodos empíricos y analíticos	Modelado numérico
Bajo	Es adecuado, en combinación con pruebas índice sobre muestras inalteradas y un criterio de diseño conservador.	-	Son adecuados, en combinación con pruebas índice sobre muestras inalteradas y un criterio de diseño conservador, empleando diferentes metodologías.	-
Moderado	Es adecuado. Estos procedimientos deben ser complementados con pruebas específicas In situ (CPT sísmico con medición de presión de poro SCPTu) combinadas con muestreo selectivo y basado en pruebas de laboratorio	- Es adecuado. Para análisis de zonas críticas especificadas con los métodos empíricos. - Los parámetros del modelo deben ser estimados a partir de pruebas in situ. - Calibración de modelos a partir de resultados de pruebas in situ.	Son adecuados, en combinación con pruebas índice sobre muestras inalteradas y un criterio de diseño conservador, empleando diferentes metodologías.	Emplear en caso de incertidumbre de los diferentes resultados de métodos empíricos y complejidad de la geometría del sitio.
Alto	- Deben emplearse sólo como una técnica para identificar las regiones potencialmente licuables o zonas críticas. - Para calibración en la solución con modelos numéricos. - Los resultados de pruebas de campo deben correlacionarse con pruebas de laboratorio, para extender los resultados a otras regiones del proyecto.	- Es adecuado, en combinación con una exploración y muestreo riguroso. - Pruebas de laboratorio para la obtención de parámetros de los modelos. - Correlaciones de pruebas in situ en combinación con pruebas de laboratorio para obtención de parámetros de los modelos. - Calibración de los modelos con pruebas de laboratorio. - Instrumentación in situ para calibración de la respuesta dinámica de la estructura.	Deben emplearse para obtener estimaciones preliminares de las deformaciones, además pueden emplearse como parámetro de comparación de los resultados del modelo numérico en zonas específicas (e. g. zonas cercanas a pendientes y cuerpos de agua).	Es adecuado, en combinación con una exploración y muestreo riguroso.

REFERENCIAS

- Aguilar, B. R. (2012). Análisis paramétrico del desplazamiento por dispersión lateral causado por el fenómeno de licuación, *XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Cancún, México.
- Bartlett, S. F., y Youd, T. L. (1995). Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 121(4), 316-29.
- Cetin, K. O., Youd, T. L., Seed, R. B., Bray, J. D., Sancio, R., Lettis, W., Yilmaz, M. T., y Durgunoglu, H. T. (2002). Liquefaction-induced ground deformations at Hotel Sapanca during Kocaeli (Izmit), Turkey earthquake. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(2002), 1083-1092.
- Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., y Emoto, K., (1986), *Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements*, Japan: Association for the Development of Earthquake Prediction.
- Ishihara, K., y Nagase, H. (1988). Multi-directional Irregular Loading Tests on Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 201-212.
- Ishihara, K., y Yoshimine, M. (1992). Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. *Soils and Foundations*, 32(1), 173-188.
- Lee, K. L., y Albaisa, A. (1974). Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100(GT4), 387-406.
- Meyerhof, G. G. (1957). Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, England, (3), 1-110.
- Robertson, P. K. (2009). Performance based earthquake design using the CPT. *Proceedings of IS-Tokyo 2009 International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering — From Case History to Practice*, Tokyo, Japan, 15-18.
- Tatsuoka, F., Nakamura, S., Huang, C. C., y Tani, K. (1990). Strength anisotropy and shear band direction in plane strain tests of sand. *Soils and Foundations*, 30(1), 35-54.
- Tatsuoka, F.; Sasaki, T., y Yamada, S. (1984). Settlement in saturated sand induced cyclic undrained simple shear. *Proc., 8th WCEE*, San Francisco, USA, (3), 398-405.
- Vargas C. O., Ortiz R., y Flores, F. A. (2015). Liquefaction Analysis Using Pore Pressure Generation Models During Earthquakes. *XV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Buenos Aires, Argentina.
- Youd, T. L., Hansen, C. M., y Bartlett, S. F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(12), 1007-1017.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R., and Stokoe, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on

Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 817-833.

- Youd, T. L., Hansen, C. M., y Bartlett, S. F. (2002). 'Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(12), 1007-1017.
- Zhang, G., Robertson, P. K. y Brachman, R. W. I. (2002). Estimating Liquefaction induced ground settlements from CPT for level ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1168-1180.
- Zhang, G., Robertson, P. K., y Brachman, R. W. I. (2004). Estimating Liquefaction induced Lateral Deformations from SPT and CPT. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130(8), 861-871.

CAPÍTULO 4

4. MÉTODOS NUMÉRICOS APLICADOS AL FENÓMENO DE LICUACIÓN

4.1. Introducción

A partir del sismo ocurrido en Niigata, Japón en 1964, numerosas investigaciones se han enfocado en desarrollar métodos confiables para evaluar la probabilidad de licuación en un depósito de suelo dado. De acuerdo con Seed (1987), nuestra habilidad para predecir el potencial de licuación es relativamente buena. Sin embargo, esto involucra solamente a una parte del problema, puesto que en una evaluación de licuación el ingeniero geotecnista debe contestar varias preguntas: (1) dado un evento sísmico probable, ¿Es el suelo propenso a sufrir licuación?, (2) si la licuación ocurre, ¿Qué consecuencias pueden esperarse en lo que se refiere a los movimientos del suelo? (Seed 1979; Bartlett y Youd 1992) y (3) ¿Qué daños puede causar a las estructuras desplantadas en materiales potencialmente licuables? Desde que la habilidad de predecir el potencial de licuación mejoró, la atención se ha centrado en desarrollar métodos de análisis que puedan prever las consecuencias de la licuación de los suelos, así como los desplazamientos laterales que pudieran ocurrir.

Para estructuras críticas como presas y plantas de energía nuclear, Seed (1987) sugiere que el diseño en ingeniería debe esforzarse por prevenir la licuación del suelo. Para estructuras menos críticas, un acercamiento de diseño alternativo es anticiparse a la licuación, es decir, predecir la gravedad de los desplazamientos del suelo resultantes, y si los desplazamientos previstos son relativamente pequeños, planear la factibilidad de ajustar los movimientos de las estructuras sin que éstas fallen. Aun cuando pocas estructuras pueden sobrevivir ante flujos por derrumbes, muchas estructuras pueden sobrevivir ante desplazamientos diferenciales de varios centímetros con sólo daños menores (Youd y Perkins, 1978). Ahora bien, predicciones de deformaciones moderadas debido a desplazamientos laterales son útiles en la evaluación de muchas estructuras no-críticas. No obstante, cuando un sitio propuesto para una nueva construcción está sujeto a la posibilidad de licuarse, la mitigación o reubicación a otro sitio son a menudo las soluciones que se prefieren en la práctica. Dado que la reubicación o mitigación pueden ser alternativas de solución costosas, son necesarias predicciones confiables de desplazamientos del suelo que definen los riesgos de licuación.

Durante la década de los 70's se empezaron a desarrollar métodos numéricos los cuales toman en cuenta el exceso de presión poro y llevan a cabo un análisis más integral del fenómeno de licuación. Como resultado de varias investigaciones, se desarrollaron diferentes formulaciones para modelar el proceso de licuación. Se realizaron formulaciones en términos de esfuerzos efectivos, los cuales en general consisten en un modelo constitutivo elasto-plástico Mohr-Coulomb acoplado a un esquema empírico de generación de exceso de presión de poro, la cual se genera en respuesta a un esfuerzo cortante cíclico (e. g. modelo de Finn et al., 1975, Seed e Idriss, 1971 y Byrne, 1991). Actualmente otros modelos constitutivos se han desarrollado como el modelo UBCSAND (Byrne et al., 1995) y otros como el modelo UBCTOT Beaty y Byrne (2000), el modelo de Wang (1990) y el de Papadimitriou et al., (2001). Algunos otros modelos numéricos son los desarrollados en esfuerzos totales con base en el método lineal equivalente propuesto por Seed, mismos que predicen el exceso de presión de poro con base en el enfoque de esfuerzos cíclicos, los cuales están directamente relacionados con la amplitud de estos y el número de ciclos para generar licuación, se destaca que estos modelos son calibrados con pruebas de laboratorio.

De acuerdo con las consideraciones anteriores, el análisis de licuación representa uno de los problemas más amplios y complejos de la ingeniería geo-sísmica, debido a la cantidad de variables que influyen en este fenómeno, además de contar con diferentes metodologías para la evaluación de sus efectos y potencial de ocurrencia durante un sismo. Lo anterior plantea al ingeniero una incertidumbre acerca de los métodos a emplear, por lo tanto, es importante investigar diferentes metodologías para entender el comportamiento del suelo ante la licuación, con el fin de conocer los parámetros a considerar en las etapas de cálculo, ventajas, desventajas y la aproximación de los resultados comparados contra mediciones de campo.

4.2. Modelos constitutivos de generación de presión de poro

Diferentes investigaciones han encaminado sus esfuerzos por modelar el exceso de presión de poro mediante métodos numéricos para simular el fenómeno de licuación. Actualmente la evaluación numérica de los modelos de generación de presión de poro, se realiza por medio de modelos acoplados en esfuerzos efectivos y modelos desacoplados en esfuerzos totales, calibrados con pruebas monotónicas y cíclicas.

Como ya se ha mencionado, una etapa importante en la determinación de licuación es la predicción del exceso de presión poro, el cual se incrementa hasta alcanzar la presión inicial de confinamiento y generar licuación. Sin embargo, la acumulación de la presión de poro es un efecto secundario, ya que el efecto principal es la irreparable contracción volumétrica de la matriz de granos cuando el material, debido a una deformación cíclica tiene un reajuste de sus partículas, decreciendo el volumen de vacíos bajo un volumen constante (ITASCA, 2003).

Existen diferentes modelos constitutivos para la generación de presión de poro, tales como los modelos de Seed e Idriss (1971), de Finn et al. (1975) y de Byrne (1991), los cuales consisten en un modelo constitutivo elasto-plástico Mohr Coulomb, acoplado a un esquema empírico de generación de presión de poro.

En este trabajo se hace una breve descripción de cuatro modelos constitutivos de generación de presión de poro comúnmente empleados en la práctica internacional para modelar el fenómeno de licuación en suelos, así como los desplazamientos laterales producto de este fenómeno. Se realizó la selección de estos modelos constitutivos ya que se pueden encontrar implementados en software comercial y son relativamente accesibles en la práctica profesional.

4.2.1. Modelo de Seed e Idriss

La metodología basada en esfuerzos cíclicos propuesta por Seed e Idriss (1971) considera que el potencial de licuación de un estrato de suelo es función del número y magnitud de los esfuerzos de corte cíclicos aplicados durante el evento dinámico. Los esfuerzos cortantes cíclicos son medidos en términos de la relación del esfuerzo cortante cíclico (*CSR*), definida como el cociente del esfuerzo cortante cíclico τ_c actuando en el plano de falla entre el esfuerzo vertical efectivo σ'_v .

$$CSR = \tau_c / \sigma'_v \quad (4.1)$$

Esta relación depende principalmente de la carga sísmica, expresada en términos del número de ciclos equivalentes. El número de ciclos equivalentes es definido por la duración, intensidad y el contenido de frecuencias del sismo. Es común describir la resistencia a la licuación de un suelo a través de una curva de resistencia cíclica, la cual relaciona el número de ciclos requeridos para generar licuación con un valor uniforme de la relación del esfuerzo cortante cíclico, como se muestra en la Figura 4.1. La resistencia cíclica de un suelo es función principalmente de la densidad relativa y contenido de finos.

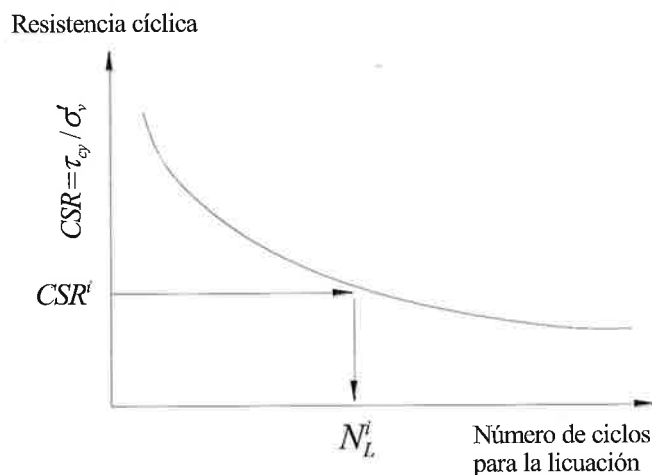


Figura 4.1. Resistencia a la licuación en función del número de ciclos de esfuerzo.

Para arenas secas, la validez de este modelo para predecir deformaciones permanentes inducidas por un sismo ha sido demostrada por medio de comparaciones con ensayos llevados a cabo en centrifuga (i. e. Roth et al., 1986). El modelo considera que la generación de presión de poro es debida directamente al esfuerzo cortante cíclico.

El mecanismo de generación de poro se ilustra en la Figura 4.2. La presión de poro generada Δu_g es descrita en términos de la relación de presión de poro, $r_u = \Delta u_g / \sigma'_v$, donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo inicial. En la práctica es más conveniente contar un semiciclo que un ciclo, como se muestra en la Figura 4.2.

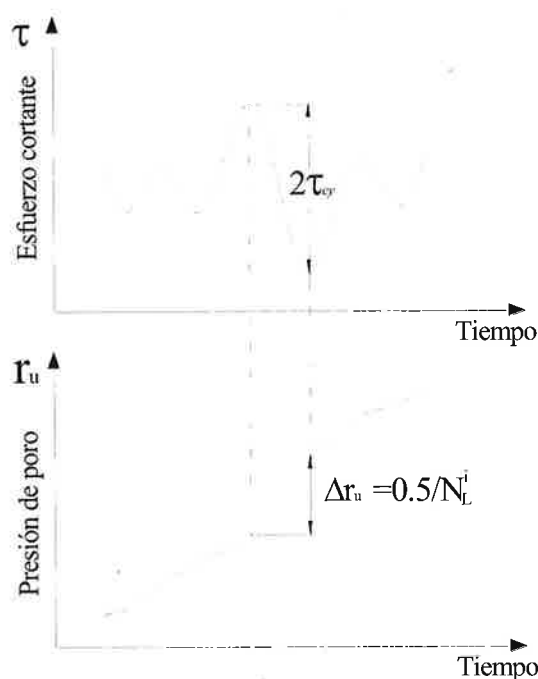


Figura 4.2. Relación del esfuerzo cortante cíclico, la presión de poro y el número de ciclos de esfuerzo.

El cálculo de un incremento de exceso de presión de poro se da a partir de la curva de resistencia cíclica, Figuras 4.1 y 4.2. Si se requieren N_L^i ciclos uniformes de esfuerzo para alcanzar la licuación ($r_u=1.0$) a una

relación de esfuerzo cíclico dada CSR^i , entonces el incremento en la relación de presión de poro Δr_u^i para medio ciclo es $\Delta r_u^i = 0.5/N_L^i$ y el incremento de presión de poro correspondiente es $\Delta u_g^i = \Delta r_u^i \sigma'_v$.

El efecto del incremento de presión de poro es reducir el esfuerzo efectivo y de forma proporcional, la resistencia al esfuerzo cortante; cuando la presión de poro haya reducido al esfuerzo efectivo en su totalidad, la resistencia al esfuerzo cortante será prácticamente nula y en ese momento se dice que la arena se licuó. Las curvas de resistencia cíclica pueden ser determinadas en pruebas de laboratorio, o derivadas de graficas de CSR (Figura 4.3) obtenidas en el procedimiento simplificado.

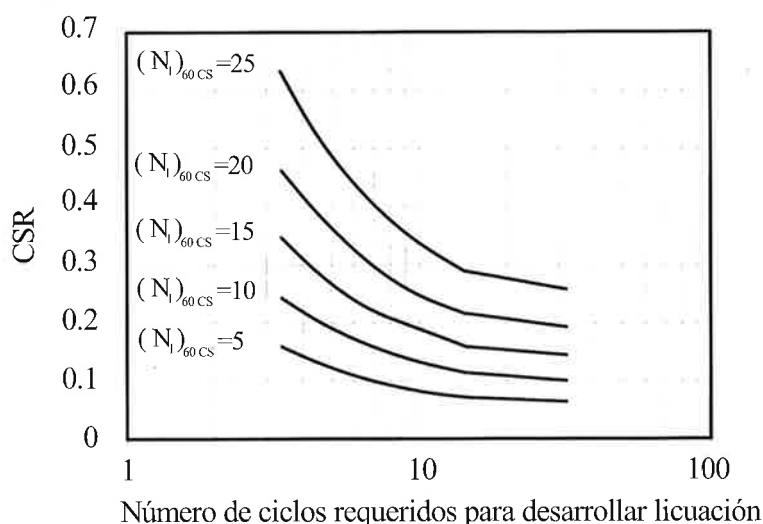


Figura 4.3. Curvas de esfuerzos cortantes cíclicos basados en pruebas SPT (Idriss, 1995).

Dawson et al., (2001) implementaron en un modelo numérico el mecanismo de generación de presión de poro a través del acoplamiento del modelo de Mohr-Coulomb con un esquema de acumulación incremental de presión de poro, siguiendo el enfoque propuesto por Seed e Idriss (1971). La envolvente de resistencia al esfuerzo cortante se especifica con un ángulo de fricción y una cohesión, sin considerar un esfuerzo máximo de fluencia. La resistencia residual se incorpora utilizando una envolvente de falla bi-lineal, que consiste de una cohesión inicial y un valor de fricción de cero, que se extiende hasta intersectar la envolvente de falla de Mohr-Coulomb (Figura 4.4a). Después de la licuación del suelo, la resistencia del suelo es proporcionada principalmente por su resistencia residual, S_r , considerada mediante el uso de una envolvente de falla bi-lineal definida por la expresión 4.2, reemplazando el término de cohesión (c) por el valor de S_r (Figura 4.4a). Para condiciones del terreno con pendientes pronunciadas, la resistencia residual del suelo es un parámetro clave para evaluar los niveles de desplazamientos permanentes al final del sismo. La resistencia residual puede estimarse a partir de pruebas de penetración estándar, SPT (ver Figura 4.4b), corregido por finos $(N_1)_{60-CS}$ (e. g. Seed y Harder, 1990; Idriss y Boulanger, 2015). La resistencia residual es el límite inferior de la resistencia al corte, y esta definirá la resistencia del suelo cuando la relación de presión de poro, r_u , alcance valores de 1 (Mayoral et al., 2009).

$$\tau = S_r + \sigma' \tan \phi \quad (4.2)$$

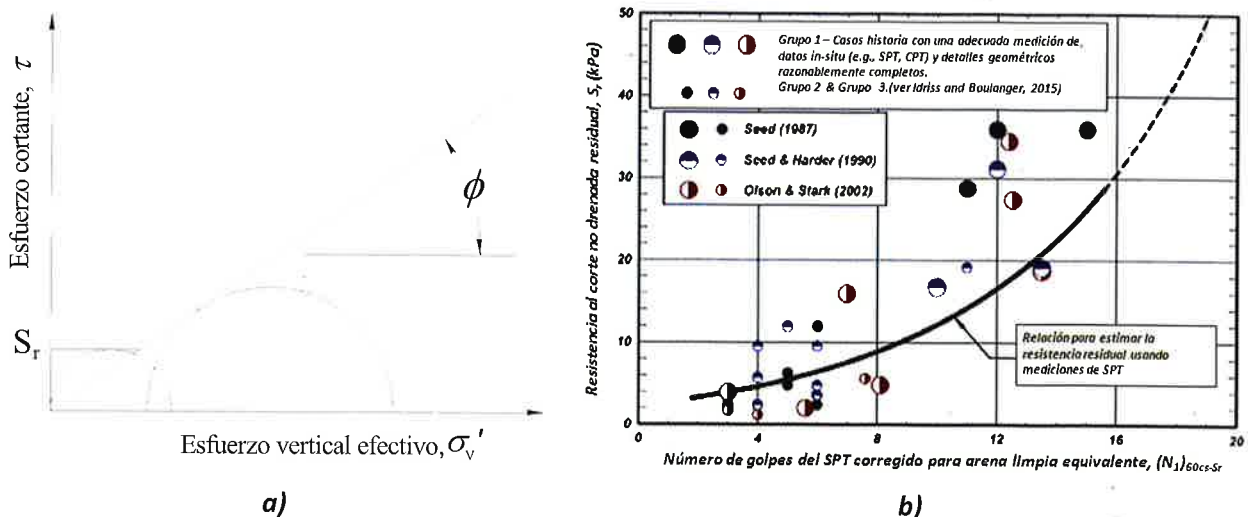


Figura 4.4. a) Envolvente de esfuerzos Morh-Coulomb modificada y b) relación entre la resistencia residual y la resistencia de la prueba SPT corregida por finos (Figura 4.4b tomada de Idriss y Boulanger, 2015).

4.2.2. Modelo de Finn-Formulación de Martin et al. (1975)

El mecanismo de generación de presión de poro fue descrito por Finn et al. en 1975, quienes notaron que la relación entre la deformación volumétrica irre recuperable de la matriz de partículas sólidas y la amplitud de la deformación cortante cíclica o deformación angular, es independiente del esfuerzo de confinamiento. El modelo propuesto por estos autores se basa en un conjunto de leyes constitutivas que toman en cuenta factores que en la actualidad se sabe, afectan la respuesta de arenas saturadas durante las cargas debidas al sismo, incluyendo la generación y disipación de presiones de poro en la masa de suelo.

Los esfuerzos de corte dinámicos y deformaciones angulares generados por un sismo causan deslizamientos entre los granos del suelo. Este deslizamiento intergranular, en las arenas secas, llevaría a una reducción volumétrica para ciertos niveles de esfuerzo cortante (ej. Martin et al., 1975, Silver y Seed, 1971). En arenas saturadas, la reducción volumétrica está limitada porque el agua no puede drenar instantáneamente. Por consiguiente la presión de poro puede acumularse en exceso y generar licuación. Para la relación esfuerzo-deformación del suelo emplearon un modelo hiperbólico acoplado con un esquema de generación de presión de poro, incorporando el endurecimiento del suelo (ver Figura 4.5).

Para la generación de la presión de poro, consideraron un elemento cúbico de arena en una prueba de corte simple drenada, durante la prueba observaron que un ciclo de deformación angular (γ) causa un incremento en la deformación volumétrica ($\Delta\epsilon_{vd}$) debido al deslizamiento de los granos, además durante una prueba de corte no drenada comenzando con el mismo sistema de esfuerzos efectivos, el ciclo de deformación angular causa un incremento en la presión de poro (Δu). Lo anterior se expresa con la ecuación:

$$\Delta u = \Delta\epsilon_{vd} \left[1 / \bar{E}_r + n_p / K_w \right] \quad (4.3)$$

donde $\bar{E}_r$, es el módulo de rebote elástico unidimensional de la arena para un esfuerzo efectivo σ_v' ; K_w , es el módulo de compresibilidad volumétrica del agua y n_p , es la porosidad. Para arenas saturadas $K_w \gg \bar{E}_r$, por lo tanto.

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta\epsilon_{vd} \quad (4.4)$$

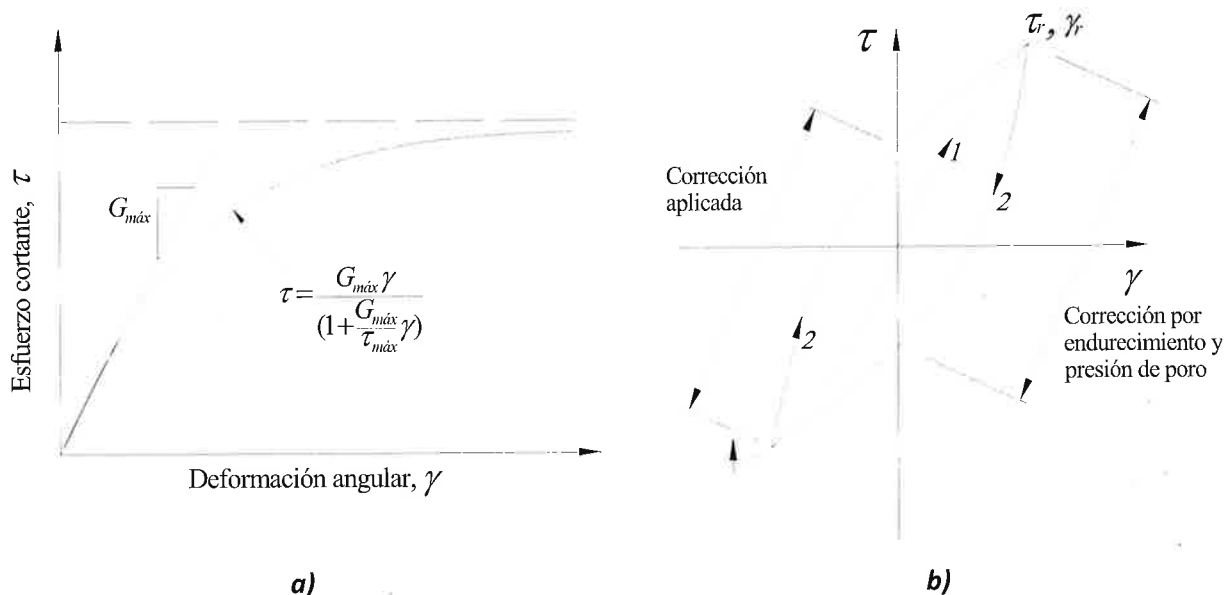


Figura 4.5.a) Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación y (b) primer ciclo de carga-descarga y curva esqueleto.

Finn et al. (1975) mostraron experimentalmente que bajo condiciones de corte simple el incremento de la deformación volumétrica ($\Delta \varepsilon_{vd}$) es función de la deformación volumétrica acumulada total (ε_{vd}) y de la amplitud de los ciclos de deformación angular (γ). Por lo cual, presentaron la siguiente expresión empírica que relaciona estos conceptos.

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (4.5)$$

Donde C_1 , C_2 , C_3 y C_4 , son constantes que dependen del tipo de arena y densidad relativa.

Una expresión analítica con la cual se obtiene el módulo de descarga $\bar{E}_r$ para cualquier nivel de esfuerzos efectivos fue propuesta por Martín et al. (1975).

$$\bar{E} = (\sigma'_v)^{1-m} / m k_2 (\sigma'_{v0})^{n-m} \quad (4.6)$$

Donde el σ'_v es el valor inicial del esfuerzo efectivo y k_2 , m , y n son constantes experimentales para una arena dada.

4.2.3. Modelo de Finn – Formulación de Byrne (1991)

Una alternativa más simple fue propuesta por Byrne (1991), expresada como:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \quad (4.7)$$

Donde:

$$C_1 = \frac{(\varepsilon_v)_{15}}{5\gamma} \quad (4.8)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (4.9)$$

Donde C_1 y C_2 , son constantes con diferentes interpretaciones de la ecuación 4.7. En muchos casos $C_2=0.4/C_1$, también involucra sólo una variable constante independiente; sin embargo, ambas C_1 y C_2 han sido conservadas por generalidad. Además, un tercer parámetro C_3 establece un umbral de esfuerzo cortante (e. g. el límite de la amplitud de la deformación angular bajo la cual la deformación volumétrica no se produce).

El parámetro C_1 controla la cantidad de cambio de volumen y C_2 controla el cambio de acumulación volumétrica que cambia con el número de ciclos. El incremento en la relación del volumen irre recuperable contra la deformación angular involucra sólo la constante C_1 , la cual depende de la densidad relativa de la arena y puede ser simplemente evaluada si la acumulación de deformación angular a cierto número de ciclos es conocida. Sin embargo, se sugiere que la segunda constante (C_2) se mantenga, dando mayor flexibilidad en la adecuación de los datos de deformación volumétrica.

Tokimatsu y Seed (1987) presentaron deformaciones volumétricas acumuladas después de 15 ciclos para un rango de deformaciones angulares cíclicas y densidades relativas. Estos datos fueron usados en conjunto con las ecuaciones 4.8 y 4.9 para obtener valores de C_1 y C_2 en función de la densidad relativa, ver Tabla 4.1.

Tabla 4.1. C_1 y C_2 para diferentes densidades relativas.

D_r	$(\varepsilon_v^p)_{15} / \gamma$	C_1	C_2
45	2.8	0.56	0.71
60	1.2	0.24	1.66
80	0.65	0.13	3.08

Por lo tanto, los valores de C_1 pueden ser expresados por la siguiente expresión:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (4.10)$$

En la cual D_r está en porcentaje y C_2 queda expresado como en la ecuación 4.9.

Tokimatsu y Seed presentan valores de acumulación de deformación volumétrica después de 15 ciclos en función de los valores de penetración estándar normalizados $(N_1)_{60}$. La conversión entre la densidad relativa y el $(N_1)_{60}$, usados por Tokimatsu y Seed pueden ser aproximados en un rango de $30 < D_r < 90$ por:

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2} \quad (4.11)$$

Basado en sus datos y usando las ecuaciones 4.8 y 4.10, los valores de C_1 y C_2 se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. C_1 y C_2 para diferentes densidades relativas.

$(N_1)_{60}$	$(\varepsilon_v^p)_{15} / \gamma$	C_1	C_2
5	5	1	0.4
10	2.5	0.5	0.8
20	1	0.2	2
30	0.6	0.12	3.33
40	0.3	0.06	6.66

Los valores de C_1 pueden ser expresados por las siguientes expresiones:

$$C_1 = 8.7(N_1)^{-1.25}_{60} \quad (4.12)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (4.13)$$

El cortante dinámico induce deformaciones volumétricas para amplitudes constantes de deformación angular calculadas por la ecuación 4.7, esta ecuación estima el incremento de deformación angular con el nivel de deformación angular cíclico. Además, para una amplitud de deformación angular dada, el rango de acumulación decrece con el número de ciclos (ITASCA, 2003).

Por lo tanto, el comportamiento del incremento volumétrico (al final de un ciclo) del modelo de Finn/Byrne se puede expresar como:

$$\Delta\sigma_m + \alpha\Delta p = K(\Delta\varepsilon + \Delta\varepsilon_{vd}) \quad (4.14)$$

Donde σ_m , es $\sigma_{ii}/3$ el esfuerzo principal, p es la presión de poro; α , es el coeficiente de Biot (igual 1 para suelos); K , es el módulo volumétrico drenado del suelo y ε , es la deformación volumétrica; si ε es positivo se produce una expansión, mientras si ε_{vd} es negativo se da una compresión. Para condiciones no drenadas, el cambio en la presión de poro es proporcional al cambio de deformación volumétrica.

$$\Delta p = -\alpha M \Delta\varepsilon \quad (4.15)$$

Donde M es el módulo de Biot, por lo que $\Delta\varepsilon$ queda como:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma_m - K\Delta\varepsilon_{vd}}{K + \alpha^2 M} \quad (4.16)$$

Si el fluido es muy denso en comparación con la matriz de sólidos ($M \gg K$), por lo tanto la ecuación no determina los cambios de volumen. Además, el uso de $\Delta\varepsilon = 0$ en la ecuación 4.14 queda como:

$$\Delta\sigma_m + \alpha\Delta p = K\Delta\varepsilon_{vd} \quad (4.17)$$

Esta ecuación predice un decremento en la magnitud del esfuerzo efectivo con la deformación angular cíclica producido por un incremento del esfuerzo cortante inducido por compactación. Bajo esta condición de esfuerzos constantes ($\Delta\sigma_m = 0$) habrá un incremento en la presión de poro.

$$\Delta p = K\Delta\varepsilon_{vd} \quad (4.18)$$

Esto es proporcional al módulo volumétrico del suelo. Mientras que bajo una condición de esfuerzos libres, la presión de poro se mantendrá sin cambios ($\Delta p = 0$), y la magnitud del esfuerzo total disminuirá acorde a la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_m = K \Delta \varepsilon_{vd} \quad (4.19)$$

Se observa que para ambas situaciones, el módulo volumétrico drenado K juega un importante papel en la determinación de la magnitud de la carga cíclica sobre los esfuerzos efectivos (ITASCA, 2003).

La ecuación de la deformación volumétrica puede ser incorporada en un análisis dinámico para calcular la deformación volumétrica alcanzada a partir de alguna serie unidimensional de pulsos de deformación a cualquier profundidad en un estrato de arena, integrando estas deformaciones se obtienen los asentamientos. Para un patrón aleatorio de ciclos de deformación, es apropiado modificar la ecuación básica del cálculo de deformaciones volumétricas para medio ciclo, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$(\Delta \varepsilon_v)_{1/2 \text{ ciclo}} = \left(0.5 \gamma C_1 \text{EXP} \left(-C_2 \frac{\varepsilon_v}{\gamma} \right) \right) \quad (4.20)$$

La deformación volumétrica puede ser usada para calcular el incremento de presión de poro y simular el proceso de licuación.

Finalmente, para la determinación del potencial de licuación comúnmente se utiliza la relación de exceso de presión de poro normalizado o relación de presión de poro cíclica u_e/σ'_c , para la cual se alcanza el estado de licuación cuando ésta es $u_e/\sigma'_c = 1$.

Donde u_e , es el exceso de presión de poro y σ'_c , es el esfuerzo efectivo inicial de confinamiento.

4.2.4. Modelo UBCSAND – Formulación de Beaty y Byrne (2011)

El modelo UBCSAND fue desarrollado principalmente para suelos arenosos potencialmente licuables bajo cargas sísmicas (e. g. arenas y arenas limosas con densidades relativas menores de 80%). El modelo simula el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo usando una relación hiperbólica y estima la respuesta volumétrica del esqueleto de suelo usando una regla de flujo que está en función de la relación de esfuerzo, η . El comportamiento cíclico es descrito a través de un modelo constitutivo elasto-plástico en término de esfuerzos efectivos. Este modelo fue desarrollado por la Universidad de British Columbia (Puebla et al., 1997 y Beaty y Byrne 1998).

El modelo fue utilizado en el proyecto CANLEX, para predecir el comportamiento de terraplenes (Puebla et al., 1997). Posteriormente fue adaptado para la evaluación sísmica y aplicado al análisis de respuesta de sitio (Beaty and Byrne, 1998). El modelo se refinó después de estos análisis.

Diferentes versiones y extensiones del modelo han sido desarrolladas por varios investigadores (Tasiopoulou et al., 2015). La versión más ampliamente empleada es la implementación realizada en el código de diferencias finitas FLAC. La primera versión del modelo fue llamada UBCSAND 904a; ésta versión ha sido la base para el desarrollo de modificaciones en su código. Una de estas modificaciones, versión 904aR (Beaty y Byrne 2011), fue desarrollada durante la evaluación de la Presa Succes en California para mejorar el comportamiento del modelo bajo cierto tipo de cargas.

A continuación, se muestra la descripción del modelo UBCSAND 904aR tomada del documento UBCSAND Constitutive Model (Beaty y Byrne 2011).

4.2.4.1. Descripción del modelo

Martin et al. (1975) presentaron resultados de la deformación angular cíclica que induce compactación volumétrica de suelos granulares, en los que se muestra que la cantidad de compactación por ciclo es proporcional a la amplitud de deformación cortante cíclica y la compactación volumétrica acumulada, además encontraron que es independiente del esfuerzo normal efectivo. También mostraron que la generación de presión de poro por ciclo es independiente de la deformación volumétrica plástica.

La respuesta de la arena es controlada por el comportamiento del esqueleto de suelo. Si el drenaje es impedido, el fluido (mezcla de aire y agua) en los poros de la arena actúa como una restricción volumétrica sobre el esqueleto del suelo. Esta restricción causa el incremento de presión de poro que puede llevar a la licuación del suelo. El modelo constitutivo UBCSAND estima directamente la respuesta del esqueleto de suelo ante incrementos de carga. La respuesta de la presión del fluido está acoplada a la respuesta del esqueleto a través del módulo volumétrico del fluido. El modelo UBCSAND se basa en la teoría clásica de la plasticidad y las características del comportamiento observado de las arenas en pruebas de laboratorio bajo condiciones de cargas monotónicas y cíclicas.

Respuesta elástica

Se asume que la componente de la respuesta elástica es isotrópica y está definida por un módulo de rigidez al corte, G^e , y un módulo volumétrico, B^e , como se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$G^e = K_G^e \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{ne} \quad (4.21)$$

$$B^e = \alpha \cdot G^e \quad (4.22)$$

Donde:

K_G^e es un número de módulo de cortante que depende de la densidad relativa y varía entre 500 para arena suelta y 2000 para arena densa,

P_a es la presión atmosférica en las unidades elegidas,

σ' es el esfuerzo medio en el plano de carga igual a $(\sigma'_x + \sigma'_z)/2$,

ne varía entre 0.4 y 0.6,

α depende de la relación de Poisson.

Respuesta plástica

Las deformaciones plásticas son controladas por una superficie de fluencia y regla de flujo. La superficie de fluencia es representada por una línea radial a partir del origen en el espacio de esfuerzos como se muestra en la Figura 4.6. Para la primera carga al cortante, la superficie de fluencia se controla por el estado de esfuerzos inicial, punto A de la Figura 4.6. Como los esfuerzos cortantes incrementan, la relación de esfuerzos η (τ/σ') incrementa y causa que el estado de esfuerzos se mueva al punto B. Donde, τ y σ' son el esfuerzo cortante y esfuerzo normal efectivo sobre el plano de esfuerzos cortantes máximos. La superficie de fluencia es llevada a una nueva localización pasando a través del punto B y el origen. Este cambio resulta

en deformaciones plásticas tanto cortantes como volumétricas. El incremento de la deformación angular cortante $d\gamma^p$, está relacionado con el cambio en la relación de esfuerzos cortantes, $d\eta$, como se muestra en la Figura 4.7 y puede ser expresado como:

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p / \sigma'} d\eta \quad (4.23)$$

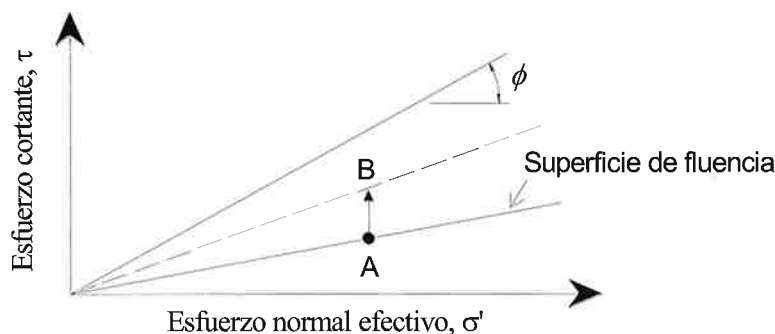


Figura 4.6. Superficie de fluencia en el modelo UBCSAND.

Donde: G^p es el módulo de rigidez al corte plástico, asumiendo una relación hiperbólica entre η y γ^p ; y se expresa como:

$$G^p = G_i^p \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} R_f \right)^2 \quad (4.24)$$

Donde:

G_i^p , es módulo de rigidez al corte plástico a bajas deformaciones de la relación de esfuerzo ($\eta = 0$).

η_f , es la relación de esfuerzos a la falla y es igual al $\tan \phi_f$

ϕ_f , es el ángulo de fricción máximo.

R_f , es la relación a la falla usada para truncar el mejor ajuste de la relación hiperbólica y prevenir la sobreestimación de la resistencia a la falla. R_f generalmente varía entre 0.7 y 0.98 y decrece con el incremento de la densidad relativa.

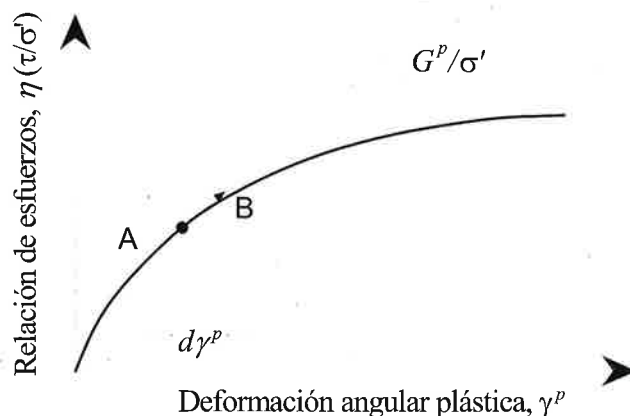


Figura 4.7. Incremento de la deformación plástica y modulo plástico.

El incremento de la deformación plástica asociado ($d\varepsilon_v^p$) se relaciona con el incremento de deformación cortante plástica ($d\gamma^p$) a través de la siguiente regla de flujo.

$$d\varepsilon_v^p = \left(\sin \phi_{cv} - \frac{\tau}{\sigma} \right) d\gamma^p \quad (4.25)$$

Donde: ϕ_{cv} es el ángulo de fricción de volumen constante, las demás variables fueron definidas previamente. Esta regla de flujo puede ser derivada a partir de las consideraciones de energía y es similar a la teoría de esfuerzo de dilatación (Rowe 1962; Matsuoka y Nakai 1977).

En la Figura 4.8 se muestra la localización y dirección de la superficie de fluencia derivada de la deformación plástica a partir de la regla de flujo. Las deformaciones cortantes inducidas por compactación plástica ocurren a bajas relaciones de esfuerzos (η), mientras que para relaciones de esfuerzos correspondientes a ϕ_{cv} no se da la compactación. Para relaciones de esfuerzo mayores de ϕ_{cv} , el cortante inducido predice una expansión plástica o dilatación. Esta regla de flujo presenta un comportamiento adecuado con lo observado en diferentes pruebas de laboratorio. Tras la descarga, definida como una reducción en la magnitud de η , la arena asume el comportamiento elástico sin generar deformaciones plásticas.

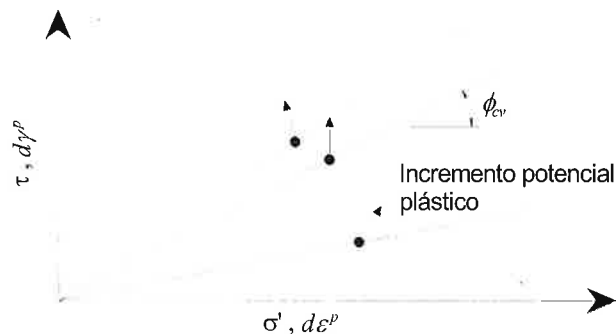


Figura 4.8. Dirección de las deformaciones plásticas asociadas con la localización de la superficie de fluencia.

El signo de la relación de esfuerzos es controlado por el signo de los esfuerzos cortantes sobre el plano horizontal. Los signos positivo y negativo de los valores máximos de la relación de esfuerzos (η) son rastreados de manera separada. Esto permite que el comportamiento plástico incluya aspectos cinemáticos e isotrópicos de endurecimiento. El módulo de cortante plástico discutido anteriormente es aplicable para el tramo virgen o el primer ciclo de carga, siempre que la carga actual incremente moviendo la superficie de fluencia fuera de los límites de la relación de esfuerzos máximos (η), estos incrementos de carga son considerados el primer ciclo de carga. Cuando un incremento de carga ocurre dentro del límite de la relación de esfuerzos máximos previos, la arena está asumiendo un comportamiento plástico, pero con un módulo plástico mucho más rígido que en la primera carga. Los límites de la relación de esfuerzos están definidos como los valores máximos positivos y negativos de η que han ocurrido desde el inicio de la carga.

Como se puede ver en la Figura 4.9, la descarga ocurre cuando hay un decremento en la magnitud de la relación de esfuerzos. La relación de esfuerzos debe iniciar para que haya un incremento en la magnitud antes de que se produzca un cambio en el signo de la relación de esfuerzos, por lo tanto el incremento de carga es considerado un incremento de recarga. Se asume que los incrementos de recarga responden elásticamente sin deformaciones plásticas o deformaciones volumétricas. La recarga ocurre hasta que la

relación de esfuerzos es igual a la relación de esfuerzos máximos previos que ocurren durante el ciclo de carga. Una vez que la relación de esfuerzos se ha alcanzado, subsecuentemente el incremento de cargas genera deformaciones plásticas.



Figura 4.9. Relación de historia de esfuerzos durante carga, descarga y recarga.

4.3. Análisis numéricos empleando modelos de generación de presión de poro

Existe un número cada vez mayor de programas disponibles basados en métodos de elementos finitos (MEF) y diferencias finitas (MDF). Estos programas incluyen modelos constitutivos relativamente simples hasta muy avanzados y complejos para evaluar el fenómeno de licuación (Seed et al., 2003). La necesidad de calibrar los modelos numéricos con casos historia en el campo y contra análisis aproximados simples o proyectos de ingeniería particulares es cada vez mayor. El caso historia de la presa de San Francisco es un ejemplo de ello, este caso historia ha sido empleado por muchos autores para calibrar modelos tanto analíticos como numéricos (e. g. Beaty y Byrne 1998, Beaty 2001, Dawson et al., 2001, Mayoral et al., 2006). Otros casos historia han sido empleados para evaluar el potencial predictivo de diversos modelos de generación de exceso de presión de poro incorporados en esquemas numéricos (e. g. Dawson et al., 2001, Wang et al., 2006). Cuando se emplean procedimientos mediante MEF o MDF para analizar los desplazamientos y deformaciones esperados, es importante reconocer las fortalezas y deficiencias de estos enfoques y realizar chequeos cruzados con enfoques analíticos simples (Seed et al., 2003), además se necesitan juicios ingenieriles significativos para ser aplicados en la evaluación y el uso prudente de los resultados obtenidos con los MEF o MDF avanzados. Dobry y Abdoun (2015) realizaron una investigación acerca de la necesidad de integrar el estado del arte actual con la práctica.

Los métodos de análisis avanzados cubren un rango amplio en sofisticación y complejidad. Estos métodos intentan direccionar algunos puntos claves que no son adecuadamente considerados en esquemas simplificados. El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE) en 2010 presentaron el estado de la practica con el cual realizan la evaluación sísmica de las presas de tierra (Perlea y Beaty, 2010). Dentro de los métodos avanzados, el USACE emplea un rango amplio de códigos, desde técnicas que incorporan el método lineal equivalente en 2D (QUAD4M Hudson et al. 1994), o análisis elásticos no-lineales sofisticados (TARA-3 Finn et al. 1986; TARA-3FL Finn et al. 1989), hasta programas complejos basados en la teoría de la plasticidad (DYNAFLOW Prevost, 1998, FLAC). Perlea y Beaty, 2010 concluyen que en análisis de presas y para cargas sísmicas significantes, que involucren altos riesgos, donde los análisis simples nos ayudan a identificar los aspectos sísmicos, se requieren análisis de deformaciones avanzados. Basados en su experiencia, el USACE emplea el programa FLAC en conjunto con el modelo constitutivo UBCSAND como principal herramienta para la evaluación de la remediación de suelos y el diseño de presas. Un aspecto importante en la selección del modelo constitutivo es la documentación apropiada y la evaluación del

comportamiento del modelo ante el rango anticipado de esfuerzos y condiciones de cargas esperadas. Para apoyar el diseño de la remediación de la presa Tuttle Creek, Stark et al., 2012, realizaron los análisis detallados empleando modelos constitutivos avanzados.

Como se mencionó, el empleo de los modelos constitutivos de generación de presión de poro en modelos numéricos avanzados debe ser verificado mediante pruebas de laboratorio. Bastani y Kutter (2004, 2007) realizaron modelos a escala en centrífuga para estudiar la falla inducida por licuación en terraplenes en suelos granulares (ver Figura 4.10). Los resultados obtenidos en centrífuga fueron comparados con modelos numéricos en 2D desarrollados en FLAC. En la Figura 4.11 se muestra la malla de diferencias finitas empleado por Bastani y Kutter (2007). La comparación de la presión de poro y deformaciones durante la excitación dinámica se presenta en la Figura 4.12, donde se puede observarse una congruencia razonable entre las predicciones y los modelos en centrífuga.

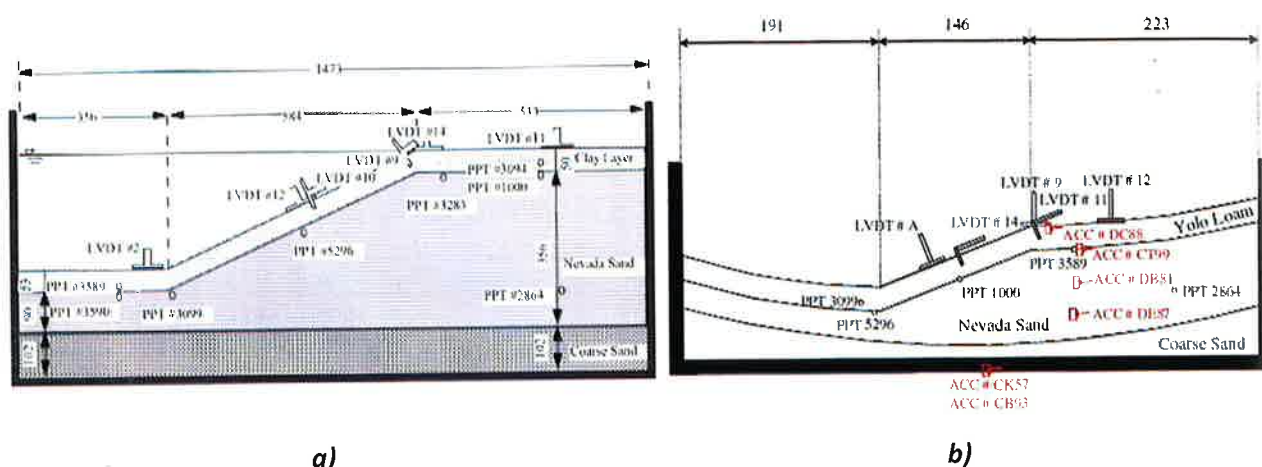
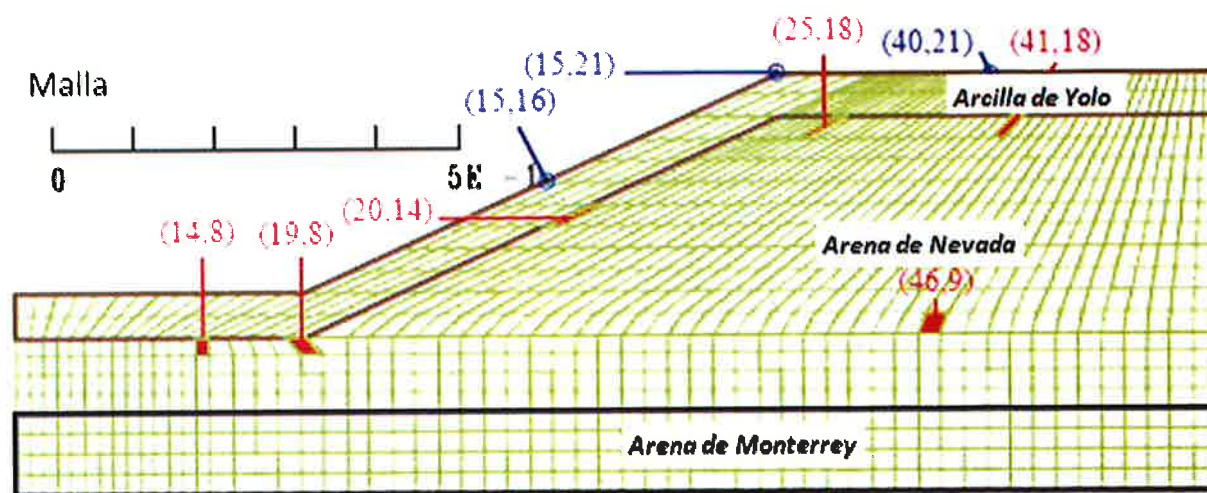
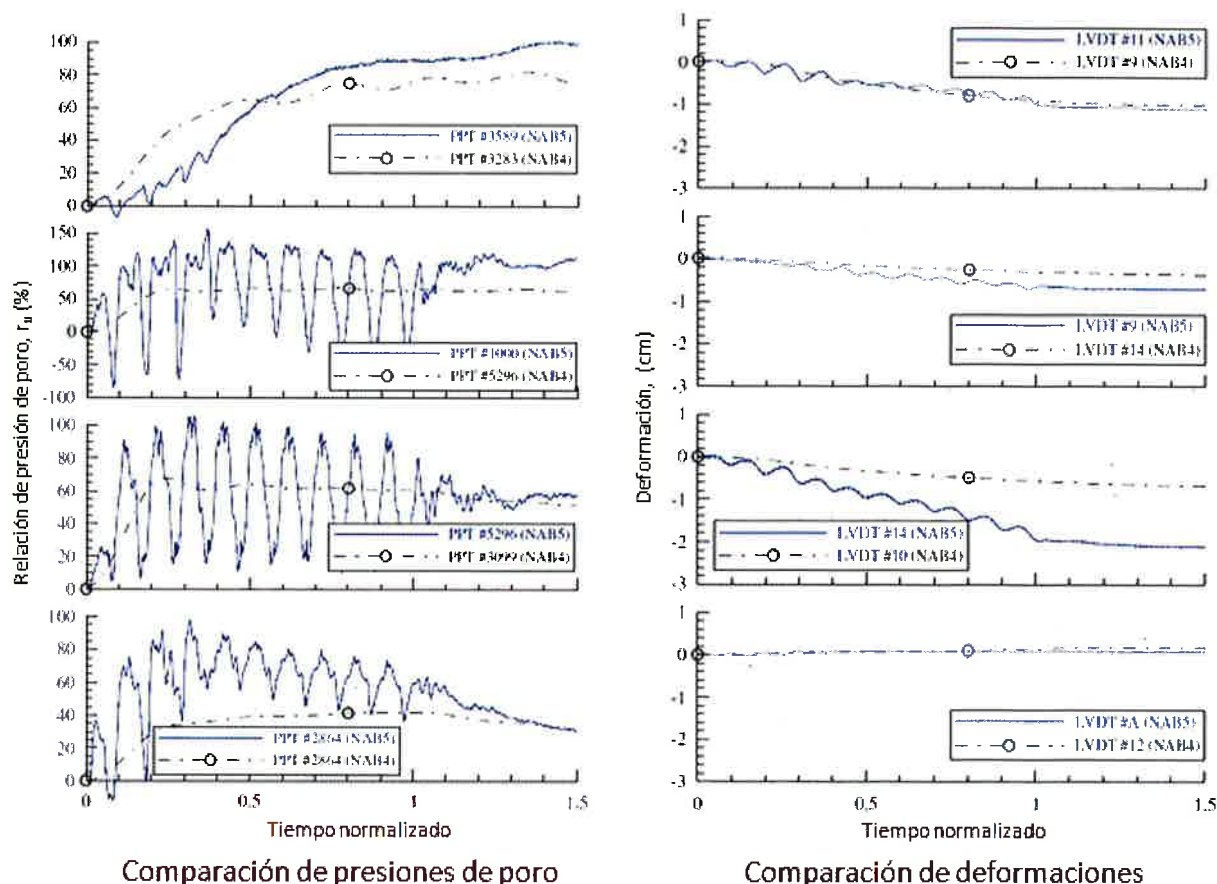


Figura 4.10. Configuración de las pruebas, a) estáticas y b) dinámicas (Bastani y Kutter, 2004, 2007).



Malla de FLAC

Figura 4.11. Malla de diferencias finitas 2D (Bastani y Kutter, 2004, 2007).



a)

b)

Figura 4.12. a) Comparación de presiones de poro y b) deformaciones (Bastani y Kutter, 2004, 2007).

Tasiopoulou et al., 2015 realizaron modelos sísmicos en centrífuga de muros de retención para muelles en suelos licuables (ver Figura 4.13), y emplearon modelos numéricos de diferencias finitas acoplados en esfuerzos efectivos (FLAC2D) y elementos finitos con análisis no drenados (Plaxis). Para revisar la predicción de ambos códigos se empleó el modelo constitutivo UBCSAND, tanto los códigos como el modelo constitutivo son los más ampliamente usados en la práctica. En el análisis acoplado realizado con el modelo desarrollado en FLAC (Figura 4.14) se usó la versión UBCSAND-904aR (Beatty y Byrne, 2011). En el análisis no drenado realizado con el modelo desarrollado en PLAXIS (Figura 4.15) se usó la versión UBC3D-PLM (Petalas y Galavi, 2013). Las estimaciones realizadas con ambos esquemas numéricos fueron comparadas en término de historias de tiempo y de deformaciones en el muro y el relleno contra las mediciones en centrífuga. Los análisis numéricos mostraron resultados similares en termino de rotaciones y desplazamientos del muro y asentamientos del material granular. Debido a que el modelo en Plaxis no considera la disipación del exceso de presión de poro, durante y después del sismo, el modelo de elementos finitos predice valores mayores de presión de poro con respecto al modelo en FLAC, que considera un análisis acoplado de generación de presión de poro y disipación durante y después del sismo, sin embargo, en términos prácticos, estos modelos proveen una buena estimación del comportamiento de los suelos potencialmente licuables.

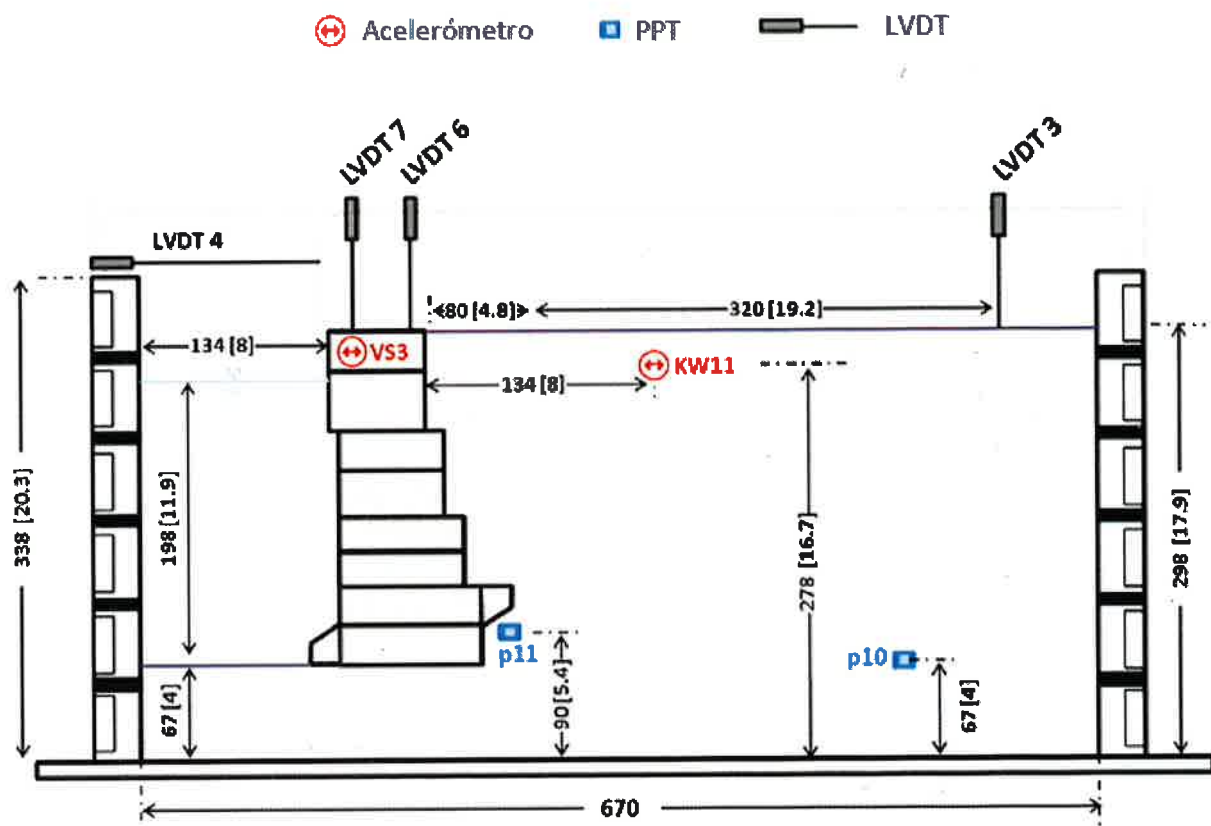


Figura 4.13. Modelo en centrífuga de un muro de contención en suelo potencialmente licuable (Tasiopoulou et al., 2015).

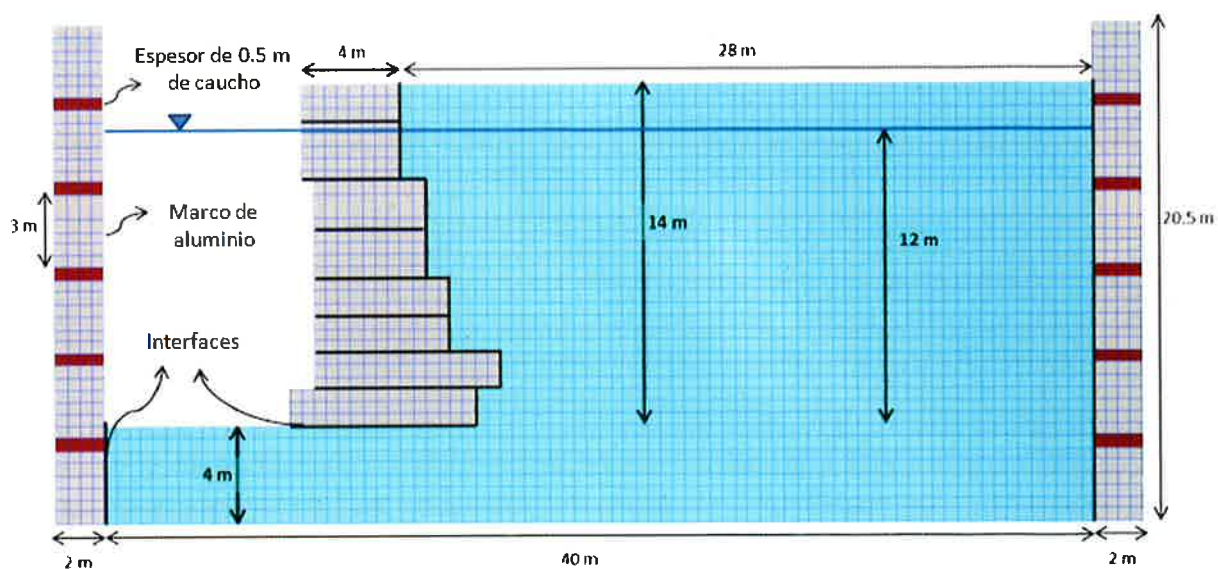


Figura 4.14. Modelo de diferencias finitas en FLAC (Tasiopoulou et al., 2015).

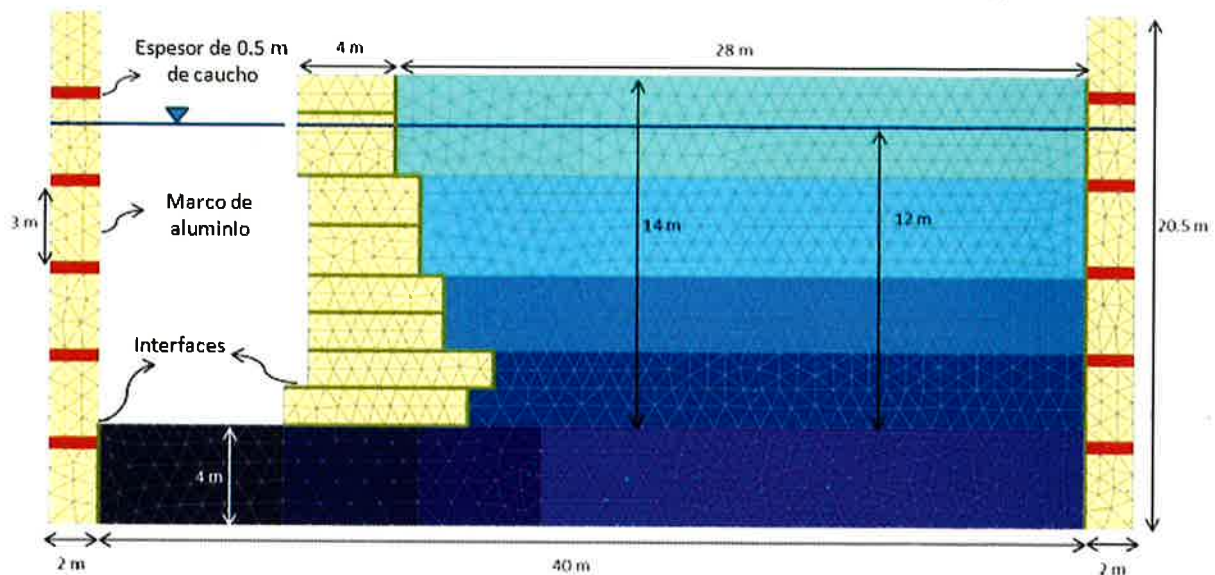


Figura 4.15. Modelo de elementos finitos en PLAXIS (Tasiopoulou et al., 2015).

Recientemente, Boulanger y Ziotopoulou (2013) han desarrollado e implementado un modelo denominado PM4Sand para aplicaciones de ingeniería geosísmica, basándose en el modelo de plasticidad de arenas realizado por Dafalias y Manzari (2004). El modelo PM4Sand requiere de tres parámetros de entrada primarios: la densidad relativa aparente $D_{R,}$ que controla las características de la respuesta esfuerzo-deformación y dilatación del material; el coeficiente del módulo de rigidez G_0 , que controla el módulo de rigidez al corte a bajas deformaciones $G_{máx}$; y un parámetro de tasa de contracción h_{p0} , que ajusta la velocidad de contracción y en este modelo ajusta el valor de relación de resistencia cíclica, CRR (Ziotopoulou y Boulanger (2013)). Este modelo requiere de 16 parámetros secundarios que en general están dados por default que fueron calibrados para producir resultados razonables, y solo bajo ciertas circunstancias se podrían modificar. Boulanger et al. (2014) recomiendan que los usuarios necesitan confirmar que los parámetros default son apropiados para sus condiciones particulares. PM4Sand (versión 3) se encuentra implementado en el programa comercial FLAC (Boulanger y Ziotopoulou (2015)).

Finalmente, al emplear modelos numéricos avanzados, se sugiere realizar una comparación exhaustiva con modelos analíticos para estimar licuación de arenas o con modelos unidimensionales simplificados con esquemas de generación de presión de poro (e. g. Mayoral et al., 2009; Hashash et al., 2010) y pruebas de laboratorio (e. g. corte simple directo cíclico).

4.4. Consideraciones generales para los análisis dinámicos

4.4.1. Tamaño de los elementos

En análisis dinámicos hay que tener en cuenta, ya sea mediante elementos finitos o diferencias finitas, que el tamaño de los elementos con que generemos la malla tiene una influencia muy notoria en los resultados obtenidos. Se ha mostrado que los modelos de elemento finito se comportan de forma similar a un filtro pasa bajas que impide el paso de determinadas frecuencias y que a su vez la frecuencia de corte está relacionada con la longitud de onda y el tamaño de los elementos empleados en la malla (Shipley et al., 1967), por lo que el modelo no puede responder a excitaciones con frecuencias superiores a la frecuencia límite.

Kuhlemeyer y Lysmer (1973) mostraron que, para generar una representación adecuada de la transmisión de ondas a través de un modelo numérico basado en elementos finitos o discretos, el tamaño espacial del elemento (Δl), debe ser menor que aproximadamente un octavo o una décima de la longitud de onda asociada con el componente de máxima frecuencia de la onda de entrada, lo anterior se puede expresar como:

$$\Delta l \leq \left(\frac{\lambda}{8} \text{ a } \frac{\lambda}{10} \right) \quad (4.26)$$

Donde λ es la longitud de onda del material analizado. Kuhlemeyer y Lysmer encontraron que el error producido por la discretización es menor cuando se emplea una matriz de masas consistentes que empleando matriz de masas concentradas. Bazant y Celep (1982) encontraron que se presentan reflexiones espurias cuando la onda pasa entre dos elementos de diferentes tamaños y este efecto es significativamente mayor cuando la diferencia de tamaños entre dos elementos adyacentes es mayor al 10%. Además, estos autores mencionan que se presenta una mejor estabilidad numérica cuando se emplean matrices de masas concentradas, recomendando un tamaño de $\Delta l = \frac{\lambda}{10}$ y $\Delta l = \frac{\lambda}{6}$ para modelos con matrices de masas concentradas y masas consistentes, respectivamente. El uso de elementos de transición entre elementos de menor y mayor tamaño minimiza el efecto de reflexión de ondas espurias.

Condiciones de frontera

En problemas estáticos, analizados mediante modelos numéricos bi y tridimensionales discretizados mediante regiones finitas, la ubicación de las condiciones de frontera influyen a los resultados del problema analizado (e. g. esfuerzos, deformaciones), siendo que su influencia es detectada relativamente fácil y puede disminuirse al alejar las fronteras lo más posible respecto a la zona de interés; sin embargo, en los modelos dinámicos, aunque es posible realizar lo anterior, es poco práctico y encarece la solución tanto en esfuerzo computacional como en tiempo de cálculo, por lo cual, se han ideado soluciones o condiciones de frontera específicas para los análisis dinámicos que en general han permitido disminuir su influencia en los problemas analizados (Ayes, 2016). Con lo que se tienen que establecer condiciones de frontera laterales y en la base de los modelos. Generalmente en los análisis dinámicos en geotecnia se utilizan dos tipos de fronteras: las fronteras viscosas y las fronteras tipo *campo libre*.

Fronteras Laterales

En mucho del software comercial (e. g. Plaxis, FLAC, Quake, Midas GTS,) se incorporan las fronteras absorbentes para colocarlas en los costados de la malla para minimizar la reflexión de ondas sísmicas. Cundall et al., 1980 implementó en FLAC un tipo de fronteras denominadas fronteras de campo libre. Las fronteras laterales de la malla principal se acoplan a la malla de campo libre por medio de amortiguamientos viscosos que simulan las fronteras absorbentes (ver Figura 4.16). Este tipo de fronteras ayudan de forma considerable a disminuir el tamaño del modelo lateralmente, es por ello, que varios software actualmente las incorporan (e. g. Plaxis y Midas GTS) aunque no han sido probadas debido a que se incorporaron en 2015, sin embargo, cuando no se cuente con fronteras de *campo libre*, pueden emplearse las fronteras viscosas para minimizar la reflexión de las ondas de corte.

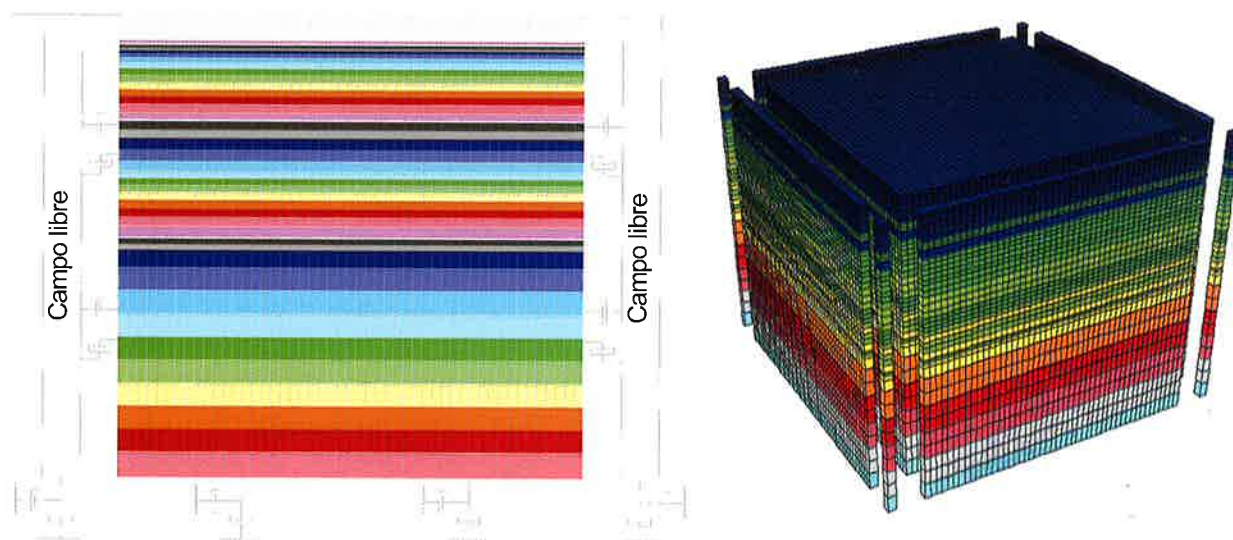


Figura 4.16. Condiciones de frontera (laterales y en la base) para un modelo bidimensional (Flores et al., 2014).

Fronteras en la base

Para evitar reflexiones en la base de los modelos se emplean fronteras viscosas desarrolladas por Lysmer y Kuhlemeyer (1969), ecuaciones 4.27 y 4.28.

$$t_n = -\rho C_p v_n \quad (4.27)$$

$$t_s = -\rho C_s v_s \quad (4.28)$$

Donde C_p y C_s son las velocidades de onda de compresión y de corte, respectivamente, ρ es la densidad del material y, v_n y v_s son las componentes normal y cortante de la velocidad en la frontera. Cuando se emplea este tipo de fronteras en la base se denomina *base flexible*. Dado que se emplean fronteras viscosas en la base del modelo, el movimiento debe ser introducido empleando la historia de velocidades. El sismo a emplearse (acelerograma comúnmente dado en roca de afloramiento) debe ser integrado para obtener las velocidades y éstas se aplican en la base del modelo en término de esfuerzos de acuerdo con la expresión 4.27.

Para minimizar los efectos de frontera, se recomienda emplear fronteras de campo libre en los costados del modelo, y en la base del modelo emplear *base flexible*.

4.4.2. Amortiguamiento del suelo

Amortiguamiento a muy bajas deformaciones. En un modelo no-lineal, el amortiguamiento del suelo es capturado a través de los ciclos de histéresis de carga-descarga; sin embargo, los modelos hiperbólicos son casi lineales a muy bajas deformaciones es decir prácticamente sin amortiguamiento, lo cual puede resultar en una transmisión no realista de la propagación de ondas (Ayes, 2016), por lo que se recurre al amortiguamiento viscoso.

Generalmente para definir el amortiguamiento viscoso empleado en las soluciones de la ecuación de movimiento se recurre a esquemas basados en el amortiguamiento tipo Rayleigh que es dependiente de la frecuencia y puede resultar en un bajo o sobre amortiguamiento. Autores como Hudson et al. (1994) y, Park y Hashash (2004) han descrito formulaciones del tipo Rayleigh para considerar el amortiguamiento viscoso en análisis de respuesta de sitio. A su vez, el amortiguamiento histerético puede resultar en una sobre estimación del amortiguamiento a grandes deformaciones, éste controla la disipación de energía en problemas que involucran grandes deformaciones (Phillips y Hashash, 2009). Para definir la matriz de amortiguamiento, C , de la ecuación de movimiento generalmente se recurre al amortiguamiento tipo Rayleigh, que es proporcional a la masa y a la rigidez ($C = \alpha M + \beta K$). Las ecuaciones 4.29 y 4.30 relacionan las constantes de proporcionalidad con la frecuencia, ω , y la relación de amortiguamiento del suelo para cada estrato, ξ_i . Generalmente este valor de frecuencia corresponde a la frecuencia fundamental del modelo de campo libre (e. g. análisis de respuesta de sitio mediante el método lineal equivalente), análisis que toma en cuenta la no linealidad del suelo a través de la obtención de las propiedades lineales equivalentes.

$$\zeta_{min} = (\alpha\beta)^{1/2} \quad (4.29)$$

$$\omega_{min} = (\alpha/\beta)^{1/2} \quad (4.30)$$

En el enfoque dado en Plaxis, el amortiguamiento viscoso se determina de la siguiente manera con base en la frecuencia fundamental del sistema ω_1 :

$$\alpha_i = \xi_i \cdot \omega_1; \quad \beta_i = \xi_i / \omega_1 \quad (4.31)$$

Hudson et al. (1994) proponen un esquema de amortiguamiento basado en la frecuencia predominante del sismo ω_2 , así como en la frecuencia fundamental del sistema ω_1 . Los coeficientes de masa y rigidez de esta formulación están dados por la siguiente expresión:

$$\alpha_i = 2\xi_i\omega_1\omega_2/(\omega_1 + \omega_2) \quad \text{y} \quad \beta_i = 2\xi_i/(\omega_1 + \omega_2) \quad (4.32)$$

Phillips y Hashash (2009) presentan una formulación para la construcción de la matriz de amortiguamiento viscoso, este esquema es una extensión del amortiguamiento *Tipo Rayleigh* a más de dos frecuencias (modos de vibración). Con la finalidad de que puedan ser utilizadas estas frecuencias y con ello ampliar el ancho de banda a analizar. La matriz de amortiguamiento puede consistir en cualquier combinación de matrices de masa como de rigidez, siendo:

$$[C] = [M] \sum_{b=0}^{N-1} a_b ([M]^{-1} [K])^b \quad (4.33)$$

Donde N es el número de frecuencias/modos a incorporarse; el coeficiente a_b es un valor escalar asumiendo un amortiguamiento constante obtenido mediante

$$\xi_n = \frac{1}{4\pi f_n} \sum_{b=0}^{N-1} a_b (2\pi f_n)^{2b} \quad (4.34)$$

Park y Hashash, 2004 establecen que la ecuación anterior implica que la matriz de amortiguamiento puede ser extendida para incluir cualquier número de frecuencias; sin embargo, el utilizar más de cuatro modos o frecuencias puede resultar en una matriz singular dependiente de f_n tal que a_b pueda no ser calculada.

Amortiguamiento histerético. Como es bien sabido, el suelo presenta una degradación del módulo de rigidez y relación de amortiguamiento con la deformación angular, por lo cual los modelos constitutivos avanzados intentan capturar importantes características del comportamiento del subsuelo tales como anisotropía, generación de presión de poro, dilatación, plasticidad, etc. El amortiguamiento histerético gobernará el comportamiento del material durante la excitación dinámica. Es común que únicamente se cuente con las curvas de rigidez dinámica y amortiguamiento, con las cuales se defina el amortiguamiento histerético del suelo o mediante correlaciones con algunas características de las arenas (e. g. Darandeli y Stokoe, 2001; Taboada et al. 2016). En la Figura 4.17 se muestran las curvas típicas para arenas propuestas por Seed e Idriss, 1970.

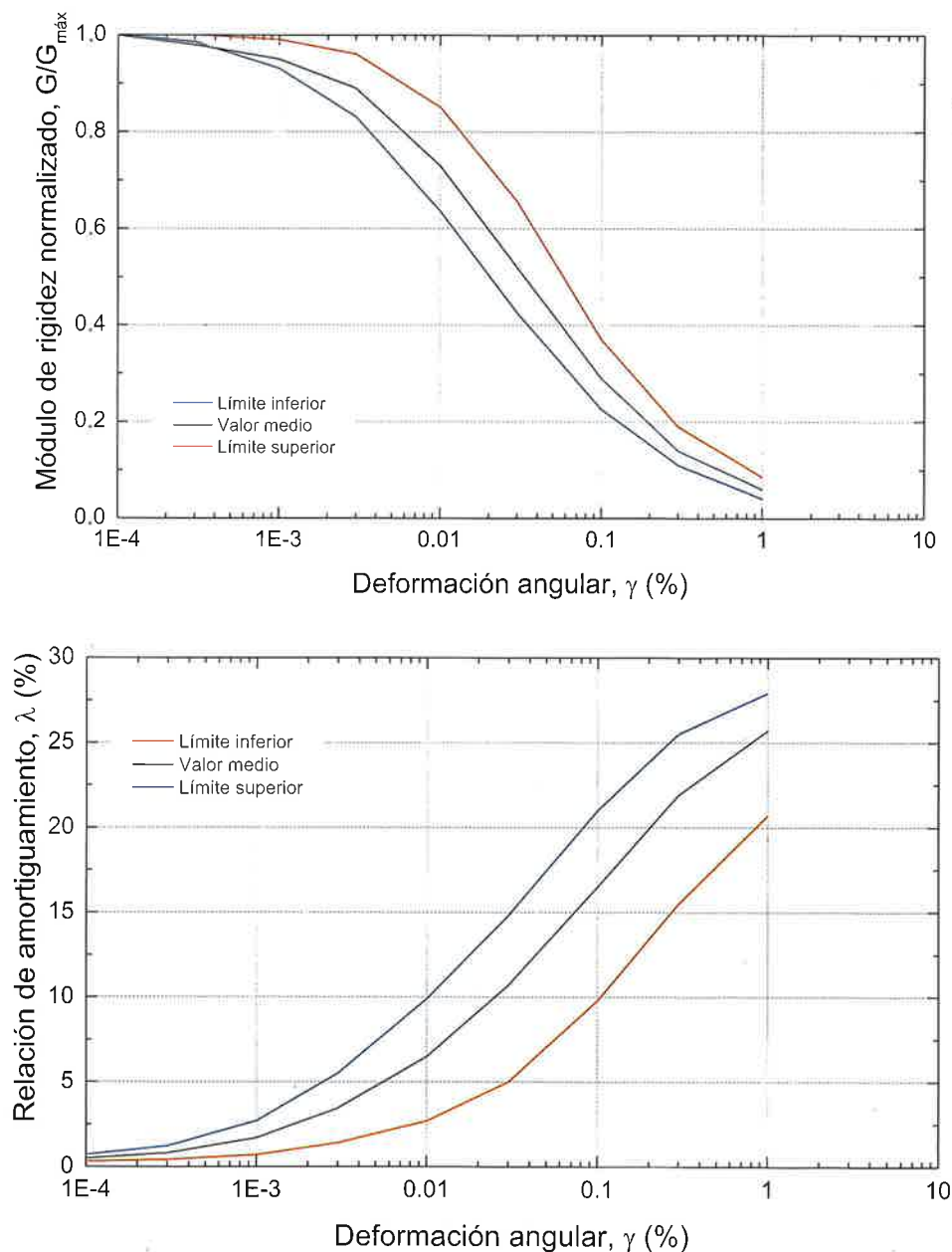


Figura 4.17. Curvas típicas de degradación de arenas (Seed e Idriss, 1970).

REFERENCIAS

- Ayes, J. C. (2016). Sismología y su aplicación en los análisis de respuesta de sitio (Tesis de Maestría). Facultad de Ingeniería, UNAM, Cd. de México, México.
- Bartlett, S. F., y Youd, T. L., (1992), *Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads (Tech. Rep. NCEER-92-0021)*, New York, USA: National Center for Earthquake Engineering Research.
- Bastani, S. A., y Kutler, B. L. (2004). Post earthquake embankment failure, seepage-induced liquefaction, and void ratio redistribution. *Proceedings, 11th ICSDEE – 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 412-419.
- Bastani, S. A., y Kutler, B. L. (2007). Simulation of post earthquake embankment failure by seepage-induced liquefaction. *Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada*, 1903-1917.
- Bazant, Z., y Celep, Z. (1982). Spurious reflection of elastic waves in non uniform meshes of constant and linear strain finite elements. *Computational Structures*, 15, 451-459.
- Beatty, M. H. (2001). *A synthesized approach for estimating liquefaction-induced displacements of geotechnical structures* (Ph. D. Thesis). University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Beatty, M. H., y Byrne, P. (1998). An effective stress model of predicting liquefaction behavior of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III ASCE Geotechnical Special Publication*, 75(1), 766-777.
- Beatty, M. H., y Byrne, P. (2000). A synthesized approach for predicting liquefaction and resulting displacements. *Proceedings of the Twelve World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1589*.
- Beatty, M. H., y Byrne, P., (2011), *UBCSAND constitutive model, Version 904aR* (Documentation Report), UBCSAND constitutive model on Itasca UDM Website, 1-69.
- Boulanger, R. W., y Ziotopoulou, K. (2013). Formulation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 53(2013), 254-267.
- Boulanger, R. W., y Ziotopoulou, K., (2015), *PM4Sand (version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications (Report No. UCD/CGM-15/01)*, California, USA: Department of Civil & Environmental Engineering, College of Engineering, University of California at Davis.
- Boulanger, R. W., Kamai, R., y Ziotopoulou, K. (2014). Liquefaction induced strength loss and deformation: simulation and design. *Bull. Earthquake Eng.*, 12, 1107.
- Byrne, P. M. (1991). A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand. *Proceedings 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis*, 1(24), 47-55.
- Byrne, P. M., Debasis, R., Campanella, R. G., y Hughes, J. (1995). Predicting Liquefaction Response of Granular Soils from Self-Boring Pressuremeter Tests. *ASCE National Convention, San Diego, California, ASCE*, 56(GSP), 122-135.

- Cundall, P. A., Hansteen, H., Lacasse, S., y Selnes, P. B., (1980), *NESSI – Soil Structure Interaction Program for Dynamic and Static Problems (Report 51508-9)*, Norway: Norwegian Geotechnical Institute.
- Dawson, E. M., Roth, W. H., Nesarajah, S., Bureau, G., y Davis, C. A. (2001) A practice oriented pore pressure generation model. *Proceedings: 2nd International FLAC Symposium, Lyon France*.
- Dafalias, Y. F., y Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 130(6), 622–34.
- Darandeli, M. B., y Stokoe, K. H., (2001), Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves (Geotechnical Engineering Report GD01-1), Austin, USA: University of Texas at Austin.
- Dobry R., y Abdoun, T. (2015). 3rd Ishihara Lecture: An investigation into why liquefaction charts work: A necessary step toward integrating the states of art and practice. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 68(2015), 40-56.
- Finn, W. D. L., Lee, K. W., y Martin, G. R. (1975) An effective stress model for liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, 102(No. GT6), 169-198.
- Finn, W. D. L., Yogendrakumar, M., Yoshida, N., y Yoshida, H., (1986), *TARA-3: A program to compute the response of 2-D embankments and soil-structure interaction system to seismic loading*, Vancouver, Canada: University of British Columbia, Department of Civil Engineering.
- Finn, W.D. Liam y Yogendrakumar, M., (1989), *TARA-3FL: A Program for Analysis of Flow Deformations in Soil Structures with Liquefied Zones*, Vancouver, Canada: University of British Columbia, Soil Dynamics Group, Department of Civil Engineering.
- Flores, F. A., Ayes, J. C., Vargas, C. O., y Vázquez, A. (2014). Análisis de respuesta de sitio: Una comparación practica entre diferentes enfoques dimensionales. *XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica SMIG, Puerto Vallarta, Jalisco*.
- Hashash, Y. M., Phillips, C., y Groholski, D. R. (2010). Recent advances in Non-linear site response analysis. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idriss, San Diego, California. Paper N° OSP 4*.
- Hudson, M., Idriss I. M., y Beikae, M., (1994), *QUAD4M: A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base*, California, USA: Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engng., University of California, Davis.
- Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2015). 2nd Ishihara Lecture: SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 68(2015), 57-68.
- ITASCA Consulting Group, (2003), Particle flow code, PFC3D, release 3.0, Minneapolis, USA: ITASCA Consulting Group Inc.
- Kuhlemeyer, R., y Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagations problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 99(SM5), 421-427.
- Lysmer, J., y Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. ASCE*, 95(EM4), 859 – 876.
- Midas GTS, (2015), *User Manual*, Midas Engineering Software. <http://midasgtsnx.com/support/manual.asp>

- Martin G. R., Finn, W. D. L., y Seed, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT5), 423-438.
- Mayoral, J. M., Romo, M. P., y Vega, R. (2006). Evaluación del comportamiento sísmico de presas de tierra construidas con materiales potencialmente licuables. *XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos SMMS, Chiapas*, 339-347.
- Mayoral, J. M., Flores, F. A., y Romo, M. P. (2009). A simplified numerical approach for lateral spreading evaluation. *Journal de Geofísica Internacional*, 48(4), 391-405.
- Matsuoka, H., y Nakai, T. (1977). Stress-strain relationship of soil based on the SMP. *Proceedings of the Specialty Session 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 153-162.
- Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., y Dafalias, Y. F. (2001). Plasticity model for sand under small and large cyclic strains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(11), 973-983.
- Park, D., y Hashash, Y. M. A. (2004). Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(2), 249-74.
- Perlea, V. G., y Beaty, M. H. (2010). Corps of Engineers practice in the evaluation of seismic deformation of embankment dams. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idriss, Special Lecture SPL6, 1-30, San Diego, California*.
- Petalas, A. y Galavi, V. (2013), *Plaxis Liquefaction model UBC3D-PLM (Documentation Report)*, PLAXIS.
- Phillips, C., y Hashash, Y. M. (2009). Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2009), 1143-1158.
- Plaxis, (2008), *Plaxis: A Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, Version 8*, Delft, The Netherlands: Delft University of Technology and Plaxis.
- Prevost, J. H., (1998), *DYNAFLOW: Version 98, Release 0.2A*, New Jersey, USA: Princeton University, Department of Civil Engineering & Op. Res.
- Puebla, H., Byrne, P. M., y Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 641-657.
- Roth, W. H., Scott, R. F., y Cundall, P. A. (1986). Nonlinear dynamics analysis of a centrifuge model embankment. *Proc. 3rd U.S. National Conference on Earthquake engineering, Charleston, South Carolina*, 1, 505-516.
- Rowe, P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London, Mathematical and Physical Sciences, Series A*, 269, 500-557.
- Seed, H. B. (1979). Soil Liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT2), 201-255.
- Seed, H. B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 113(8), 927-845.

- Seed, H. B., y Harder, L. F. (1990). SPT-Based analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength. *Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, J. M. Duncan (ed.), University of California, Berkeley, 2*, 351-376.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M., (1970), *Soil moduli and damping factor for dynamics response analysis (Report N° EERC 70-10)*, California, USA: University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M. (1971). A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, 97(SM9), 1244-1273.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., y Faris, A., (2003), *Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework (Report N° EERC2003-06)*, California, USA: Earthquake Engineering Research Center.
- Shipley, S., Leistner, H., y Jones, R. (1967). Elastic wave propagation -a comparison between finit element predictions and exact solutions. *International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials. Alburquerque: Univerity of New Mexico*, 509-519.
- Silver, M. L., y Seed, H. B. (1971). Volume changes in sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, 97(SM9), 1171-1182.
- Stark, T. D., Beaty, M. H., Byrne, P. M., Castro, G., Walbert, F. C., Perlea, V. G., Axtell, P. J., Dillon J. C., Empson, W. B., y Mathews, D. (2012). Seismic deformation analysis of Tuttle Creek Dam. *Can. Geotech. J.* 49, 323-343.
- Taboada, V. M., Dantal, V., Cruz, D., Flores, F. A. y Barrera, P. (2016). Normalized Modulus Reduction and Damping Curves for Bay of Campeche Sand. *Offshore Technology Conference, Texas, Paper No. OTC-26878-MS*.
- Tasiopoulou, P., Gerolymos, N., y Gazetas, G. (2015). Class a prediction for seismic centrifuge modeling of multi-block quay-wall: undrained (Plaxis) versus coupled (Flac) effective stress analysis. *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Crete Island, Greece*, 1-15.
- Tokimatsu K. y Seed H.B. (1987). Evaluation of settlement in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 113(8), 861-878.
- Wang, Z. L. (1990). *Bounding Surface Hypoplasticity Model for Granular Soils and Its Applications* (Ph.D. dissertation). Faculty of the Graduate School of the University of California, Davis.
- Wang, Z. L., Makdisi, F. I., y Egan, J. (2006). Practical applications of a nonlinear approach to analysis of earthquake-induced liquefaction and deformation of earth structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (2006), 231-252.
- Youd, T. L., y Perkins, D. M. (1978). Mapping liquefaction-induced ground failure potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, 104(GT4), 433-446.
- Ziotopoulou, K., y Boulanger, R. W. (2013). Calibration and implementation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 53(2013), 268-280.

CAPÍTULO 5

5. CASOS DE APLICACIÓN

Este capítulo presenta 2 casos de análisis de licuación: 1) Análisis del potencial de licuación, estimación de desplazamientos laterales y asentamientos, mediante los métodos empíricos descritos en los capítulos 2 y 3; y 2) Análisis de licuación de un caso historia empleando modelos numéricos con generación de exceso de presión de poro.

El caso 1 tiene como objetivo mostrar el desarrollo del cálculo para evaluar el potencial de licuación con los métodos empíricos publicados por Youd *et al.*, (2001), empleando los datos del número de golpes de una prueba de penetración estándar (SPT), el perfil de resistencia por punta con CPT y datos de velocidad de onda de corte (V_s) con cono sísmico de un sitio susceptible a licuarse. Adicionalmente se presenta la estimación de los desplazamientos laterales y asentamientos con los datos de SPT y CPT.

El caso 2 tiene como objetivo mostrar el desarrollo de la modelación bidimensional de un caso historia, empleando los modelos constitutivos indicados en el capítulo 4. Se presentan las consideraciones principales del modelado dinámico con el método de diferencias finitas 2D. Se muestran las consideraciones para la selección de parámetros, así como la definición de las zonas críticas y la calibración de la respuesta dinámica del modelo. Este ejemplo, permite comparar los resultados de la modelación contra mediciones en sitio.

5.1. Caso 1: Análisis del potencial de licuación con SPT, CPT y V_s

Se presenta cálculo del potencial de licuación empleando los métodos empíricos publicados por Youd *et al.*, (2001), mismos que fueron descritos en el capítulo 2 y 3 de esta publicación. Para mostrar el detalle del cálculo, se presentan las ecuaciones con la sustitución de valores a una profundidad (z) de 15.60 m.

5.1.1. Definición de parámetros sísmicos y cálculo de CSR

Para evaluar el potencial de licuación con métodos empíricos, fue necesario determinar la aceleración máxima del terreno ($a_{m\acute{a}x}$) y la magnitud del sismo (M_w). Para este caso, se asumieron los valores de $a_{m\acute{a}x}$ y M_w , mismos que se presentan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Parámetros generales.

Método de análisis: NCEER-1998 (Youd <i>et al.</i> 2001)				
Datos generales				
Magnitud del sismo (M_w)	Aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x}$)	NAF (In situ)	Método de cálculo de r_d	Corrección K_σ
6.5	0.3	1.4 m	Liao y Withman, 1986	NCEER-1998

Para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) se utilizaron los parámetros sísmicos y el estado inicial de esfuerzos correspondiente a cada profundidad evaluada, para lo que se emplearon las siguientes expresiones:

$$r_d(z=15.60m) = 1.174 - 0.0267z = 1.174 - 0.0267(15.60m) = 0.74 \quad (5.1)$$

$$CSR_{z=15.60m} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d = 0.65(0.3g) \left(\frac{261.2kPa}{121.9kPa} \right) (0.74) = 0.31 \quad (5.2)$$

En la Figura 5.1b se presentan los valores de CSR calculados con la expresión 5.2. Asimismo en esta figura se muestran los valores de CSR afectados por factores de corrección y las diferencias entre las curvas.

En la Figura 5.1a se muestran los valores de r_d calculados con la expresión de Liao y Withman (1986). Para el cálculo del factor de corrección por magnitud de escala sísmica (MSF), se empleó la ecuación 5.3 desarrollada por Seed e Idriss (1982).

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} = \frac{10^{2.24}}{6.5^{2.56}} = 1.44 \quad (5.3)$$

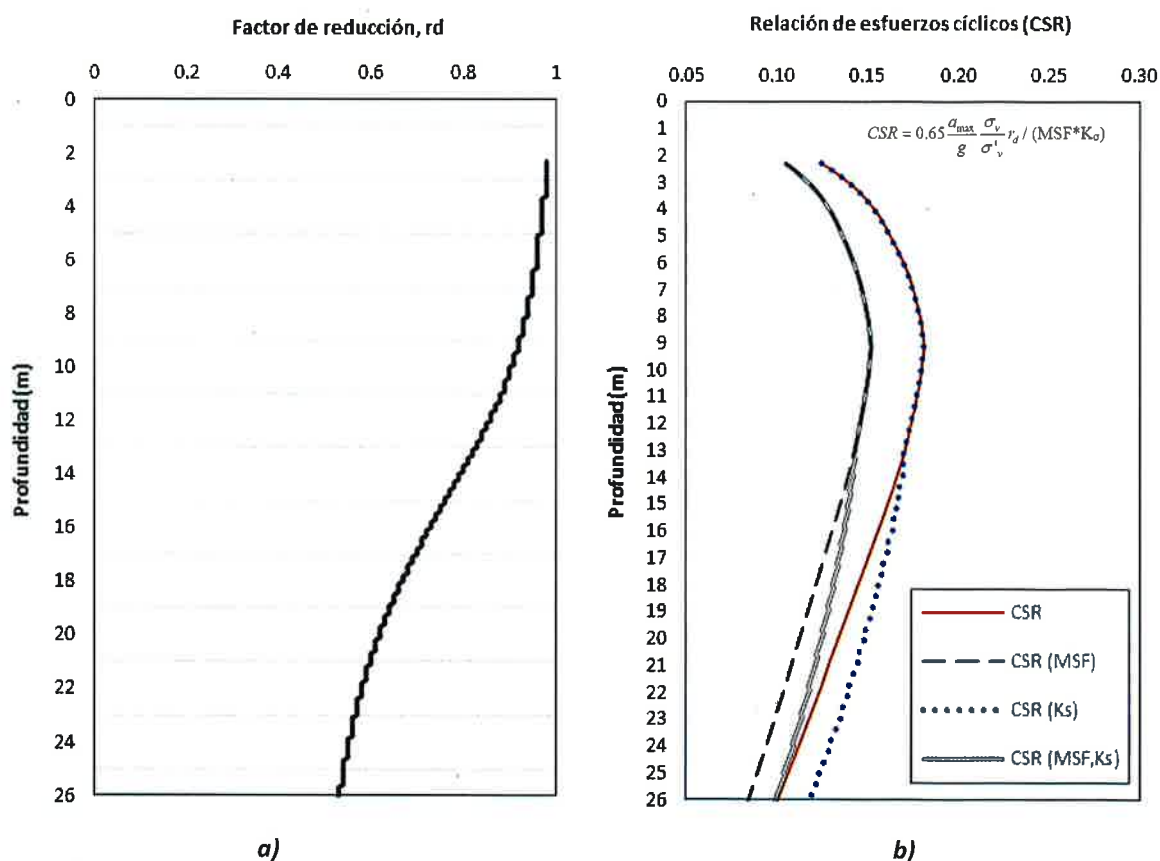


Figura 5.1. Cálculo de relación de esfuerzos cíclicos (CSR).

En la Figura 5.1b se muestra la curva CSR afectada por el factor de escala sísmica ($CSR (MSF)$), en la que se observa una disminución debido a que el sismo considerado es menor de 7.5 (línea discontinua).

Para este caso, también se aplicó el factor de reducción por efectos de confinamiento (K_{σ}), para lo cual se utilizó la ecuación 5.4 con los valores propuestos por Hynes y Olsen (1999) para el exponente f . Este exponente fue asignado a partir de los valores de la tabla 2.1, por lo que fue necesario estimar la densidad relativa (Dr) en función de los datos del CPT (ver CPT Guide – 2015) para valores de $SBT_n = 5, 6, 7$ y 8 .

$$K_{\sigma_{(z=15.60m)}} = (\sigma'_v / P_a)^{(f-1)} = (121.90 kPa / 100 kPa)^{(0.8-1)} = 0.96 \quad (5.4)$$

En la Figura 5.1b con línea punteada se observa el efecto de incremento en la relación de esfuerzos cíclicos debido al decremento de la resistencia medida a partir de la relación de esfuerzos cíclicos, este efecto se aprecia a partir de 14 m de profundidad, ya que en ésta se presentan esfuerzos efectivos de confinamiento mayores a 100 kPa.

La combinación de los dos factores genera la curva en color gris que se muestra en la Figura 5.1b, la cual toma los efectos de decremento por el MSF e incremento por el K_{σ} . La curva $CSR (MSF, K_{\sigma})$ es la que se utilizará para determinar el potencial de licuación de los perfiles con SPT, CPT y V_s .

$$CSR_{z=15.60m}(MSF, K_{\sigma}) = \frac{0.31}{(1.44)(0.96)} = 0.22 \quad (5.5)$$

5.1.2. Cálculo del CRR con SPT (Método del NCEER-1998)

En la tabla 5.2 se presentan los datos de la prueba con SPT (SPT-01) de un depósito de suelo ubicado en una zona susceptible a licuación, en la que se muestra la caracterización del depósito de suelo, granulometría, contenido de finos y densidad relativa. Estos datos fueron utilizados para evaluar la susceptibilidad a licuarse del depósito de suelo. En la Figura 5.2 se muestran datos del número de golpes de la prueba de penetración estándar (a), perfil de contenido de finos (b) y estado inicial de esfuerzos del sitio (c).

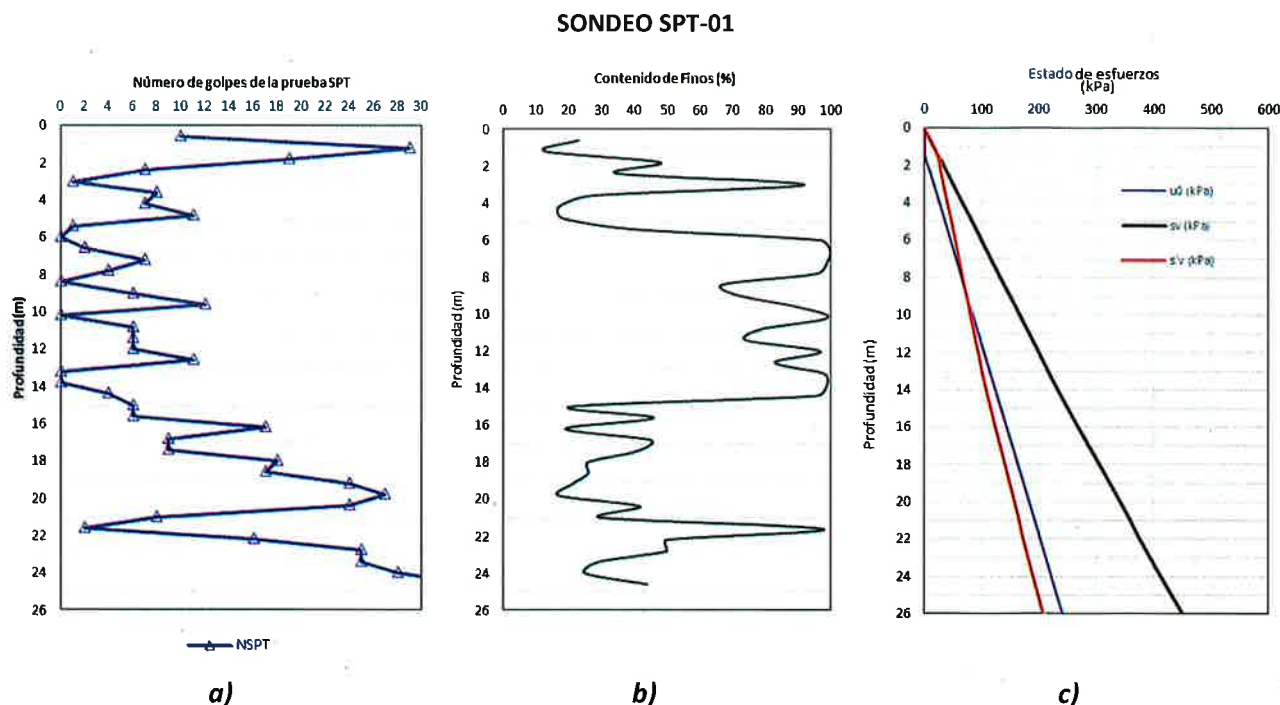


Figura 5.2. a). Perfil de número de golpes a la prueba de penetración estándar, b) Perfil de contenido de finos y c) estado inicial de esfuerzos.

Tabla 5.2. Datos del depósito de suelo y evaluación de la susceptibilidad a la licuación.

Punto	Profundidad (m)		N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$	CF (%)	Dr (%)	Susceptibilidad a la licuación	Descripción en campo
	De	A							
1	0	0.6	10	13	18	23.0	50	Poca susceptibilidad	Arena con grava
2	1	1.2	29	34	37	13.4	82	Poca susceptibilidad	Arena con grava
3	1	1.8	19	21	24	48.4	64	Poca susceptibilidad	Arena con arcillosa
4	2	2.4	7	8	10	34.8	40	Alta susceptibilidad	Arena limosa
5	2	3	1	1	3	92.4	-	No susceptible	Arcilla
6	3	3.6	8	9	12	26.7	42	Baja susceptibilidad	Arena limosa
7	4	4.2	7	8	11	16.8	40	Alta susceptibilidad	Arena limosa
8	4	4.8	11	12	15	17.6	49	Baja susceptibilidad	Arena limosa
9	5	5.4	1	1	4	38.8	14	Alta susceptibilidad	Arena limosa
10	5	6	0	0	0	96.7	-	No susceptible	Arcilla
11	6	6.6	2	2	2	100.0	-	No susceptible	Arcilla
12	7	7.2	7	8	15	99.2	-	No susceptible	Arcilla
13	7	7.8	4	5	11	95.9	-	No susceptible	Arcilla
14	8	8.4	0	0	5	66.7	-	No susceptible	Arcilla arenosa
15	8	9	6	7	7	72.2	-	No susceptible	Arcilla arenosa
16	9	9.6	12	14	14	89.6	-	No susceptible	Arcilla
17	10	10.2	0	0	0	98.9	-	No susceptible	Arcilla
18	10	10.8	6	7	7	79.1	-	No susceptible	Arcilla con arena
19	11	11.4	6	6	6	74.4	-	No susceptible	Arcilla con arena
20	11	12	6	6	9	96.9	-	No susceptible	Arcilla
21	12	12.6	11	11	14	82.8	-	No susceptible	Arcilla
22	13	13.2	0	0	2	97.9	-	No susceptible	Arcilla
23	13	13.8	0	0	2	99.2	-	No susceptible	Arcilla
24	14	14.4	4	4	7	95.7	-	No susceptible	Arcilla
25	14	15	6	6	10	21.3	34	Alta susceptibilidad	Arena arcillosa
26	15	15.6	6	6	10	46.1	34	Alta susceptibilidad	Arena arcillosa
27	16	16.2	17	16	21	19.2	56	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
28	16	16.8	9	8	15	45.1	40	Alta susceptibilidad	Arena arcillosa
29	17	17.4	9	8	15	41.4	40	Alta susceptibilidad	Arena arcillosa
30	17	18	18	16	22	25.9	56	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
31	18	18.6	17	15	21	26.0	54	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
32	19	19.2	24	21	27	20.6	64	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
33	19	19.8	27	23	27	17.5	67	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
34	20	20.4	24	20	24	41.8	63	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
35	20	21	8	6	12	30.3	34	Alta susceptibilidad	Arena arcillosa
36	21	21.6	2	2	5	98.2	-	No susceptible	Arcilla
37	22	22.2	16	12	15	50.0	-	No susceptible	Arcilla arenosa
38	22	22.8	25	19	22	50.0	-	No susceptible	Arcilla arenosa
39	23	23.4	25	19	26	28.8	61	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
40	23	24	28	21	28	24.9	64	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa
41	24	24.6	34	24	28	44.1	69	Poca susceptibilidad	Arena arcillosa

En la tabla 5.3 se presentan los parámetros que se emplearon para la corrección y normalización del número de golpes de la prueba SPT.

$$(N_1)_{60(z=15.6m)} = N_{SPT(z=15.6m)} C_N C_E C_B C_R C_S = (6)(0.96)(1)(1)(1)(1) = 5.76 \quad (5.6)$$

Tabla 5.3. Parámetros de cálculo del SPT para la evaluación del potencial de licuación.

Método de cálculo	Método de corrección de finos	Factores de corrección SPT				
		C_N	C_E	C_B	C_R	C_S
NCEER (1998)	Seed e Idriss (1982)	Liao y Withman (1986)	1	1	1	1

Los valores equivalentes de arena limpia $(N_1)_{60cs}$ se calcularon a partir de las siguientes expresiones:

$$(N_1)_{60cs(z=15.60m)} = \alpha + \beta(N_1)_{60} = 5 + 1.2(5.76) = 11.91 \quad (5.7)$$

Donde α y β son coeficientes determinados de las siguientes relaciones:

$$CF_{(z=15.62m)} = 46 \%$$

$$\alpha = 5.0 \text{ para } CF \geq 35 \%$$

$$\beta = 1.2 \text{ para } CF \geq 35 \%$$

En la Figura 5.3 se presentan el perfil del número de golpes corregidos y normalizado de la prueba SPT $(N_1)_{60}$ y $(N_1)_{60cs}$. Una vez determinados los valores de $(N_1)_{60cs}$, e identificados los estratos susceptibles a licuarse, se procedió a calcular los CRR con la siguiente expresión:

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

$$CRR_{7.5(z=15.6m)} = \frac{1}{34 - (5.76)} + \frac{(5.76)}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (5.76) + 45]^2} - \frac{1}{200} = 0.13 \quad (5.8)$$

Calculo del factor de seguridad contra licuación

En la Figura 5.4a se presentan los valores de CRR calculados con el método del SPT comparados contra la curva de valores de CSR , en esta figura se pueden apreciar los estratos que serán potencialmente licuables, debido a que la demanda de esfuerzos cortantes cíclicos supera la resistencia del suelo a licuarse. En la Figura 5.4b se presentan los resultados graficados en términos de factor de seguridad, en esta se pueden apreciar los estratos potencialmente licuables, aquellos con un FS_{lic} menor a la unidad.

En la Figura 5.5 se presentan los valores de CSR graficados puntualmente contra el $(N_1)_{60cs}$, en esta figura se puede observar la ubicación de estos datos respecto a la curva equivalente para arenas limpias, que define los puntos que serán potencialmente licuables.

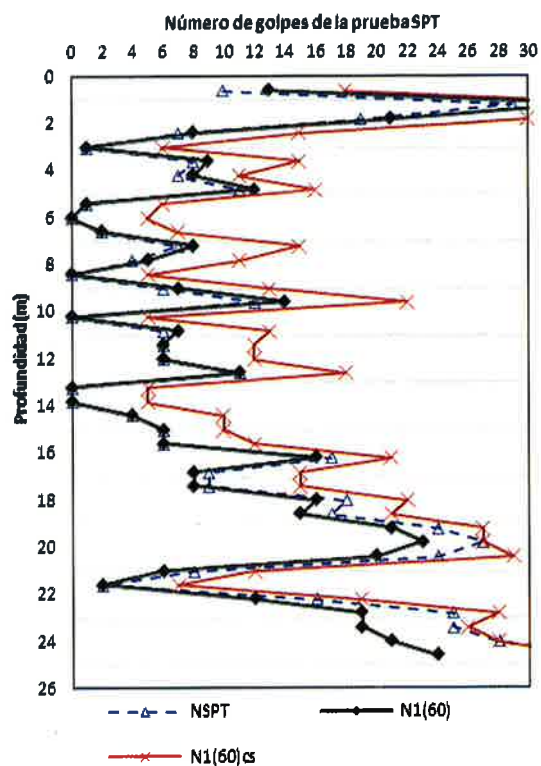
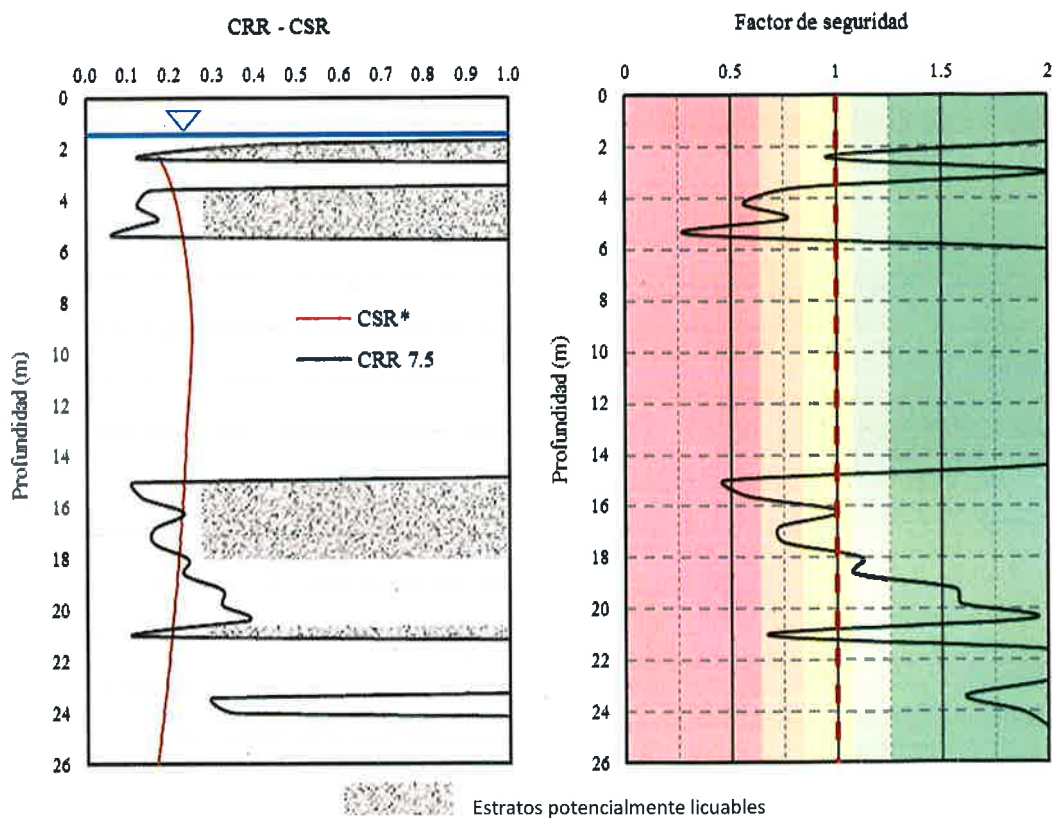


Figura 5.3. Perfil de número de golpes a la prueba de penetración estándar.



a)

b)

Figura 5.4. a). Curva CSR vs CRR y b) Factor de seguridad contra licuación.

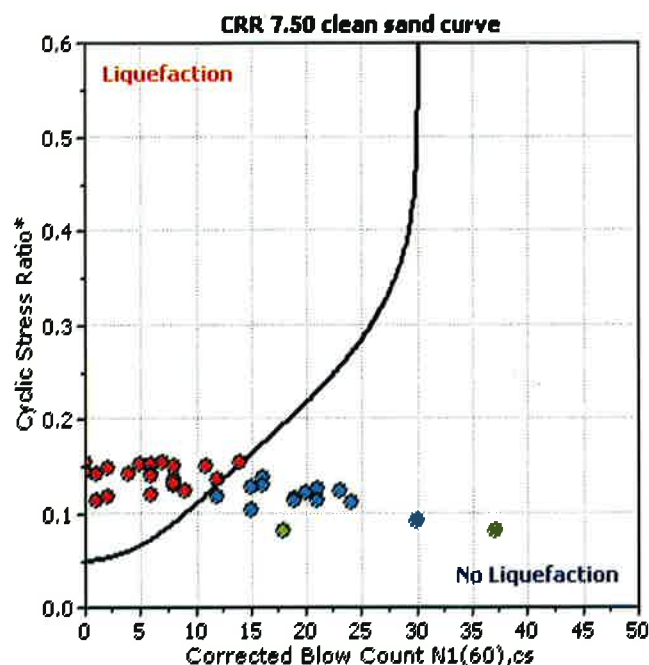


Figura 5.5. Evaluación de los datos del SPT en curva equivalente para arenas limpias.

5.1.3. Estimación de desplazamientos laterales con SPT

Para la estimación de los desplazamientos laterales se utilizó el método empírico de Zhang et al. (2004), para éste se utilizaron los resultados del cálculo del potencial de licuación y los datos de la prueba con SPT. Asimismo, se definió la configuración geométrica del sitio en estudio, el cual correspondió al caso 3: *Pendiente del terreno suave con superficie libre* (Figura 5.6).

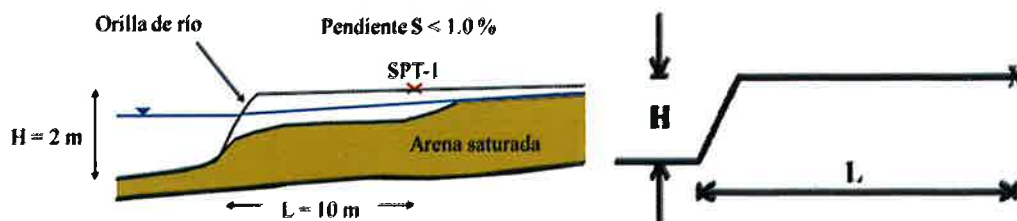


Figura 5.6. Configuración geométrica del sitio.

Inicialmente, se estimaron los valores de densidad relativa (D_r), empleando la ecuación de Meyerhof (1957).

$$D_r = 14\sqrt{(N_1)_{60}} = 34\% \quad (5.9)$$

Con los datos de la densidad relativa y los valores del FS_{lic} de la Figura 5.4b, se entró en la gráfica de la Figura 5.7 para definir la deformación angular máxima (γ_{max}) correspondiente a la correlación entre el D_r y el FS_{lic} . Posteriormente se calculó el índice de desplazamiento laterales (LDI) integrando el valor de γ_{max} calculado a cierta profundidad. Los desplazamientos laterales se determinaron empleando la correlación de la Figura 5.8.

$$LD_{(z=15.60m)} = (LDI)_{(z=15.60m)} \cdot 6(L/H)^{-0.8} = (30.72) \cdot 6(10/2)^{-0.8} = 50.86cm \quad \text{para } 4 < L/H < 40 \quad (5.10)$$

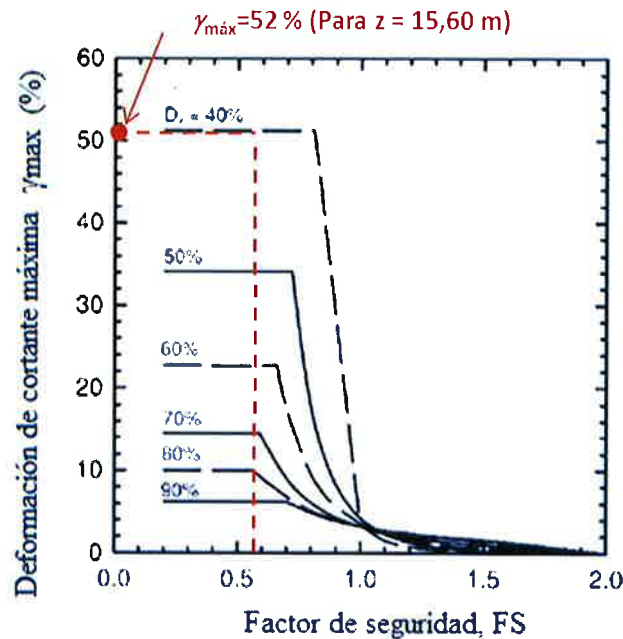


Figura 5.7. Relaciones para arenas limpias. Deformación cortante cíclica máxima, factor de seguridad y diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine (1992)).

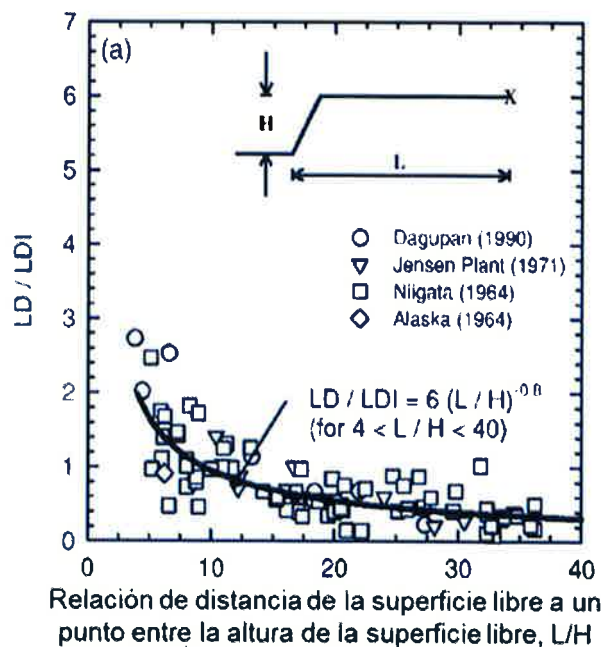


Figura 5.8. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra L/H , para datos de SPT (Zhang et al., 2004)

En la tabla 5.4 se muestran los parámetros y el cálculo de los desplazamientos laterales para el SPT-01. En la Figura 5.9a se muestran los resultados de la deformación angular máxima para los estratos susceptibles a licuación, mientras que en la Figura 5.9b se muestra la estimación de los desplazamientos laterales para este sondeo.

Punto	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	FS _{lic}	Dr (%)	$\gamma^{max}_{(%)}$	LDI (cm)	LD (cm)
1.0	10.0	13.0	2.00	50.5	6.3	0	0.00
2.0	29.0	34.0	2.00	81.6	0.0	0	0.00
3.0	19.0	21.0	2.00	64.2	1.7	0	0.00
4.0	7.0	8.0	0.95	39.6	51.2	30.72	50.86
5.0	1.0	1.0	2.00	14	51.2	30.72	50.86
6.0	8.0	9.0	0.81	42	34.1	20.46	33.88
7.0	7.0	8.0	0.56	39.6	51.2	30.72	50.86
8.0	11.0	12.0	0.77	48.5	34.1	20.46	33.88
9.0	1.0	1.0	0.31	14	51.2	30.72	50.86
10.0	0.0	0.0	2.00	0	51.2	0	0.00
11.0	2.0	2.0	2.00	19.8	51.2	0	0.00
12.0	7.0	8.0	2.00	39.6	51.2	0	0.00
13.0	4.0	5.0	2.00	31.3	51.2	0	0.00
14.0	0.0	0.0	2.00	0	51.2	0	0.00
15.0	6.0	7.0	2.00	37	51.2	0	0.00
16.0	12.0	14.0	2.00	52.4	34.1	0	0.00
17.0	0.0	0.0	2.00	0	51.2	0	0.00
18.0	6.0	7.0	2.00	37	51.2	0	0.00
19.0	6.0	6.0	2.00	34.3	51.2	0	0.00
20.0	6.0	6.0	2.00	34.3	51.2	0	0.00
21.0	11.0	11.0	2.00	46.4	34.1	0	0.00
22.0	0.0	0.0	2.00	0	51.2	0	0.00
23.0	0.0	0.0	2.00	0	51.2	0	0.00
24.0	4.0	4.0	2.00	28	51.2	0	0.00
25.0	6.0	6.0	0.47	34.3	51.2	30.72	50.86
26.0	6.0	6.0	0.57	34.3	51.2	30.72	50.86
27.0	17.0	16.0	1.01	56	19.5	11.67	19.32
28.0	9.0	8.0	0.73	39.6	51.2	30.72	50.86
29.0	9.0	8.0	0.75	39.6	51.2	30.72	50.86
30.0	18.0	16.0	1.12	56	15.4	9.22	15.27
31.0	17.0	15.0	1.08	54.2	34.1	20.46	33.88
32.0	24.0	21.0	1.56	64.2	4.2	2.54	4.21
33.0	27.0	23.0	1.59	67.1	2.4	1.46	2.42
34.0	24.0	20.0	1.92	62.6	4.2	2.49	4.12
35.0	8.0	6.0	0.67	34.3	51.2	30.72	50.86
36.0	2.0	2.0	2.00	19.8	51.2	30.72	50.86
37.0	16.0	12.0	2.00	48.5	34.1	20.46	33.88
38.0	25.0	19.0	2.00	61	3.0	1.82	3.01
39.0	25.0	19.0	1.61	61	3.1	1.84	3.05
40.0	28.0	21.0	1.87	64.2	1.9	1.14	1.89
41.0	34.0	24.0	2.00	68.6	1.1	0.67	1.11

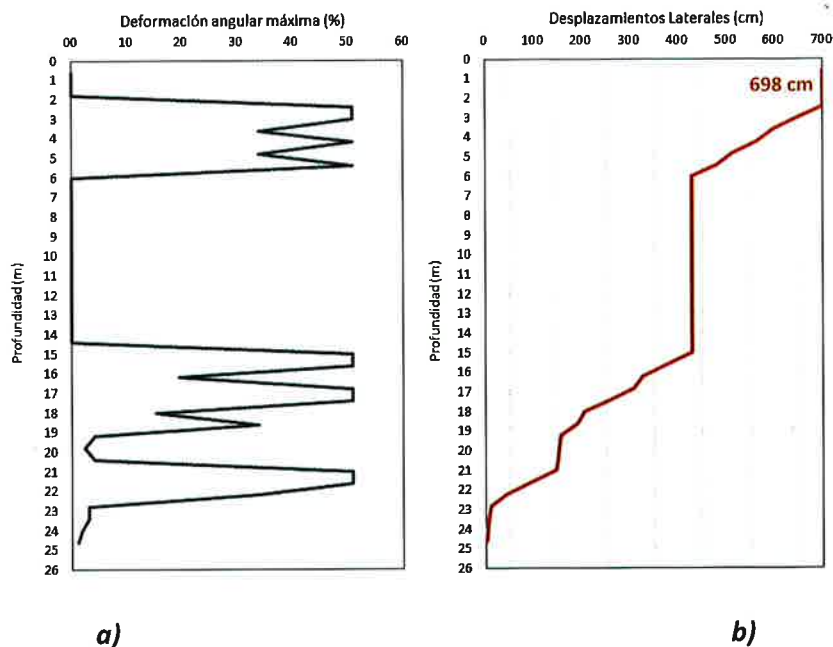


Figura 5.9. a) Deformación angular máxima y b) Desplazamientos laterales.

5.1.4. Estimación de asentamientos con SPT

Para el cálculo de asentamientos se utilizaron los factores de seguridad contra licuación calculados y mostrados en la Figura 5.4b. Posteriormente se entró en la gráfica de la Figura 5.10 para estimar la deformación volumétrica ε_v (%) en cada punto de evaluación, finalmente se estimaron los asentamientos de cada estrato a partir del producto de la ε_v (%) por el espesor de cada estrato (Δz_i).

$$S = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} \Delta z_i \quad (5.11)$$

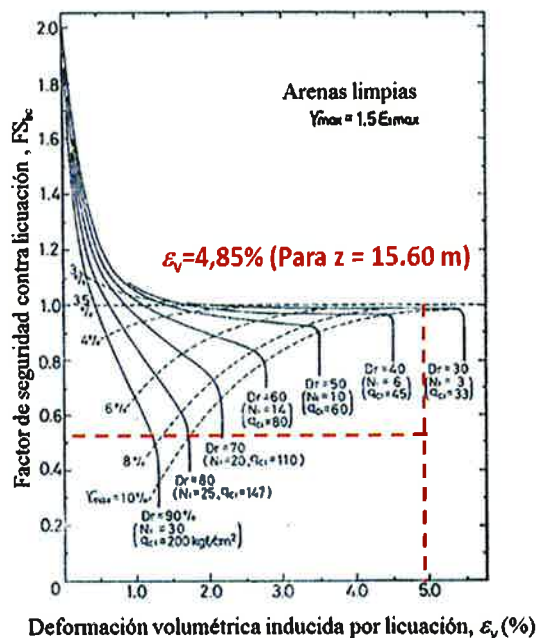


Figura 5.10. Carta para la deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).

En la tabla 5.5 se muestran los parámetros y asentamientos calculados para el SPT-01. En la Figura 5.11 se muestran los valores de ε_v (%) y los asentamientos estimados para el depósito del sondeo SPT-01.

Tabla 5.4. Parámetros y estimación de asentamientos con SPT

Punto	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$	FS_{lic}	e_v (%)	δ (cm)
1	10	13	18	2	0	0
2	29	34	37	2	0	0
3	19	21	24	2	0	0
4	7	8	10	0.95	0.04	0.02
5	1	1	3	2	0	0
6	8	9	12	0.81	3.37	2.02
7	7	8	11	0.56	4.04	2.42
8	11	12	15	0.77	0.72	0.43
9	1	1	4	0.31	5.5	3.3
10	0	0	0	2	0	0
11	2	2	2	2	0	0
12	7	8	15	2	0	0
13	4	5	11	2	0	0
14	0	0	5	2	0	0
15	6	7	7	2	0	0
16	12	14	14	2	0	0
17	0	0	0	2	0	0
18	6	7	7	2	0	0
19	6	6	6	2	0	0
20	6	6	9	2	0	0
21	11	11	14	2	0	0
22	0	0	2	2	0	0
23	0	0	2	2	0	0
24	4	4	7	2	0	0
25	6	6	10	0.47	4.83	2.9
26	6	6	10	0.57	4.85	2.91
27	17	16	21	1.01	0.33	0.2
28	9	8	15	0.73	4.2	2.52
29	9	8	15	0.75	4.23	2.54
30	18	16	22	1.12	0.25	0.15
31	17	15	21	1.08	0.38	0.23
32	24	21	27	1.56	0.04	0.02
33	27	23	27	1.59	0.01	0.01
34	24	20	24	1.92	0.04	0.02
35	8	6	12	0.67	4.64	2.79
36	2	2	5	2	0	3.3
37	16	12	15	2	0	0.33
38	25	19	22	2	0	0.01
39	25	19	26	1.61	0.03	0.02
40	28	21	28	1.87	0	0
41	34	24	28	2	0	0
					Σ	26.14

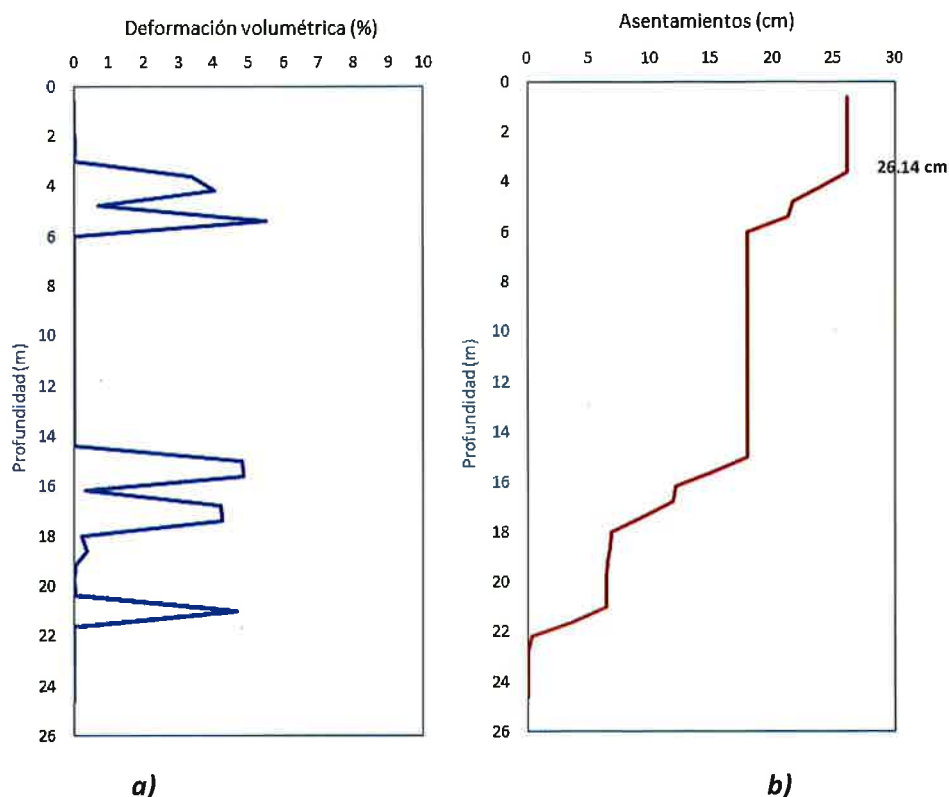


Figura 5.11. a) Deformación volumétrica y b) asentamientos.

5.1.5. Cálculo del CRR con CPT (Método del NCEER-1998)

Datos de la prueba

En la Figura 5.12a se presenta el perfil de resistencia por punta de cono (q_c) y el perfil de resistencia corregida (q_t) por efectos de presión de poro representativos del sitio. De acuerdo con Robertson y Cabal (2015) (CPT Guide – 2015), el q_t puede ser calculado como sigue:

$$q_t = q_c + u_2(1-a) \quad (5.12)$$

Donde: u_2 : es la medición de presión de poro en la parte posterior del cono (ver Figura 5.13b) y a : es la relación de área neta a partir de calibraciones en laboratorio con un valor típico entre 0.70 y 0.85, para suelos arenosos $q_c = q_t$.

En la Figura 5.12b se presenta el perfil de relación de fricción (Rf), el cual representa la relación entre la resistencia por fuste y la resistencia por punta, estos datos dan una estimación del tipo de comportamiento de suelo, para valores altos de Rf se pueden esperar suelos cohesivos, mientras que para valores bajos es un indicativo de suelos granulares. En la Figura 5.12c se presenta el estado de esfuerzos en el suelo.

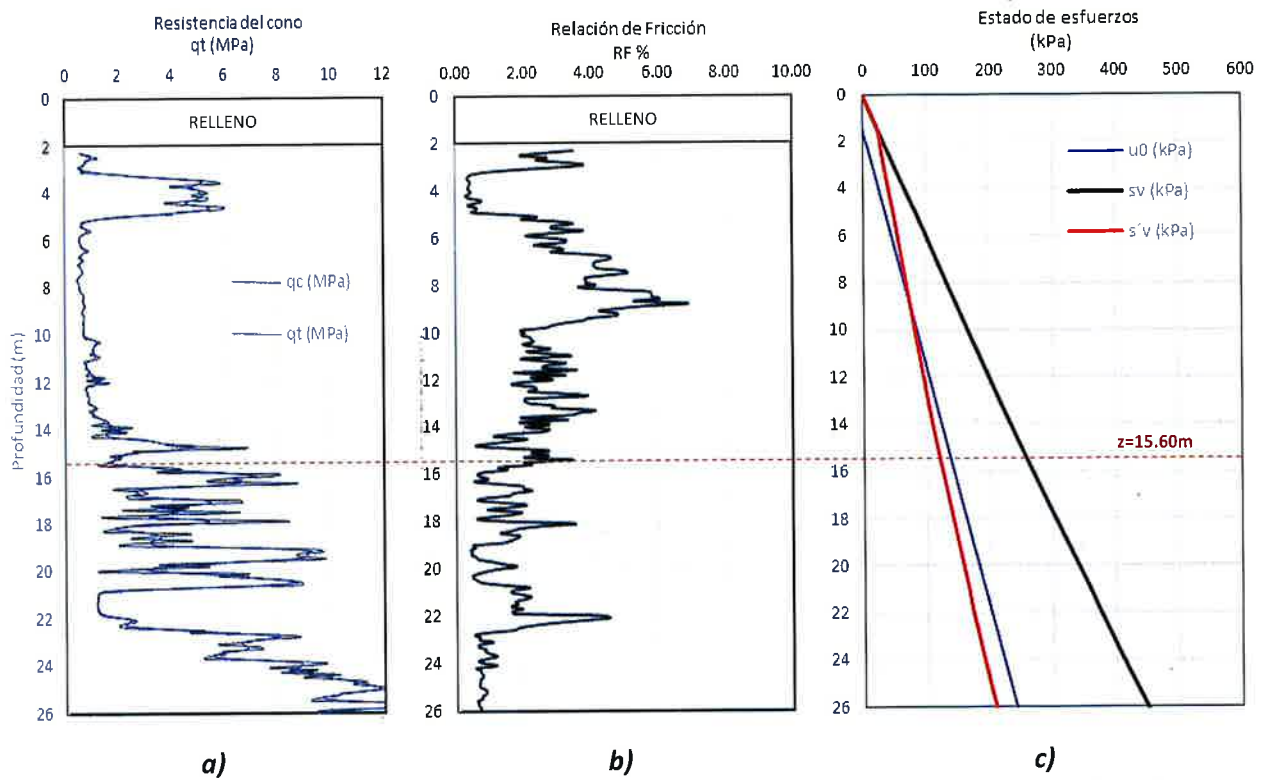


Figura 5.12(a). Perfil de resistencia por punta registrada con CPT, (b) Relación de fricción (f_s/q_c) y (c) estado inicial de esfuerzos.

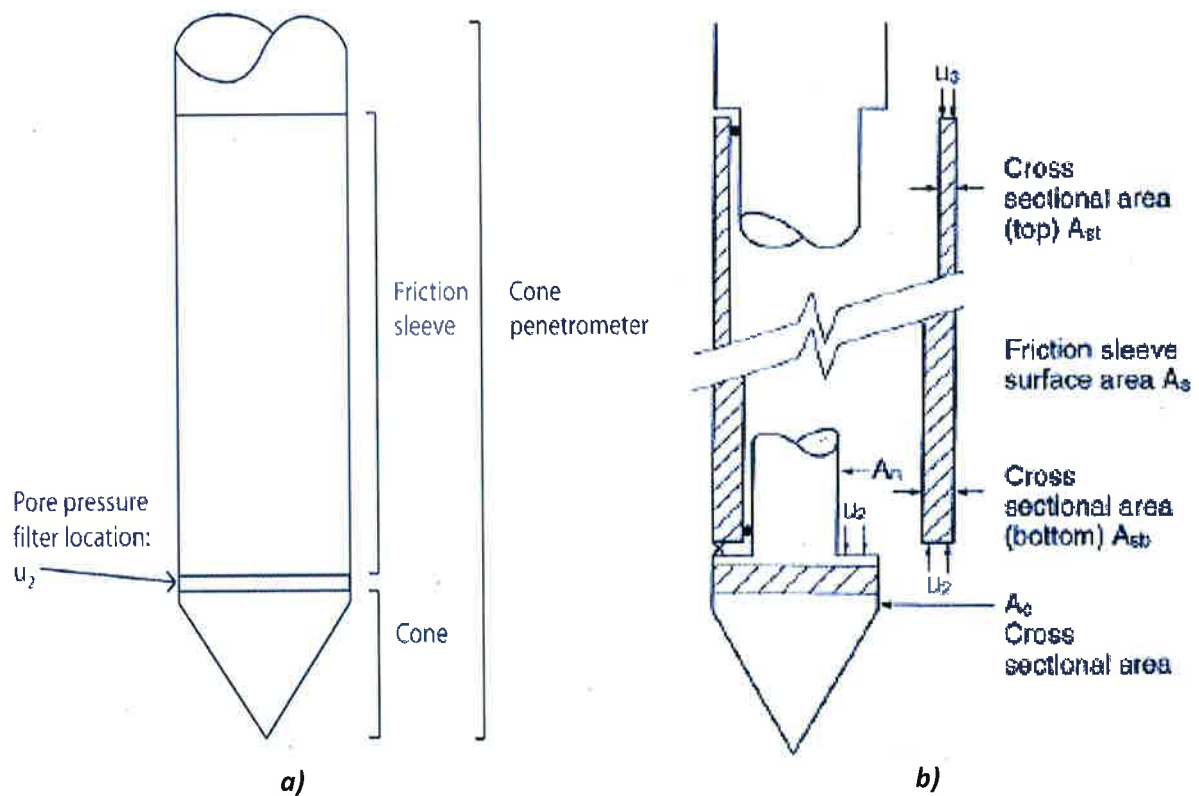


Figura 5.13(a) Terminología del cono y (b) efectos de la presión de poro en las áreas de la geometría interna del cono (CPT Guide, 2015)

Normalización de la resistencia a la penetración por punta (q_{c1N}) del CPT.

La normalización se realizó a partir de los datos de la gráfica 5.12a y siguiendo la metodología descrita en la sección 2.7.1 del capítulo 2. Se utilizó un valor de $n = 1.0$ (suelos cohesivos) para realizar una primera estimación de C_Q , I_c , Q y F , lo anterior se realizó de manera iterativa hasta tener un valor de $\Delta n < 0.01$.

Para $n = 0.85$:

$$F_{(z=15.60m)} = [f_s / (q_c - \sigma'_v)] \times 100\% = [70kPa / (3760kPa - 121.9)] \times 100\% = 1.92\% \quad (5.13)$$

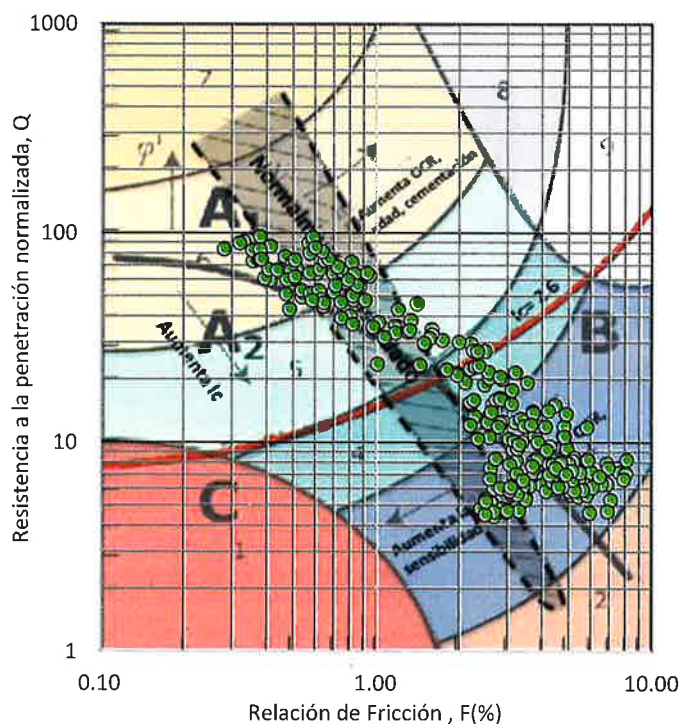
$$Q_{(z=15.60m)} = [(q_c - \sigma'_v) / P_a] [P_a / \sigma'_v]^n = [(3760kPa - 261.50kPa) / 100kPa] [100kPa / 121.9kPa]^{0.85} = 29.56 \quad (5.14)$$

$$I_{c(z=15.60m)} = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} = [(3.47 - \log 29.56)^2 + (1.22 + \log 1.92)^2]^{0.5} = 2.51 \quad (5.15)$$

$$C_{Q(z=15.60m)} = (P_a / \sigma'_v)^n = (100kPa / 121.9kPa)^{0.85} = 0.84 \quad (5.16)$$

$$(q_{c1N})_{(z=15.60m)} = C_Q (q_c / P_a) = 0.84(3760kPa / 100kPa) = 31.79 \quad (5.17)$$

Una vez definidos los valores de Q y F , estos se graficaron en la carta de comportamiento de suelo (ver Figura 5.14). Los puntos graficados en la Figura 5.14 representan los datos registrados con CPT a cada profundidad de acuerdo con sus respectivos valores de Q y F , estos puntos se ubican dentro de los círculos concéntricos que representan a su vez el tipo de suelo. Esta carta permite evaluar la susceptibilidad de licuación con CPT, en la que para profundidades con valores de I_c mayores de 2.6 (Zona 3 y 4) los suelos se consideran como no licuables, mientras que para valores de I_c entre 1.31 y 2.59 los suelos serán susceptibles a licuarse.



- 1- Suelo fino sensitivo
- 2- Suelo orgánico, turba
- 3- Arcilla a arcilla limosa
- 4- Limo arcilloso a arcilla limosa
- 5- Arena limosa a limo arenoso
- 6- Arena limpia a arena limosa
- 7- Arena gruesa (con grava) a arena densa
- 8- Arena muy rígida a arena arcillosa
- 9- Suelo muy rígido
- * Altamente sobreconsolidado o cementado

Zona	I_c
1	N/A
2	>3.6
3	2.95-3.6
4	2.60-2.95
5	2.05-2.60
6	1.31-2.00
7	<1.31
8	N/A
9	N/A

Figura 5.14. Evaluación de los datos con CPT en la carta de tipo de comportamiento de suelo.

Los datos de I_c se emplearon para definir la estratigrafía del sitio, en la Figura 5.15 se presenta el perfil de I_c contra la profundidad, con el cual se definió el grado de susceptibilidad del depósito. Es importante comentar, que sólo aquellos datos con I_c menor de 2.60 son utilizados para el cálculo del potencial de licuación, ya que para I_c mayores de 2.6, estos se consideran como no licuables.

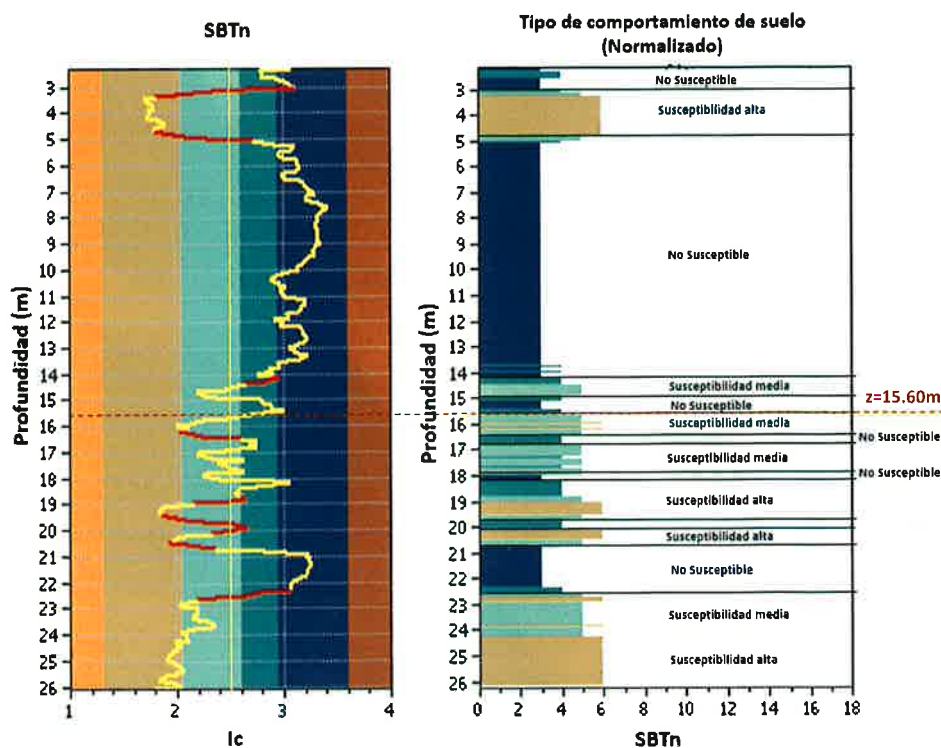


Figura 5.15. Índice de tipo de suelo contra profundidad y evaluación de susceptibilidad de licuación.

En la Figura 5.16 se presenta la normalización de la resistencia por punta del cono (q_{c1N}), el cual fue determinado con la ecuación 5.17 a partir del factor de normalización (C_Q).

Cálculo de $(q_{c1N})_{cs}$

Se calculó el factor de corrección por las características granulométricas del terreno (K_c) para obtener la resistencia equivalente de arenas limpias $(q_{c1N})_{cs}$, para esto se emplearon las siguientes expresiones:

$$I_{c(z=15.60m)} = 2.51$$

$$\text{Para } I_c > 1.64, K_{c(z=15.60m)} = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 = 2.79 \quad (5.18)$$

$$\text{Para } I_c < 2.60, (q_{c1N})_{cs(z=15.60m)} = K_c(q_{c1N}) = (2.79)(31.79) = 88.99 \quad (5.19)$$

En la Figura 5.17a se presenta la variación de K_c contra la profundidad, en la que se observa que los suelos con I_c por arriba de 1.64 presentan factores mayores para representar el valor equivalente de arenas limpias. Asimismo, el estrato de arena de 3.0 m a 4.6 m presenta un valor de K_c cercano a la unidad, lo anterior se debe a que se trata de una arena con poco contenido de finos o arena limpia. En la Figura 5.17b se presenta el perfil de $(q_{c1N})_{cs}$ con el que se calculó la resistencia del suelo a licuarse.

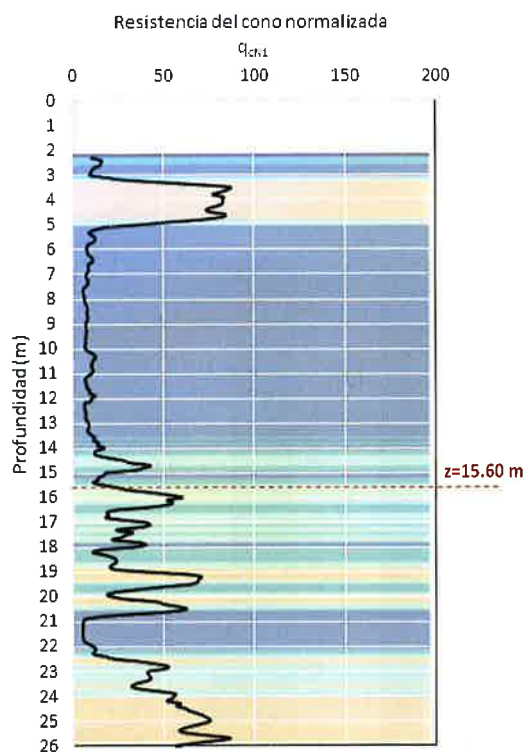


Figura 5.16. Resistencia por punta normalizada

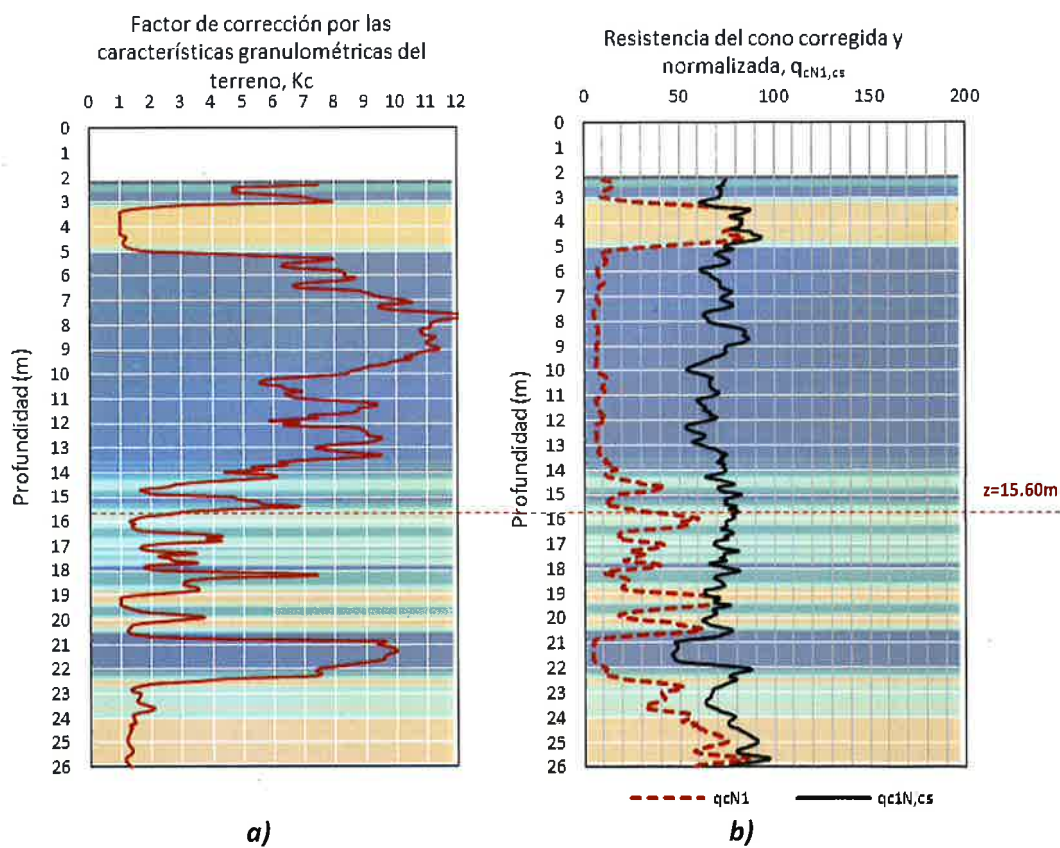


Figura 5.17. a) Valores de K_c contra profundidad y b) Resistencia por punta del cono corregida y normalizada.

Cálculo del CRR

A partir de los valores de $(q_{c1N})_{cs}$ se realizó el cálculo de la relación de resistencia cíclica (CRR) con la ecuación 5.20. En la Figura 5.18 se presenta el perfil de CRR contra la profundidad.

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 160 \quad CRR_{7.5(z=15.60m)} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 = 93 \left[\frac{88.99}{1000} \right]^3 + 0.08 = 0.14 \quad (5.20)$$

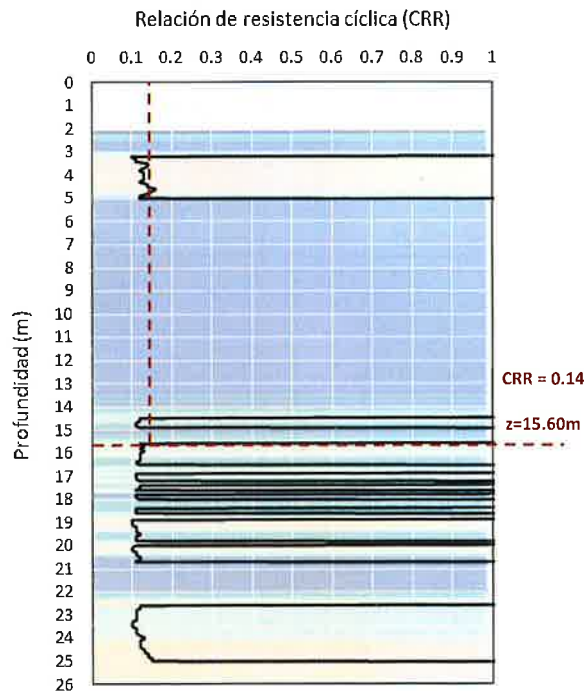


Figura 5.18. Relación de resistencia cíclica (CRR).

Evaluación del potencial de licuación

En la Figura 5.19a se presentan las curvas CSR vs CRR , en las que se observa que la demanda sísmica representada por el CSR supera la capacidad de resistencia del suelo a licuarse en algunos intervalos de profundidad. Otra forma de identificar las zonas o intervalos de profundidad potencialmente licuables, es a través de un factor de seguridad, por lo que en la Figura 5.19b se graficaron los valores de FS_{lic} contra la profundidad. Este factor de seguridad es de gran utilidad para establecer condiciones en el diseño de estructuras, ya que el valor mínimo de diseño puede variar dependiendo de las normativas locales y el tipo de estructura.

Finalmente, en la Figura 5.20 se presentan los valores de CSR graficados puntualmente contra los $(q_{c1N})_{cs}$, en esta figura se puede observar la ubicación de estos datos respecto a la curva base de licuación, la cual separa los datos que son potencialmente licuables y los que no. Es importante mencionar que los datos ahí graficados, son aquellos que resultaron ser susceptibles de licuación, es decir, aquellos con I_c menores de 2.60.

De acuerdo con los resultados aquí mostrados, se observa que todos los puntos evaluados como susceptibles a licuación serán potencialmente licuables ante la demanda sísmica definida en este ejemplo.

Por lo que es necesario evaluar los mecanismos de fallas que pueda inducir la licuación de estas capas licuables a fin de determinar algún método de mejoramiento en el suelo o diseñar una estructura que no represente daños ante la licuación de estas capas.

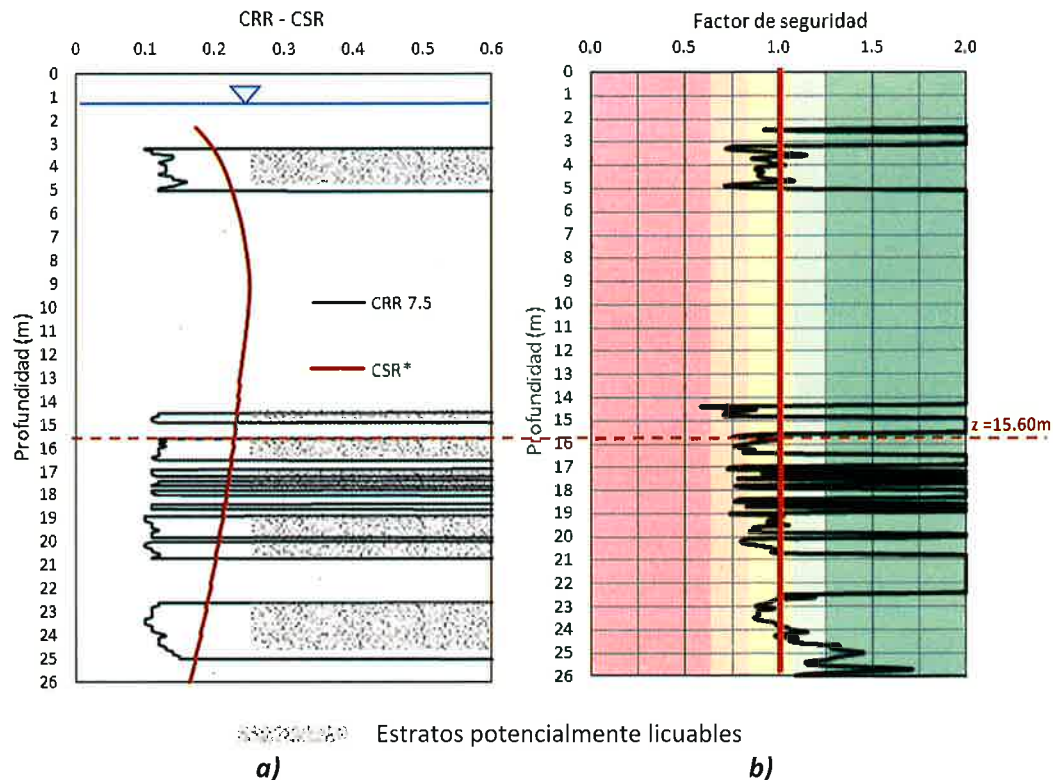


Figura 5.19. a) Curva CSR vs CRR y b) Factor de seguridad contra licuación.

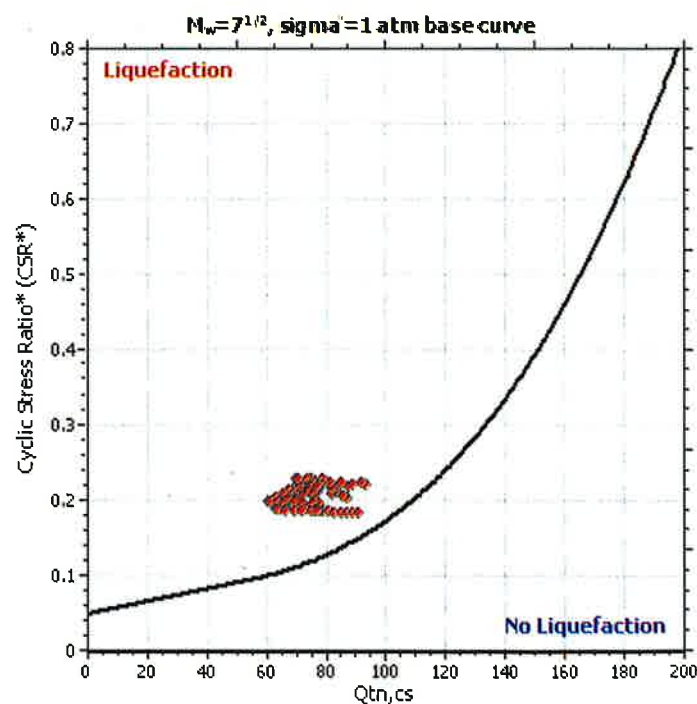


Figura 5.20. Evaluación de los datos del CPT en curva equivalente para arenas limpias.

Cálculo de desplazamientos laterales.

Para la estimación de los desplazamientos laterales se utilizó el método empírico de Zhang *et al.*, (2004), para el cual se utilizaron los resultados del cálculo del potencial de licuación y los datos de la prueba de CPT. En la Figura 5.21 se presenta la configuración geométrica del caso de estudio, el cual corresponde al Caso 3 "Pendiente del terreno suave con superficie libre".

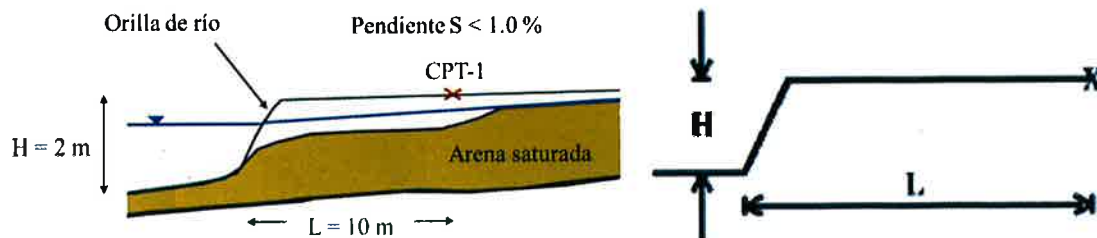


Figura 5.21. Configuración geométrica del sitio.

Se calcularon los valores de densidad relativa (D_r) con la metodología del CPT, aunado a estos se utilizaron los valores de FS_{lic} de la Figura 5.19b, con estos datos se entró a la gráfica de la Figura 5.22 para definir la deformación angular máxima (γ_{max}). Posteriormente se calculó el índice de desplazamientos laterales (LDI) integrando el valor de γ_{max} calculado a cierta profundidad. Los desplazamientos laterales se determinaron empleando la correlación de la Figura 5.23.

$$LD = 6 \cdot (L/H)^{-0.8} \cdot LDI \quad \text{para } 4 < L/H < 40 \quad (5.21)$$

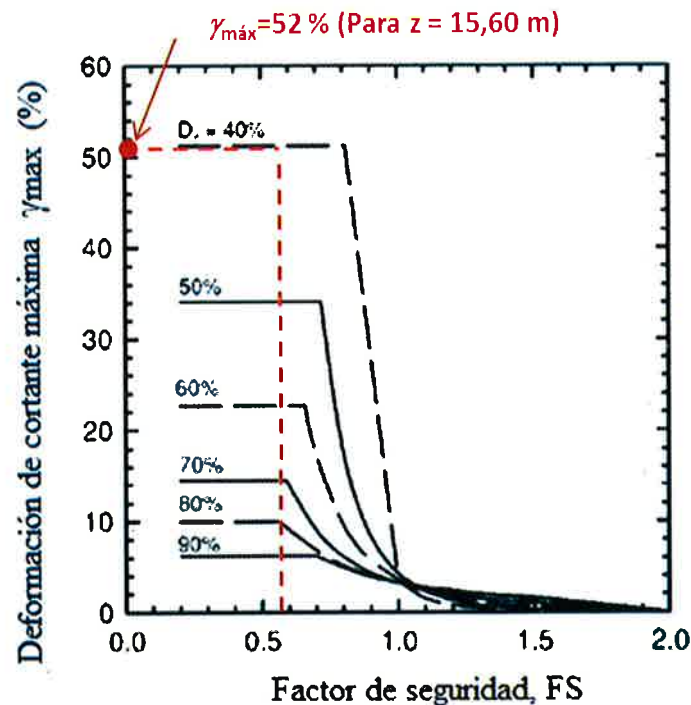


Figura 5.22. Relaciones para arenas limpias. Deformación cortante cíclica máxima, factor de seguridad y diferentes densidades relativas (Ishihara y Yoshimine (1992)).

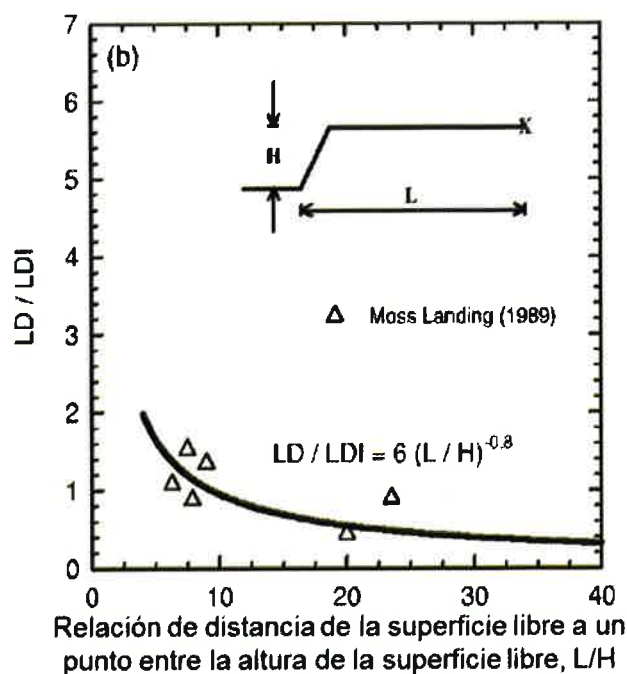


Figura 5.23. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra L/H , para datos de CPT (Zhang et al., 2004)

En la Figura 5.24a se muestran los resultados de la deformación angular máxima para los estratos susceptibles a licuación, mientras que en la Figura 5.24b se muestra la estimación de los desplazamientos laterales.

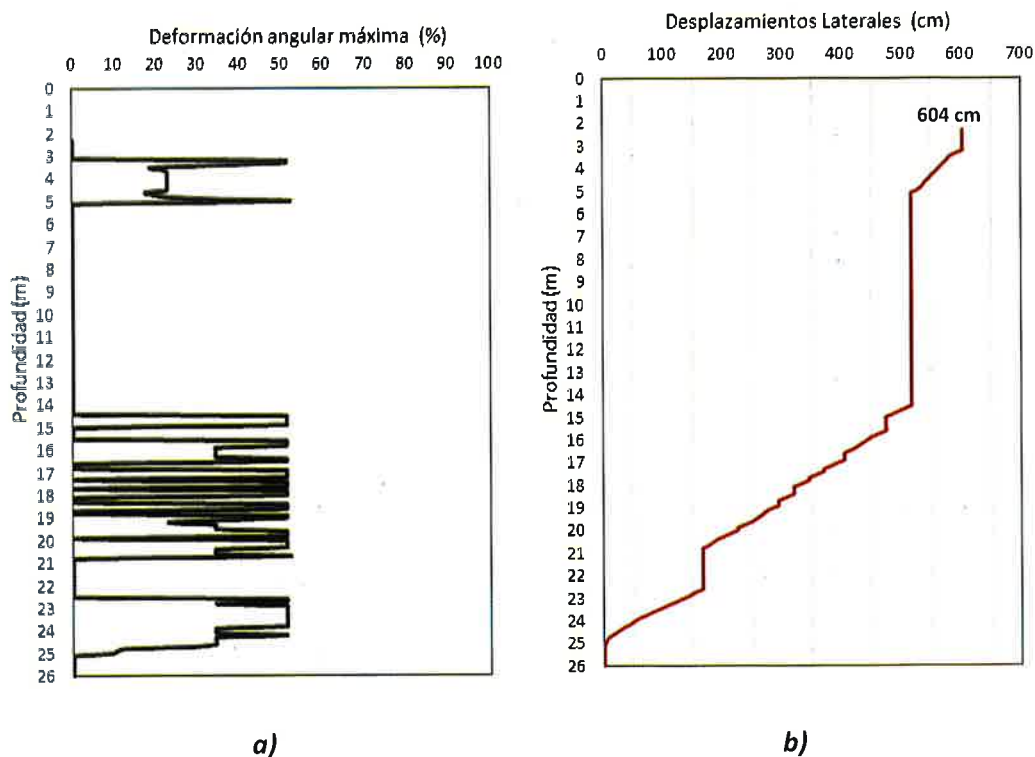


Figura 5.24. a) Deformación angular máxima y b) Desplazamientos laterales.

Cálculo de asentamientos.

Para el cálculo de asentamientos se utilizaron los factores de seguridad contra licuación calculados y mostrados en la Figura 5.19b. Posteriormente se entró en la gráfica de la Figura 5.25 para estimar la deformación volumétrica ε_v (%) en cada punto de evaluación, finalmente se estimaron los asentamientos de cada estrato a partir del producto de la ε_v (%) por el espesor de cada estrato (Δz).

$$S = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} \Delta z_i \quad (5.22)$$

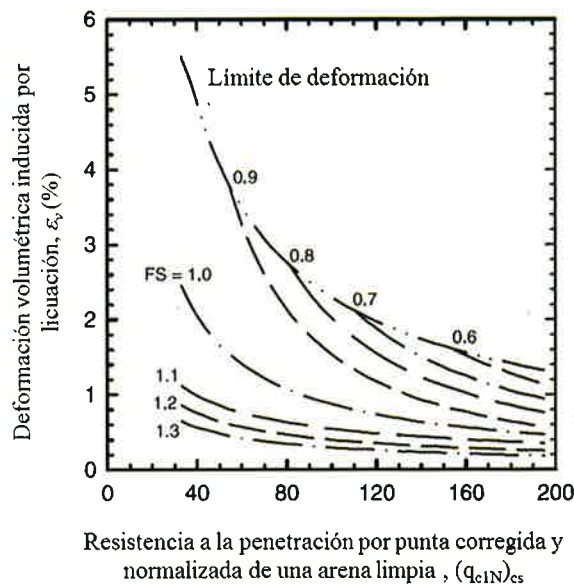


Figura 5.25. Carta para la deformación volumétrica y la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada de una arena limpia (Zhang et al., 2002).

En la Figura 5.26 se muestran los valores de ε_v (%) y los asentamientos estimados para el depósito del sondeo CPT-01.

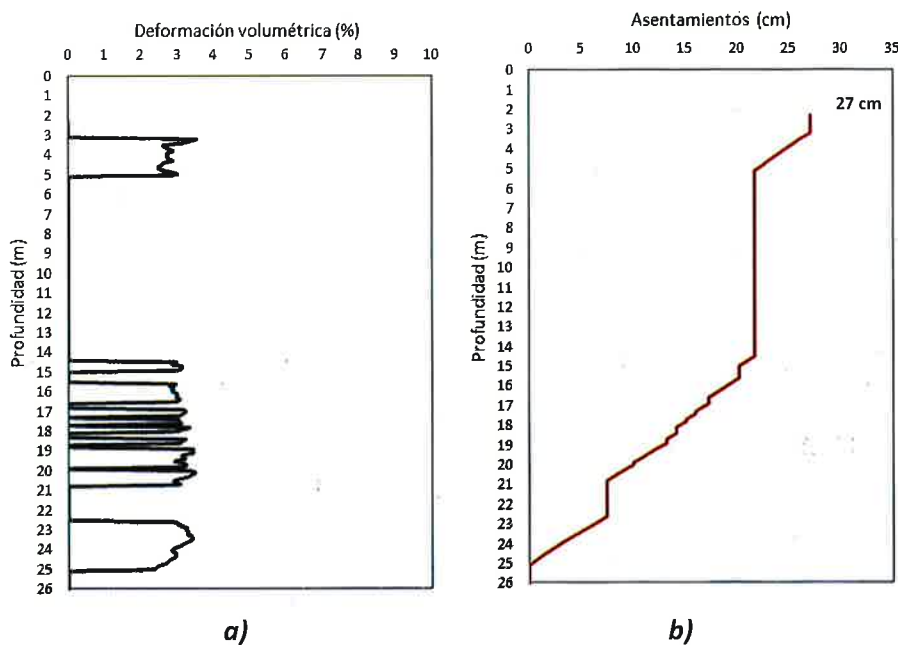


Figura 5.26. a) Deformación volumétrica y b) asentamientos.

5.1.6. Cálculo del CRR con V_s (Método del NCEER-1998)

En la Figura 5.27a se muestra el perfil de velocidades de onda de corte en el sitio de estudio, mientras que en la Figura 5.27b se muestra el perfil de contenido de finos. Para calcular el potencial de licuación, se estimó la velocidad de onda corregida y normalizada, posteriormente se utilizó la siguiente expresión para calcular el CRR.

$$CRR_{7.5} = \left[0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - K_{a1} V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] \quad (5.23)$$

En la Figura 5.28a se presenta la comparación entre las curvas CRR y CSR, en ésta se observa que se presentará licuación a las siguientes profundidades: 2.78m a 4.78m, 15.78 m y de 19.79m a 20.79m. En la Figura 5.29 se presentan la evaluación de los valores de V_s respecto a la curva base de licuación correspondiente al contenido de finos específico de cada punto.

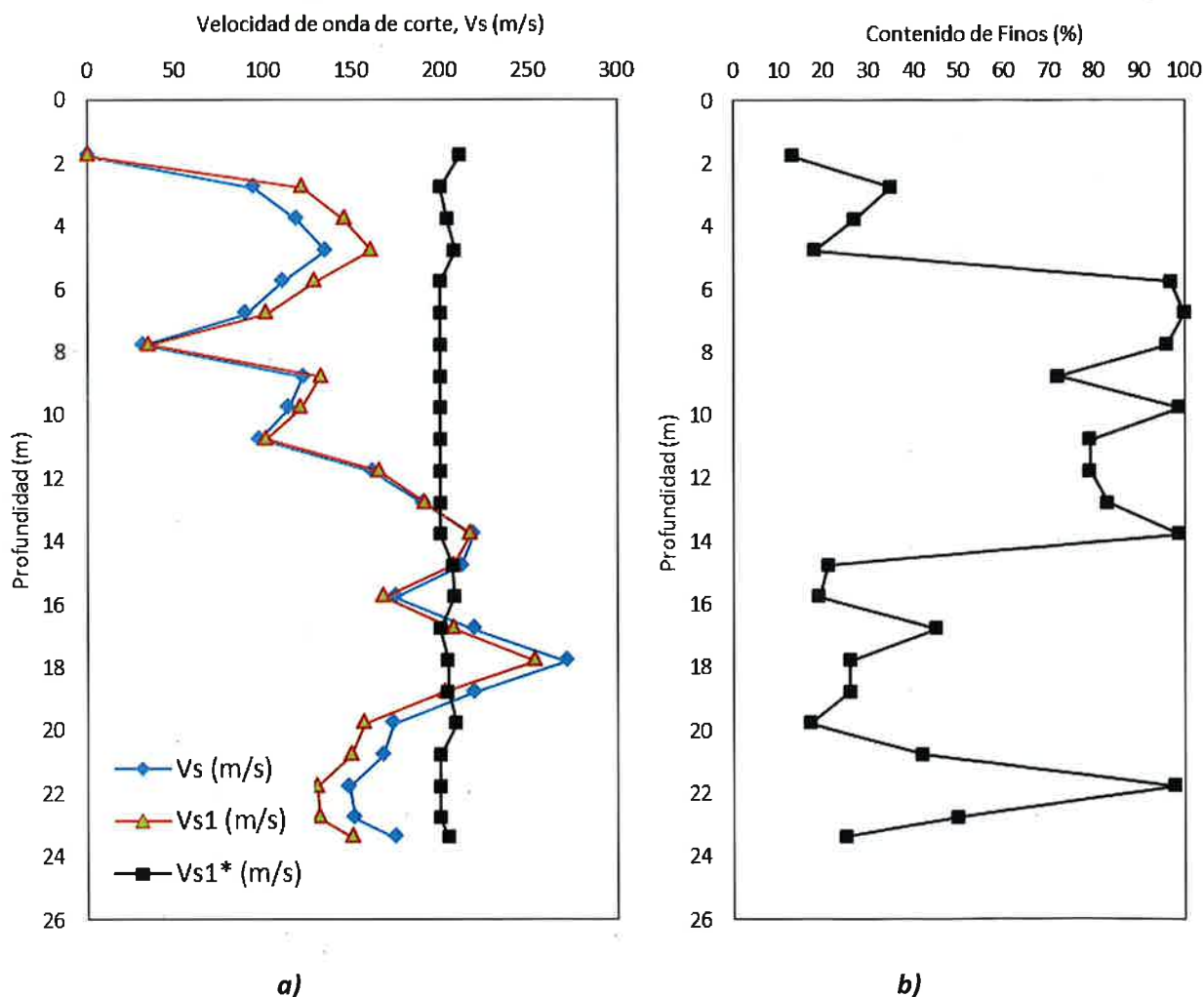


Figura 5.27. a) Perfil de velocidad de onda de corte y b) perfil de contenido de finos

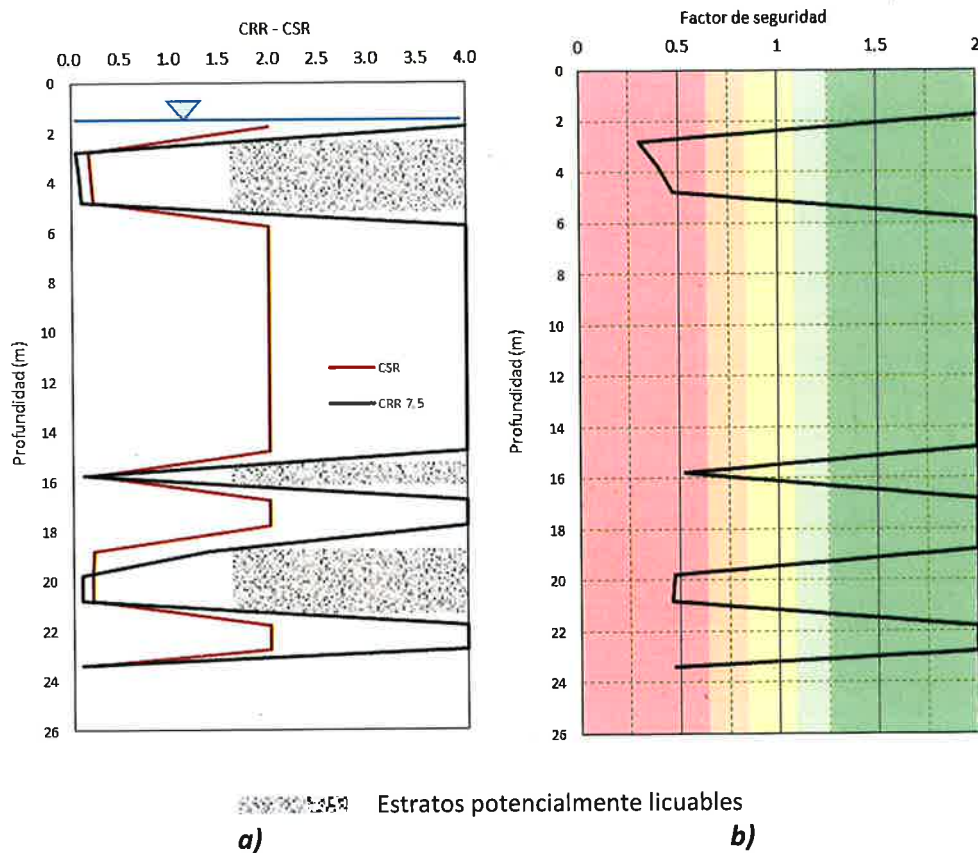


Figura 5.28. a) Curva CSR vs CRR y b) Factor de seguridad contra licuación.

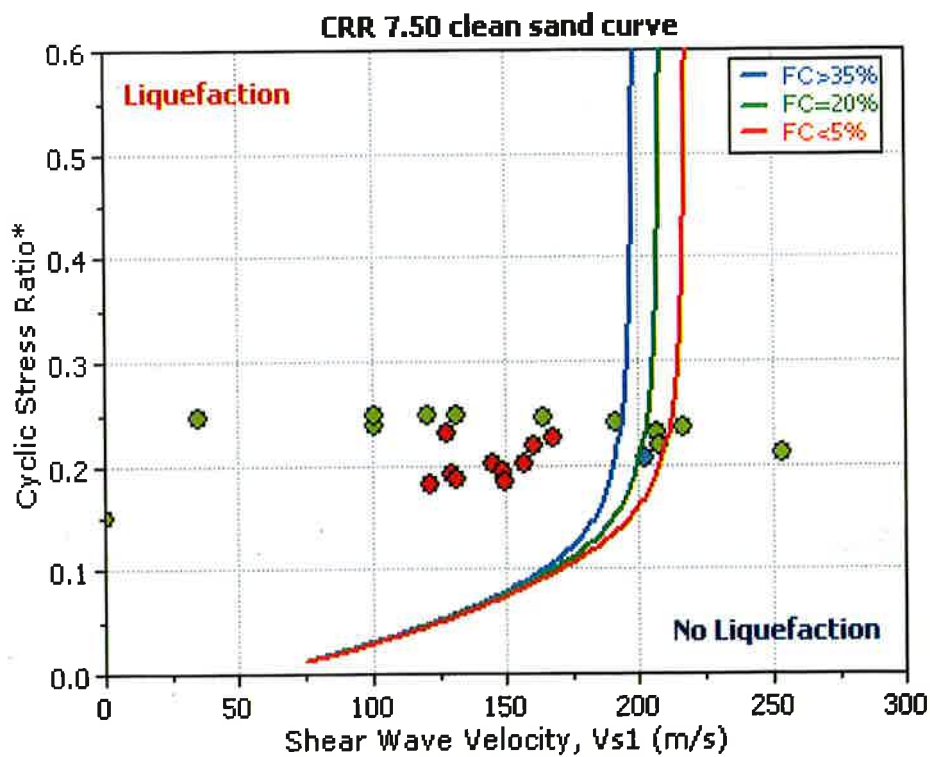


Figura 5.29. Evaluación de los datos de Vs en curva equivalente para arenas limpias.

5.2. Caso 2: Análisis de licuación de un caso historia (Vargas et al., 2015).

5.2.1. Descripción del sitio en estudio

El estudio se lleva a cabo en el sitio hotel Sapanca, Turquía; el cual se encuentra ubicado en la costa Sur del lago Sapanca, aproximadamente a 20 km de la bahía de Izmit al suroeste de Adapazari, en la Figura 5.30 se presenta un esquema del sitio, donde se muestra la ubicación de las estaciones sismológicas y la distancia del sitio a la falla.

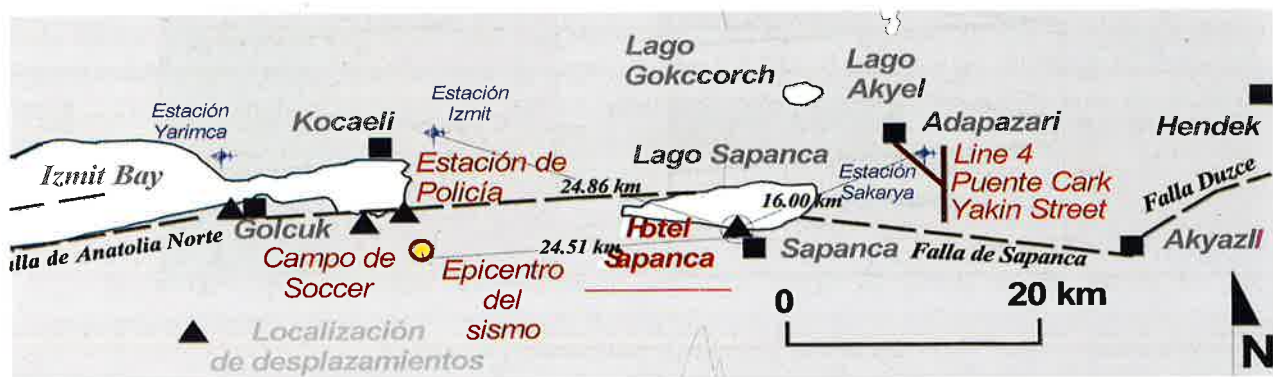


Figura 5.30. Esquema del sitio en estudio (Modificado de Bray et al., 2001).

Este análisis pretende reproducir las incidencias presentadas durante el sismo del 17 de agosto de 1999 de Kocaeli, Turquía; empleando el registro de aceleraciones de la estación Sakarya, para la cual se tuvo una aceleración máxima de 0.37 g; en la Figura 5.31 se presenta la historia de aceleraciones y el espectro respuesta correspondientes a dicho sismo. Cabe mencionar que durante el evento sísmico se presentaron desplazamientos laterales permanentes de 1.50 m de acuerdo con las mediciones de las fisuras del terreno; sin embargo, hubo zonas que presentaron desplazamientos del orden de 1.35 a 5.18 m (desplazamiento en el muro 1 = 1.35 m y muro 2 = 2.27 m). Cetin et al. (2002) observó que los desplazamientos laterales alcanzaron alrededor de 2 m en el borde del lago a lo largo de la sección A-A', misma que será empleada para los análisis (ver Figura 5.32).

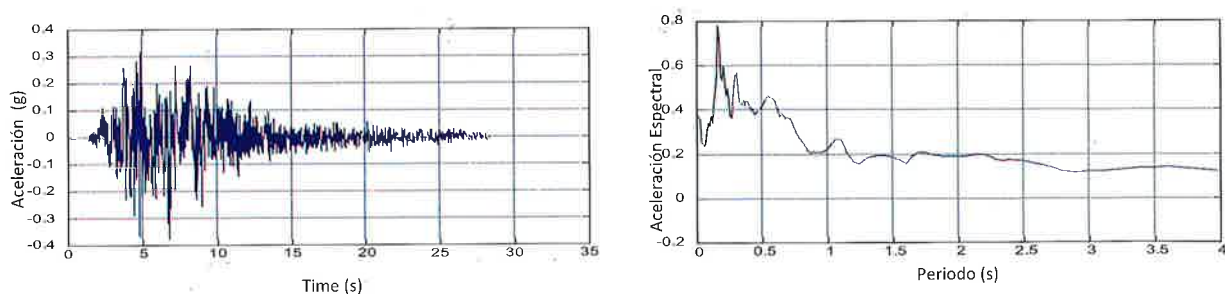


Figura 5.31. (a) Historia de aceleraciones y (b) espectro respuesta del movimiento de entrada (estación Sakarya) (Vargas et al; 2015).

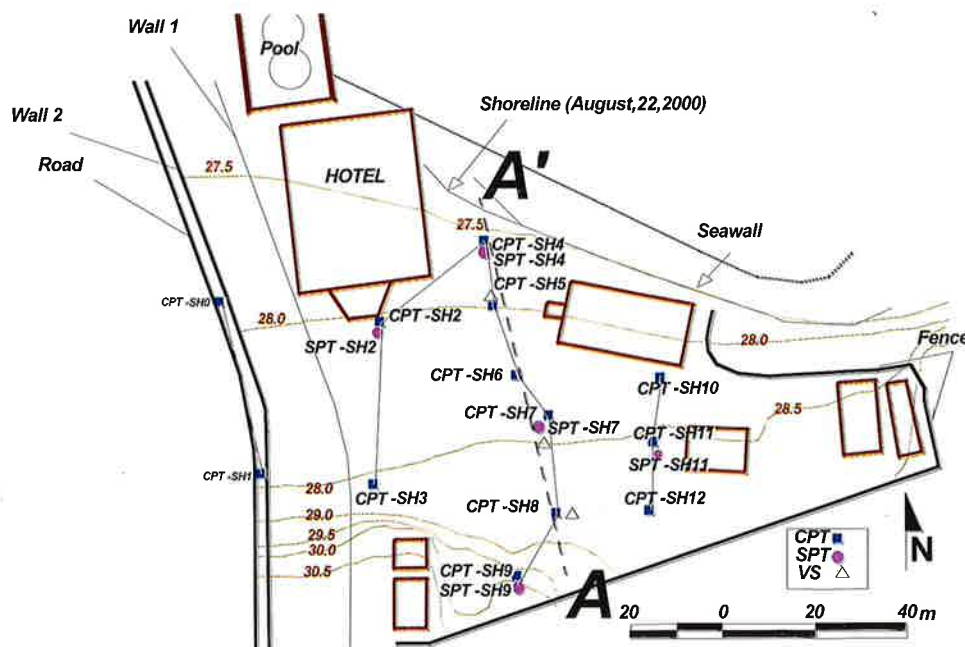


Figura 5.32. Esquema en planta del sitio de estudio, sección analizada A-A' (Modificado de Bray et al., 2001).

5.2.2. Propiedades estáticas del suelo

Para la elaboración de la caracterización geotécnica y modelo geotécnico, se tomó la información de las investigaciones de pruebas de campo con SPT y CPT llevadas a cabo por investigadores de diferentes universidades; mismas que pueden ser consultadas en Bray et al., (2001).

De acuerdo con los datos de la exploración geotécnica, los depósitos de suelos están compuestos por arenas limpias con intercalaciones de limos arcillosos y arcillas limosas. En la Figura 5.33 se presenta la caracterización geotécnica formada a partir de la información de las pruebas de campo, las propiedades estáticas de los suelos fueron determinadas a partir de correlaciones con las pruebas con CPT y SPT.

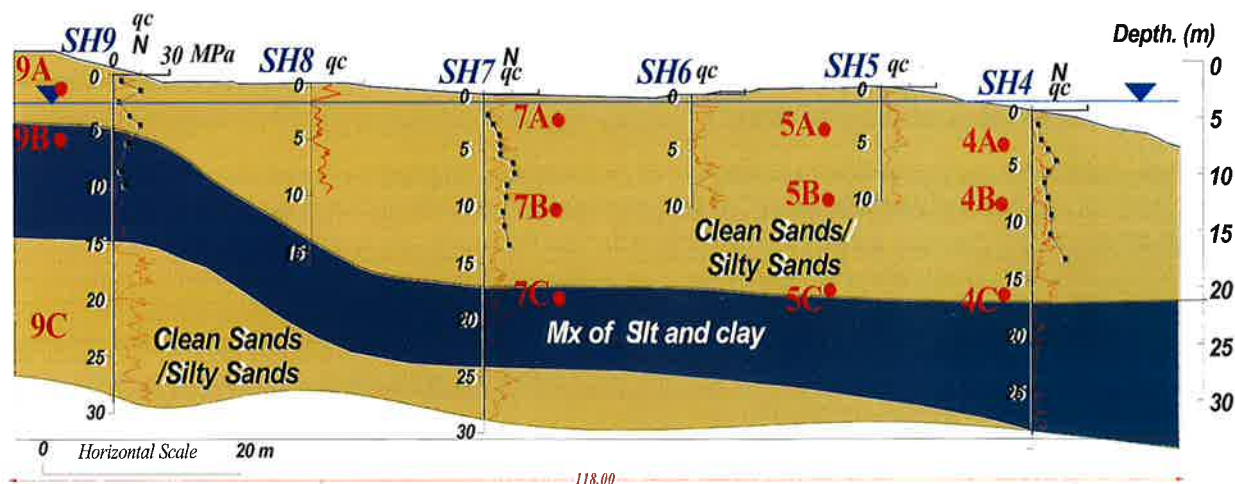


Figura 5.33. Caracterización geotécnica del sitio Hotel Sapanca y ubicación de los sondeos (Sección A-A').

5.2.3. Propiedades dinámicas

Los valores de velocidad de onda de corte (V_s) y módulo de rigidez al corte a bajas deformaciones (G_{max}) se estimaron por medio de correlaciones empíricas basadas en mediciones directas de pruebas in situ en función de la resistencia por punta del cono (q_c), ya sea a partir de G_{max} o V_s , las cuales se relacionan por la siguiente expresión:

$$G_{max} = V_s^2 \rho_{tot} \quad (5.24)$$

Para suelos arenosos se utilizaron las expresiones de Rix y Stokoe (1991) (ecuación 5.25), Seed e Idriss (1970) (ecuación 5.26), Andrus et al., (2003) (ecuación 5.27) y Robertson (2012) (ecuación 5.28). Para suelos arcillosos se usó la correlación de Robertson (2012), debido a que para otras correlaciones se necesitan parámetros de pruebas de laboratorio.

$$G_{max} = 1634(q_c^{0.25})(\sigma'_v)^{0.375} \quad (5.25)$$

$$G_{max} = 1000K_2(\sigma'_v)^{0.5} \quad (5.26)$$

$$V_s = 77.4(q_{c1N})^{0.178} ASF(Pa/\sigma'_v)^{-0.25} \quad (5.27)$$

$$V_s = [\alpha_{vs}((q_c - \sigma'_v)/Pa)]^{0.5} \quad (5.28)$$

Donde ρ , es la densidad del suelo; α , es igual a $10^{(0.55I_c+1.68)}$; q_c , es la resistencia por punta del cono; q_{c1N} , es la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa; σ'_v , es el esfuerzo vertical efectivo y ASF , es el factor de escalado por envejecimiento.

En la Figura 5.34a se presentan los perfiles V_s estimados del sondeo SH-9, de los cuales se obtuvo un perfil escalonado de V_s como envolvente. Lo anterior se realizó para cada sondeo con el fin de obtener los parámetros dinámicos de los suelos. En la Figura 5.34b se presentan las envolventes de los perfiles V_s de los seis sondeos, en las cuales se observa una similitud entre las propiedades de cada uno de estos.

5.2.4. Desarrollo del modelo numérico

Se presenta el desarrollo y etapas de cálculo del modelo numérico bidimensional integrado a partir de los parámetros de cada sondeo, para el cual se toman en cuenta las condiciones topográficas del terreno y el comportamiento de los materiales licuables.

Para la simulación del evento dinámico se empleó el programa de diferencias finitas FLAC 2D, con el cual se llevó a cabo un análisis acoplado en esfuerzos efectivos empleando los modelos de generación de presión de poro de Finn et al., (1975) y Byrne (1991).

El análisis de diferencias finitas con FLAC 2D se realizó en condiciones no drenadas, asumiendo que durante el evento sísmico se generan presiones de poro debido a la rapidez con la que sucede la carga dinámica, evitando que el suelo tenga capacidad de disipar la presión de poro. Para el análisis de licuación se consideran las siguientes etapas de cálculo:

Etapas 1. Calibración del modelo en campo libre

Etapas 2. Cálculo del equilibrio estático (Condiciones iniciales de esfuerzos)

Etapas 3. Análisis dinámico y generación dinámica de presión de poro

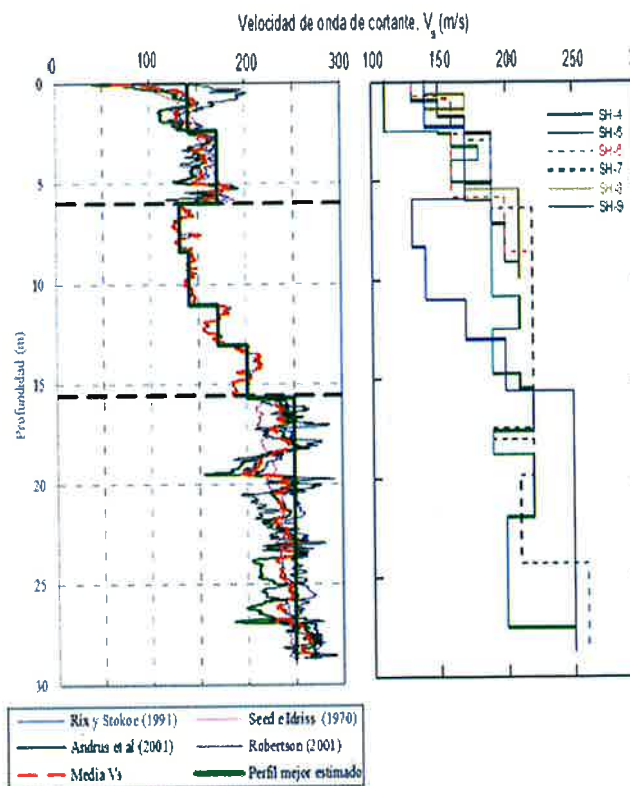


Figura 5.34. (a) Perfiles de velocidad de onda de corte estimados a partir de correlaciones correspondientes al sondeo SH-9 y (b) envolventes de velocidad de onda de corte de cada sondeo (Vargas et al., 2015).

5.2.5. Calibración del modelo (movimiento de campo libre)

La calibración del movimiento de campo libre se realizó mediante un análisis de respuesta de sitio con el programa SHAKE 91 (Schnabel et al., 1972), el cual emplea un análisis con propiedades lineales equivalentes, las cuales se ajustan iterativamente para ser consistentes con un nivel de deformación angular inducido en el suelo.

Los parámetros de entrada necesarios para el análisis de respuesta de sitio contemplan las propiedades dinámicas determinadas en la sección 5.2.3 y las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte y amortiguamiento en función de la deformación angular; ver Figura 5.35.

El movimiento de entrada corresponde al registro de aceleraciones mostrado en la Figura 5.31 (a), el cual debe aplicarse en un material firme para el análisis con SHAKE 91, generalmente se asume que un material denominado roca blanda tiene una velocidad de onda cortante mínima de 620 m/s; por lo tanto, debido a que los valores de velocidad de onda cortante al final de los sondeos son menores que la velocidad buscada, se realizó una extrapolación de las propiedades del suelo debajo del fondo del sondeo, para este caso en particular, se asumió que V_s incrementa linealmente como función del esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) (Seed e Idriss, 1970) bajo la siguiente relación:

$$V_s = K \sigma'_v{}^n \quad (5.29)$$

Donde : n = exponente de tipo de suelo, σ'_v = esfuerzo vertical efectivo y K = constante.

Para la expresión (5.29) se utilizó un exponente n de 0.25 para suelos arenosos y 0.50 para suelos arcillosos, además se recalculó la constante K para cada sondeo, obteniéndose un valor promedio de 100.56. Con estos valores se realizó la extrapolación de V_s , para lo cual se obtuvieron perfiles de velocidad de onda cortante hasta una profundidad de 180 m, en la cual se desarrolló la velocidad de onda cortante requerida de 620 m/s. Para los suelos que se encuentran bajo el fondo del sondeo se asume que tendrán un comportamiento lineal; por consiguiente, estos suelos no sufrirían degradación del módulo cortante ($G/G_{max} = 1$) y su amortiguamiento será del 2 %.

Una vez determinado el análisis de respuesta de sitio con SHAKE 91, se realizaron modelos bidimensionales en FLAC que representaran las columnas de suelo analizadas con SHAKE 91, asignándole a los elementos las propiedades dinámicas equivalentes correspondientes al nivel de deformación inducido en cada estrato. El sismo presentado en la Figura 5.31 fue aplicado como movimiento de entrada en la base del modelo considerando una base flexible (frontera absorbente). El movimiento de entrada fue aplicado en términos de esfuerzos, integrando el registro de aceleraciones y a su vez multiplicándolo por ρV_s , en donde ρ y V_s corresponden a los valores dados en la base.

La calibración de los modelos se realizó comparando la historia de aceleraciones en la base y superficie de los modelos de SHAKE 91 y FLAC 2D.

En la Figura 5.36 (a) y (b) se presenta la comparación del registro de aceleraciones y el espectro respuesta en la superficie del modelo de una columna de suelo representativa.

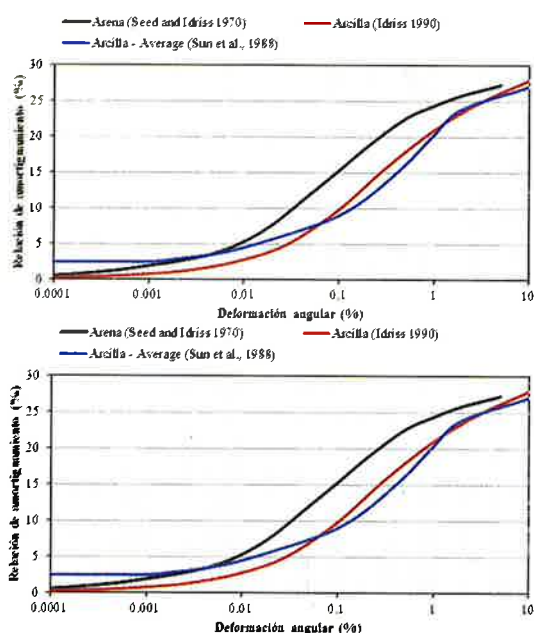


Figura 5.35. Relación de G/G_{max} y de λ en función de la γ al corte cíclico para los análisis de respuesta de sitio (Seed y Sun 1989; Seed e Idriss 1970 y Sun et al., 1970).

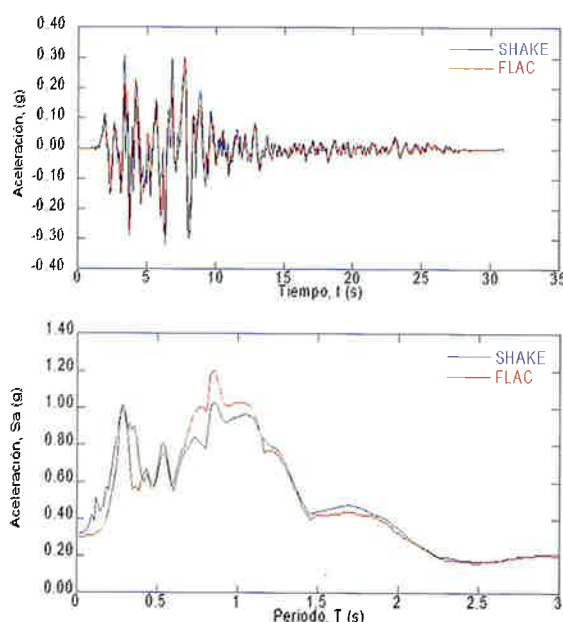


Figura 5.36. Calibración de los movimientos de campo libre, espectro respuesta e historia de aceleraciones, correspondiente al sondeo SH-4

Una vez determinada la calibración del movimiento de campo libre, se desarrolló un modelo que representara las condiciones del sitio, tales como superficie y caracterización irregular, configuración del borde del lago y nivel de agua en el subsuelo. El modelo se construyó a partir de una malla de 118 m de

ancho y una profundidad de 180 m, ver Figura 5.37. El tamaño de los elementos de la malla fue definido de manera que la longitud de onda más corta estuviera resuelta en por lo menos 10 elementos (Kuhlemeyer y Lysmer, 1973).

$$\Delta x < \lambda / 10 \quad (5.30)$$

Donde Δx = es el tamaño del elemento y λ = es la longitud de onda mínima, la cual se determina como la velocidad entre frecuencia (v/f).

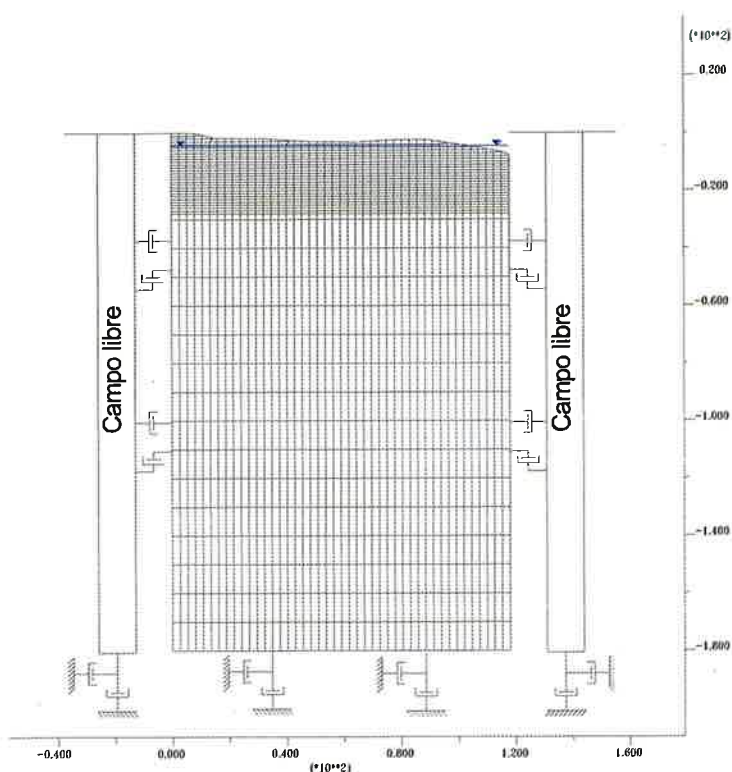


Figura 5.37. Modelo de diferencias finitas representativo del sitio Hotel Sapanca (Sección A-A') (Vargas et al., 2015).

El movimiento de entrada de este modelo fue el presentado en la Figura 5.31, colocando en la base del modelo una frontera absorbente, misma que minimiza el efecto de refracción de las ondas a la base del modelo; es decir permite que las ondas incidentes sean absorbidas evitando que éstas se reflejen dentro del modelo. Para las caras laterales se colocaron fronteras de campo libre, las cuales proporcionan el mismo efecto que la frontera absorbente. Para representar la relación esfuerzo deformación de los suelos se empleó el modelo elasto-plástico Mohr Coulomb, mientras que en los suelos licuables se empleó el modelo de Finn et al., (1975) y Byrne, (1991). Los parámetros de entrada de cada modelo incluyen las constantes C_1 , C_2 , C_3 y C_4 , para el modelo de Finn, mientras que para el modelo de Byrne se emplearon las ecuaciones 5.31 a la 5.33.

$$C_1 = 8.7(N_1)^{-1.25} \quad (5.31)$$

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (5.32)$$

$$C_2 = 0.4 / C_1 \quad (5.33)$$

5.2.6. Resultados del Análisis.

En las Figuras 5.39 a 5.40 se presenta la respuesta del modelo durante el evento dinámico en términos de esfuerzos efectivos, presión de poro, relación de exceso de presión de poro y deformaciones.

En la Figura 5.38 se muestra la localización de los puntos de monitoreo para las gráficas que evalúan la respuesta dinámica del modelo, los cuales se ubicaron a diferentes profundidades de los sondeos SH-4, SH-5, SH-7 y SH-9.

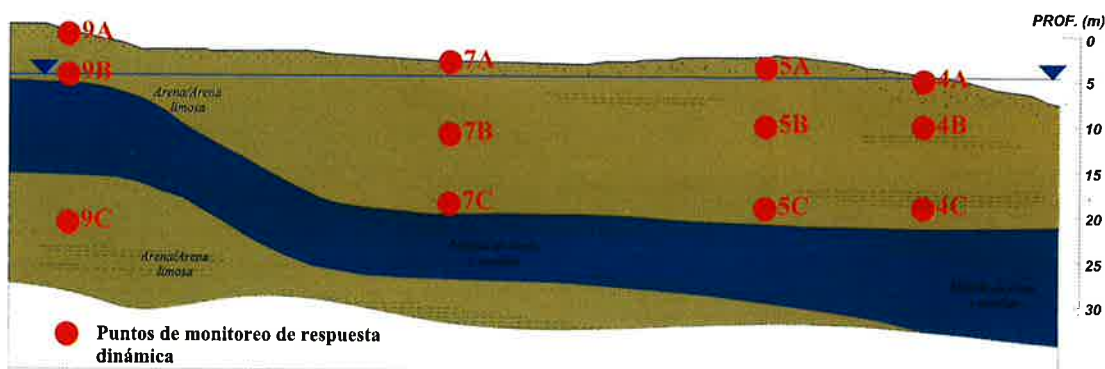


Figura 5.38. Ubicación de puntos de monitoreo de respuesta dinámica (Vargas, 2015).

En la Figura 5.39 se presentan las estimaciones de las presiones de poro y esfuerzos efectivos en función del tiempo para diferentes puntos. De acuerdo con estas figuras, la presión de poro se incrementa rápidamente, lo que genera el decremento de los esfuerzos efectivos hasta cero. Lo anterior se presenta de manera general después de 4 segundos de ocurrido el sismo. Para los puntos cercanos al borde del lago, se observa que los esfuerzos efectivos decrecen hasta cero (puntos 5C y 4B) en un tiempo de 3 a 4 segundos, exhibiendo una respuesta dilatante.

En la Figura 5.40 se muestra la predicción de la relación del exceso de presión de poro para los puntos monitoreados. En la Figura 5.41 se presentan los contornos de valores de r_u calculados en el modelo, mismos que sirven para identificar las zonas que alcanzarán el estado de licuación durante el sismo. En esta figura, se puede apreciar que las zonas que alcanzarán el estado de licuación total son mínimas (zonas en color rojo); sin embargo, existe una extensa zona con relaciones de exceso de presión de poro muy altas ($r_u > 0.80$), la cual se encuentra muy cercana al borde del lago (Vargas, 2015).

La Figura 5.41 tiene la gran ventaja de presentar las zonas más vulnerables del sitio, esto permite programar un sistema de mejoramiento de suelos en las áreas a licuarse, además de que dichas soluciones pueden ser modeladas para observar el decremento de las relaciones de exceso de presión de poro (Vargas, 2015).

En las Figuras 5.42 y 5.43 se presentan las estimaciones de las deformaciones inducidas por licuación. El desplazamiento máximo fue del orden de 2.11 m con el modelo de Finn y se presentó en la zona del borde del lago, tal como se registró en el sitio Hotel Sapanca (2 m). También se observa que el suelo empieza a desplazarse en menor magnitud a partir del sondeo SH-9, acrecentándose conforme se acerca a la orilla del lago. Por otra parte, se aprecia una falla de tipo general, que inicia a 20 m del hombro del talud, este tipo de deformación corresponde a desplazamientos inducidos por traslación lateral.

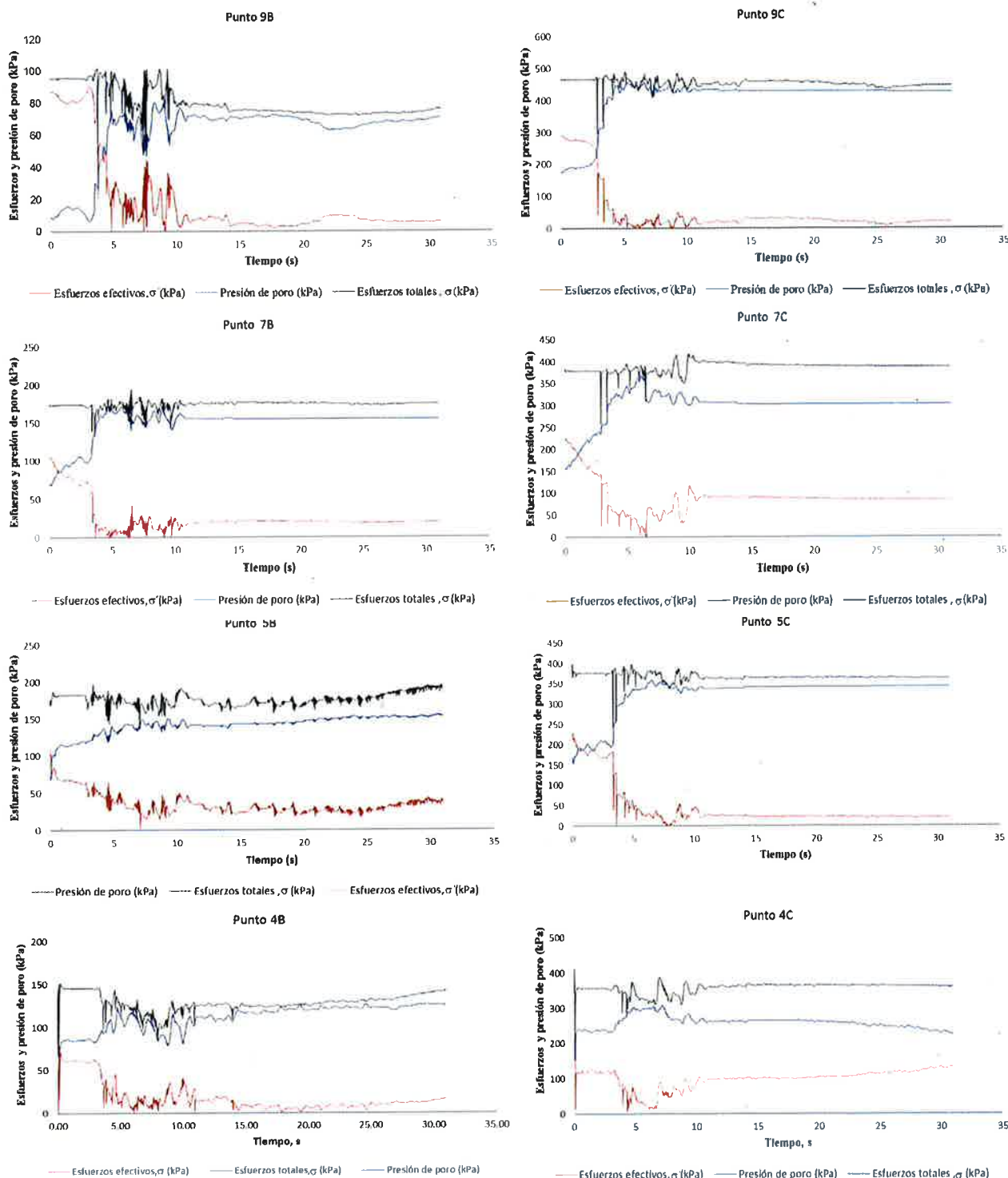


Figura 5.39. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (punto 9B) (Vargas, 2015).

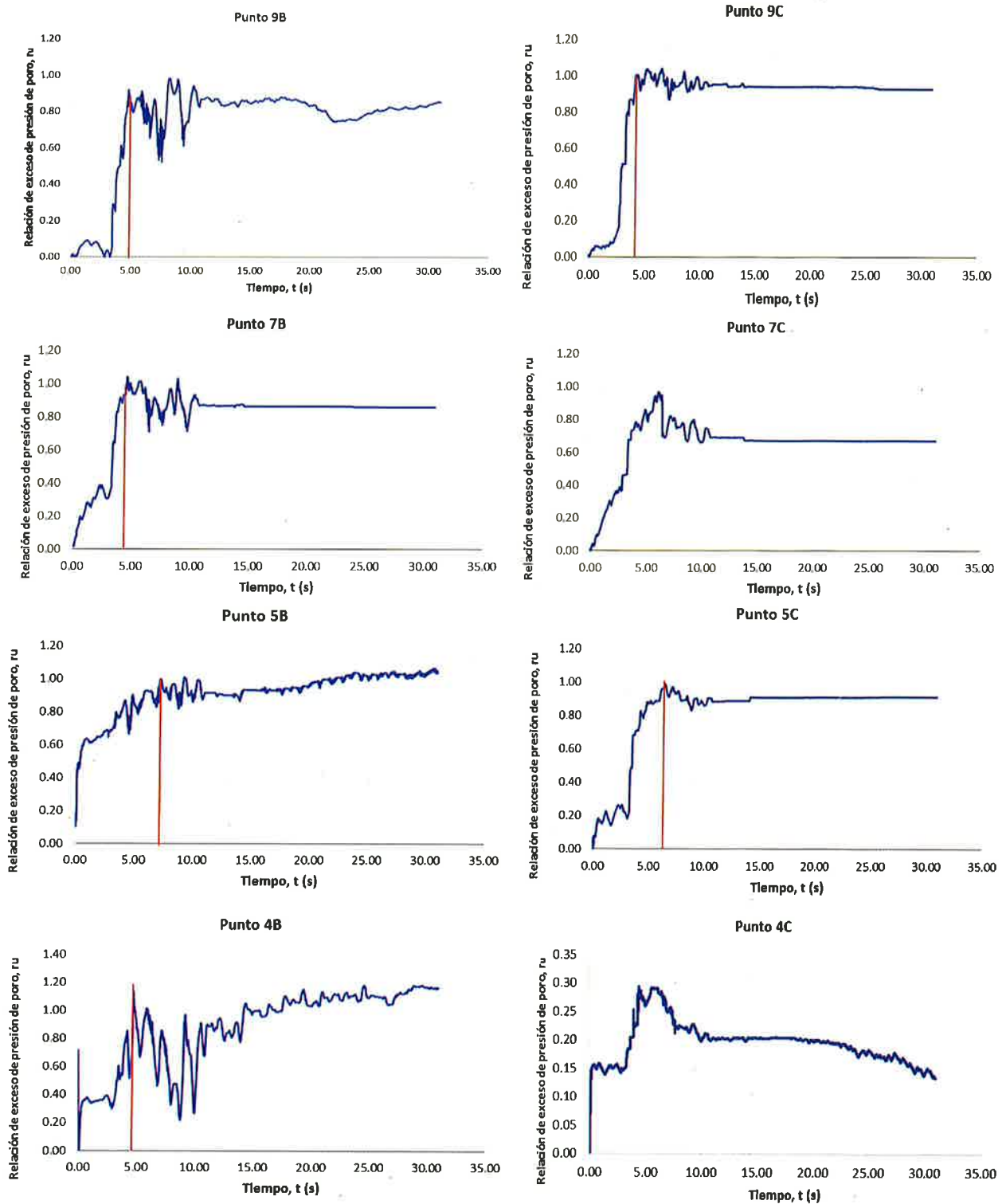


Figura 5.40. Estimación de la relación de exceso de presión de poro en diferentes puntos (Vargas, 2015).

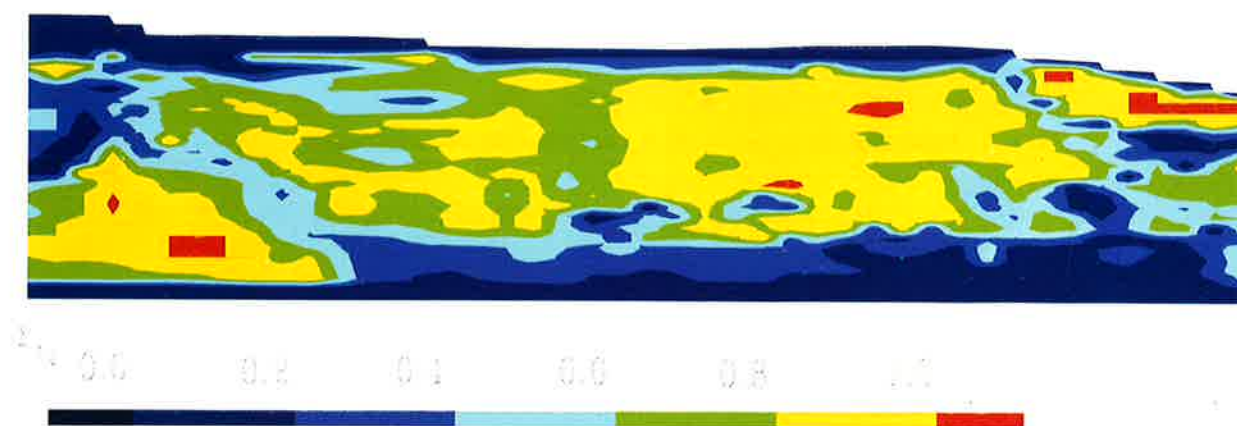


Figura 5.41. Contornos de relación de exceso de presión de poro del modelo numérico (Vargas et al, 2015).

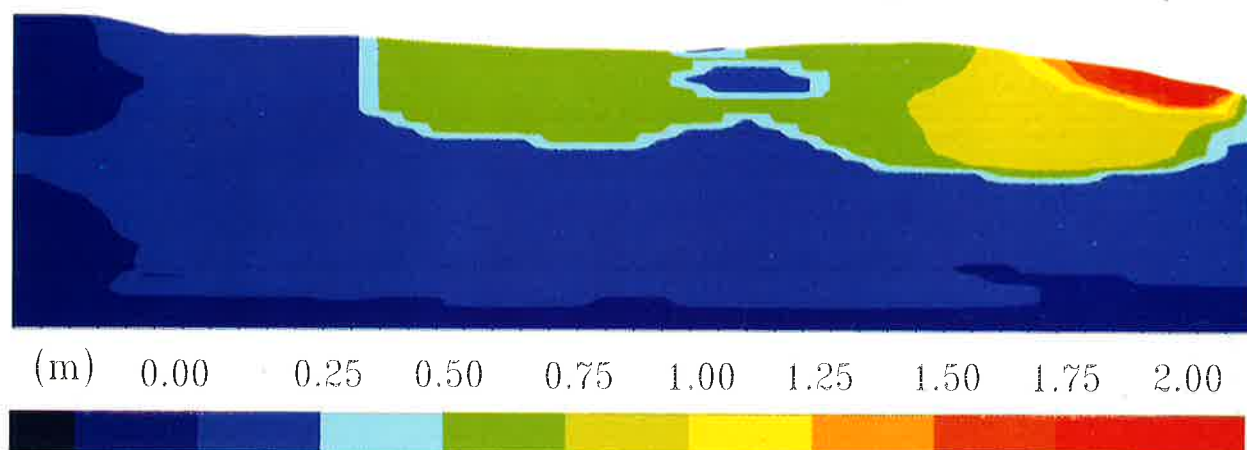


Figura 5.42. Desplazamientos laterales (Vargas et al, 2015).



Figura 5.43. Vectores de desplazamiento inducidos por licuación (Vargas et al, 2015).

En la tabla 5.5 se presenta un resumen de los desplazamientos laterales (LD) evaluados con el modelo numérico (Finn/Byrne), así como su comparación contra otros métodos y con los observados en el sitio de estudio.

Tabla 5.5. Estimación de los desplazamientos laterales

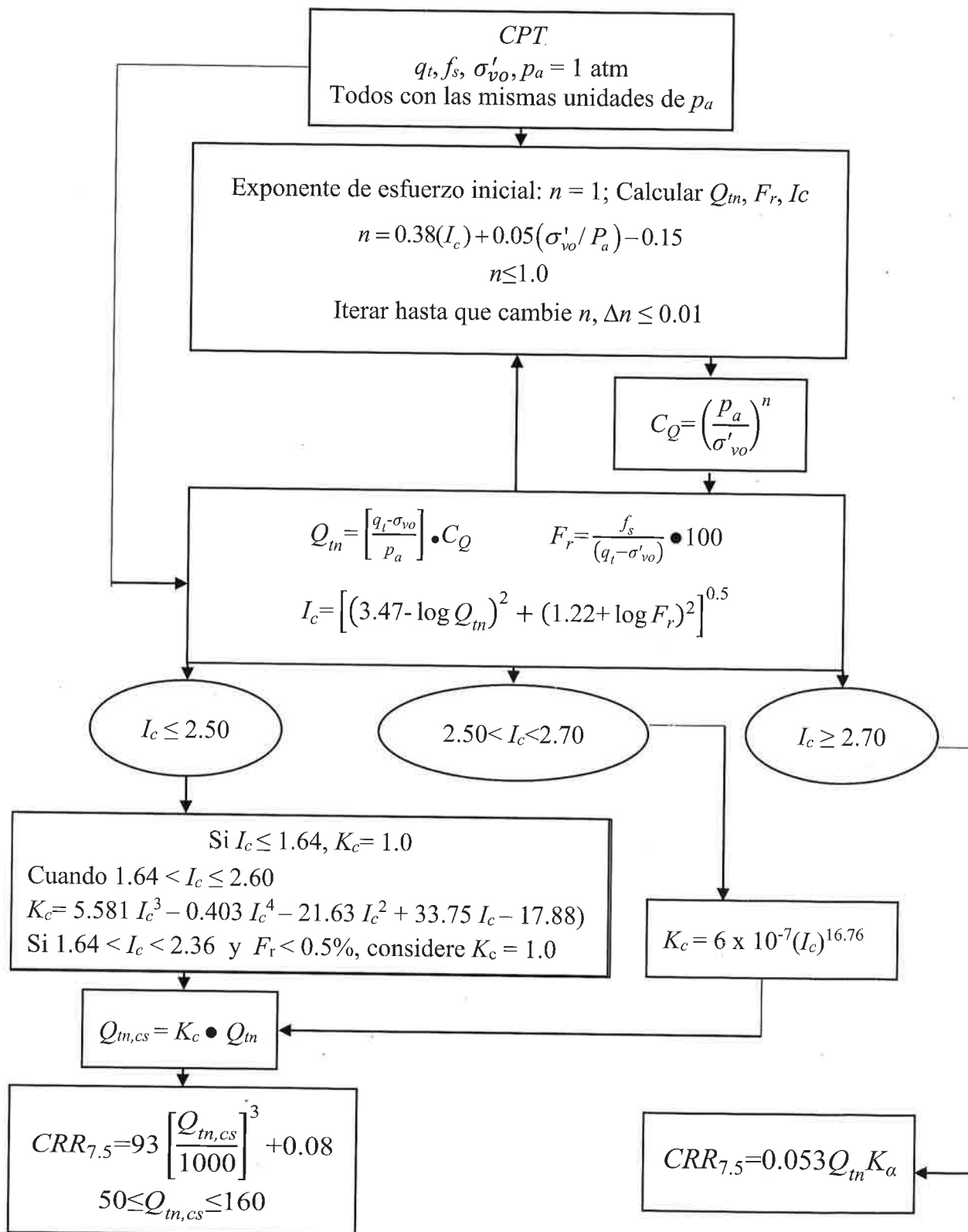
Método	Borde del Lago	SH- 4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
Zhang et al. (2002) (SPT)	--	6.91	--	--	3.99	--	1.93
Zhang et al. (2002) (CPT)	--	8.57	3.12	2.07	4.63	1.26	3.34
Hamada et al. (1986)	--	5.00	--	--	3.20	--	2.30
Shamoto et al. (1988)	--	0.64	--	--	0.78	--	0.11
Youd et al. (2002)	--	3.3	--	--	2.70	--	2.30
FLAC 2D Modelo de Finn	2.11	1.66	0.59	0.12	0.56	0.1	0.03
FLAC 2D Modelo de Byrne	1.11	0.97	0.84	0.73	0.54	0.11	0.05
Observado (Cetin et al. 2002)	2.0	1.3	--	--	0.7	--	0.2

REFERENCIAS

- Andrus, R. D., Zhang, J., Ellis, B. S y Juang, C. H., (2003), *Guide for estimating the dynamic properties of South Carolina soils for ground response analysis (Rep. No. FHWA-SC-03-07)*, Columbia, USA: South Carolina Department of Transportation.
- Bray J.D., Sancio R.B., Durgunoglu H.T., Onalp A., Seed R.B., Stewart J.P., Youd T.L., Baturay M.B., Cetin K.O., Christensen C., Karadayilar T. y Emrem C., (2001). Ground failure in Adapazari, Turkey. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, TC4 satellite conference on "Lessons learned from recent strong earthquakes". Istanbul, Turkey
- Byrne, P. M. (1991). A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand. *Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis*, Paper No. 1.24, 47-55.
- Cetin, K. O., Youd, T. L., Seed, R. B., Bray, J. D., Sancio, R., Lettis, W., Yilmaz, M. T., y Durgunoglu, H. T. (2002). Liquefaction-induced ground deformations at Hotel Sapanca during Kocaeli (Izmit), Turkey earthquake. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(2002), 1083-1092.
- Finn, W. D. L., Martin, G. R., y Lee, K. W. (1975). An Effective Stress Model for Liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103, (6), 517-533.
- Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., y Emoto, K., (1986), *Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements*, Japan: Association for the Development of Earthquake Prediction.
- Hynes, M. E., y Olsen, R. S. (1999). Influence of confining stress on liquefaction resistance. *Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction, Rotterdam, The Netherlands*, 145-152.
- Ishihara, K., y Yoshimine, M. (1992). Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. *Soils and Foundations*, 32(1), 173-188.
- Kuhlemeyer, R. L., y Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE*, 99(SM5), 421-427.
- Liao, S., y Whitman, R.V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373-377.
- Meyerhof, G. G. (1957). Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, England, (3), 1-110.
- Robertson, P. K., y Cabal, K. L., (2012), *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, Prepared for Gregg Drilling & Testing Inc., 5th Edition.
- Rix G. J. y Stokoe K. H. (1991). Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance. Calibration Chamber Testing. *International Symposium on Calibration Chamber Testing*, A.B Huang, ed. Elsevier Publishing, New York, 351-362.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M., (1970), *Soil moduli and damping factors for dynamics response analysis (Report)*, California, USA: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

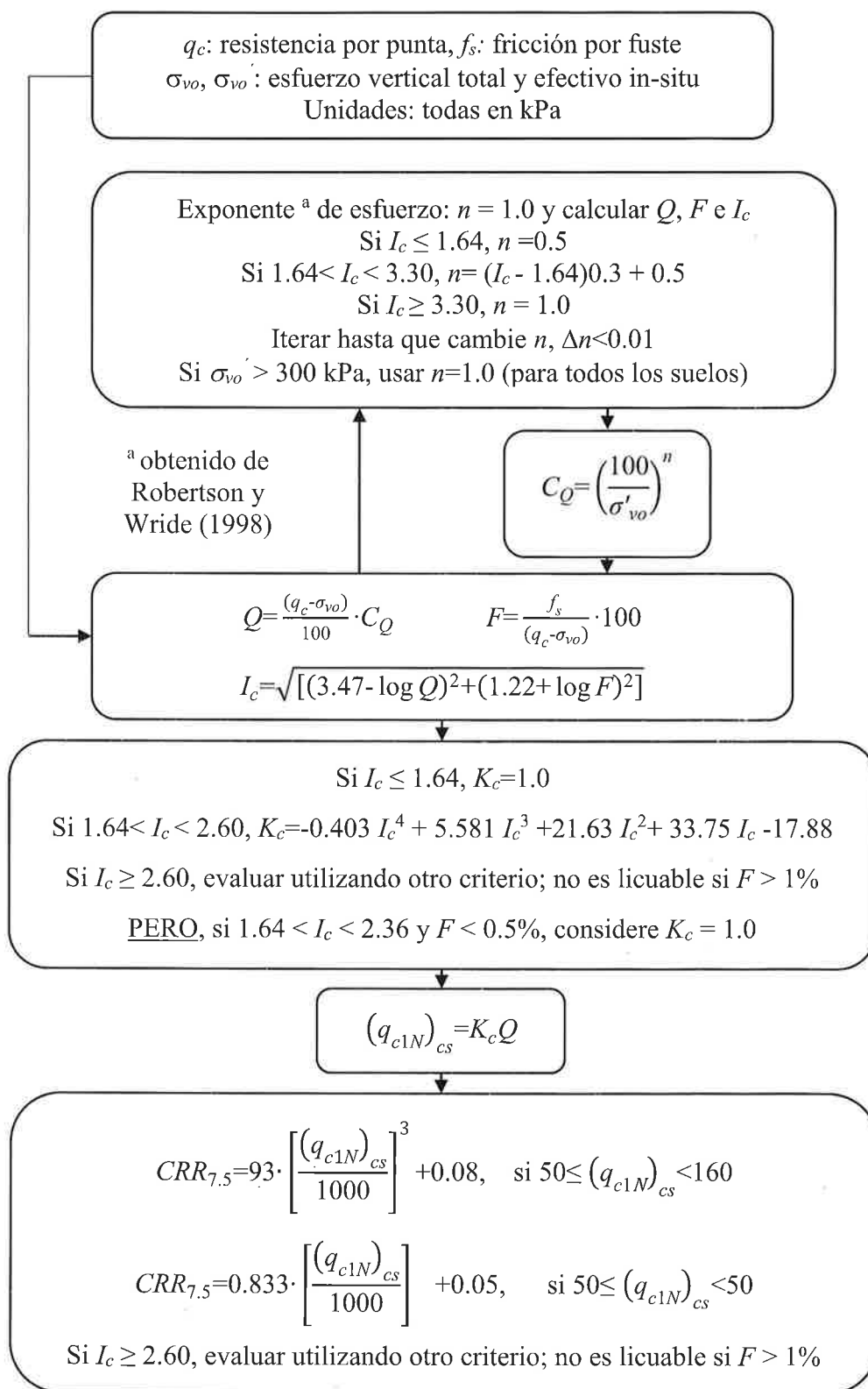
- Seed, H. B., e Idriss, I. M., (1982), *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Oakland, USA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. L., y Seed, H. B., (1972), *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites (Report No. EERC 72-12)*, California, USA: University of California, Berkeley.
- Shamoto, Y., Zhang, J. y Tokimatsu, K. (1998). New charts for predicting large residual postliquefaction ground deformation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17, 427-438.
- Vargas, C.O. (2015). *Análisis de licuación de arenas mediante el empleo de métodos de campo, análisis de respuesta de sitio y modelos numéricos de generación de presión de poro* (Tesis de Maestría). Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Cd. de México, México.
- Vargas C. O., Ortiz R., y Flores, F. A. (2015). Liquefaction Analysis Using Pore Pressure Generation Models During Earthquakes. *XV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Buenos Aires, Argentina.
- Youd, T. L. e Idriss, I. M. (2001). 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, 127(10), 817-33.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R., y Stokoe, K. H. (2002). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 127, 817-833.
- Zhang, G., Robertson, P. K., y Brachman, R. W. I. (2002). Estimating Liquefaction induced lateral displacements using the SPT and CPT. *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), 861-871.
- Zhang, G., Robertson, P. K., y Brachman, R. W. I. (2004). Estimating Liquefaction induced Lateral Deformations from SPT and CPT. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130(8), 861-871.

ANEXO I. A. PROCEDIMIENTO PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A LA LICUACIÓN DE SUELOS ROBERTSON (2009)



(Tomado de Robertson, 2009)

ANEXO I. B. PROCEDIMIENTO PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A LA LICUACIÓN DE SUELOS NCEER (1998) (YOU D ET AL. 2001)



(Tomado de Robertson y Wride, 1998)

ANEXO II. MODELOS DE GENERACIÓN DE EXCESO DE PRESIÓN DE PORO PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO UNIDIMENSIONALES.

1. Introducción

En los análisis de respuesta de sitio unidimensionales empleados para evaluar el potencial de licuación de las arenas, es posible evaluar el exceso de presión de poro mediante el uso de modelos de generación de exceso de presión de poro desarrollados durante el evento sísmico. Estos modelos junto con la ecuación de movimiento, son resueltos en el dominio del tiempo mediante una solución paso a paso.

A continuación, se describen brevemente algunos de los modelos de generación de exceso de presión de poro, comúnmente usados en el ámbito internacional en los análisis de respuesta de sitio unidimensionales.

2. Modelos de generación de presión de poro

En la Tabla A.1 se presenta un resumen de los parámetros modelos de generación de exceso de presión de poro y sus parámetros de entrada, los cuales se encuentran incorporados en el programa Deepsoil. A continuación, se realizará una breve descripción de cada modelo.

Tabla A.1. Modelos y parámetros de entrada de los modelos de generación de exceso de presión de poro (Deepsoil, 2016)

Modelo	Tipo de suelo	Abreviatura	N° de Modelo	Parámetros de entrada						
				1	2	3	4	5	6	7
Dobry & Matasovic	Arena	S-M/D	1	f	p	F	s	γ_{tvp}	v	-
Matasovic & Vucetic	Arcilla	C-M	2	s	r	A	B	C	D	γ_{tvp}
GMP	No-cohesivo	GMP	3	α	D_r (%)	FC (%)	-	-	v	-
Park & Ahn	Arena	P/A	4	α	β	$D_{ru=1.0}$ (%)	CSR_t	-	v	-

a). Modelo Dobry/Matasovic para arenas

Matasovic (1993) considera que los parámetros para la generación de presión de poro deben ser determinados a partir de un procedimiento de ajuste de datos de laboratorio de pruebas cíclicas no drenadas. A partir de datos de laboratorio, se puede emplear la ecuación propuesta por Matasovic y Vucetic (1992, 1993, 1995) para determinar el mejor ajuste de los parámetros que deben ser usados en los análisis. Los modelos de generación de presión de poro desarrollados por Matasovic y Vucetic se basan en el modelo desarrollado por Dobry et al., (1985) para arenas saturadas.

El exceso de presión de poro es generado usando la siguiente ecuación:

$$u_N = \frac{p \cdot f \cdot N_{eq} \cdot F \cdot (\gamma_c - \gamma_{vp})^s}{1 + f \cdot N_{eq} \cdot F \cdot (\gamma_c - \gamma_{vp})^s} \quad (\text{A.1})$$

En la Tabla A.2 se presenta la descripción de los parámetros del modelo de Dobry/Matasovic. El parámetro u_N es definido como la relación de exceso de presión de poro ($r_u = u/\sigma'_v$); u es el exceso de presión de poro, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, N_{eq} , es el número equivalente de ciclos, el cual es calculado para la deformación inversa actual. Para ciclos de deformación uniformes, el número equivalente de ciclos es el mismo que el número de ciclos de carga. Para ciclos de deformación irregulares el número de ciclos no incrementa uniformemente, por lo que N_{eq} es calculado a partir de la deformación inversa usando u_N obtenido de pasos previos, incrementando por 0.5 para los pasos actuales. γ_c , es la deformación angular inversa; γ_{vp} , es el valor umbral de la deformación al corte, este valor representa la deformación bajo la cual los esfuerzos cortantes inversos no generaran exceso de presión de poro; f , es un factor dimensional, el cual es usado para tomar en cuenta las dimensiones en las que se presentan las cargas, $f = 1$ es usado para movimiento 1D y $f = 2$ es usado para movimiento 2D. Se debe tomar en cuenta que la asignación del valor de $f = 2$ no significa que se calculará el doble del valor del exceso de presión de poro, ya que f está incluido tanto en el numerador como en el denominador de la ecuación 2.1. F , s , y p son parámetros para el ajuste de la curva y pueden ser obtenidos de pruebas de laboratorio, y v , es un parámetro de degradación.

Tabla A.2. Descripción de los parámetros del modelo de Dobry/Matasovic (Deepsoil, 2016)

Variable	Descripción
u_N	Exceso de presión de poro normalizada (r_u)
N_{eq}	Número de ciclos equivalente
γ_c	Deformación angular inversa actual
γ_{vp}	Valor de deformación angular umbral
p	Parámetro de ajuste de la curva
s	Parámetro de ajuste de la curva
F	Parámetro de ajuste de la curva
f	Factor de dimensión (1D, 2D)
v	Parámetro de degradación

En su tesis doctoral, Carlton (2014) presenta correlaciones empíricas para los parámetros de ajuste de las curvas F y s para arenas. El mejor ajuste de los datos se muestra en la Figura A.1 (línea roja) y las expresiones que dan este ajuste son las siguientes.

$$F = 3810V_s^{0.1252} \quad (\text{A.2})$$

$$s = (FC + 1)^{0.1252} \quad (\text{A.3})$$

Donde, V_s es la velocidad de onda de corte en m/s y FC es el contenido de finos en porcentaje.

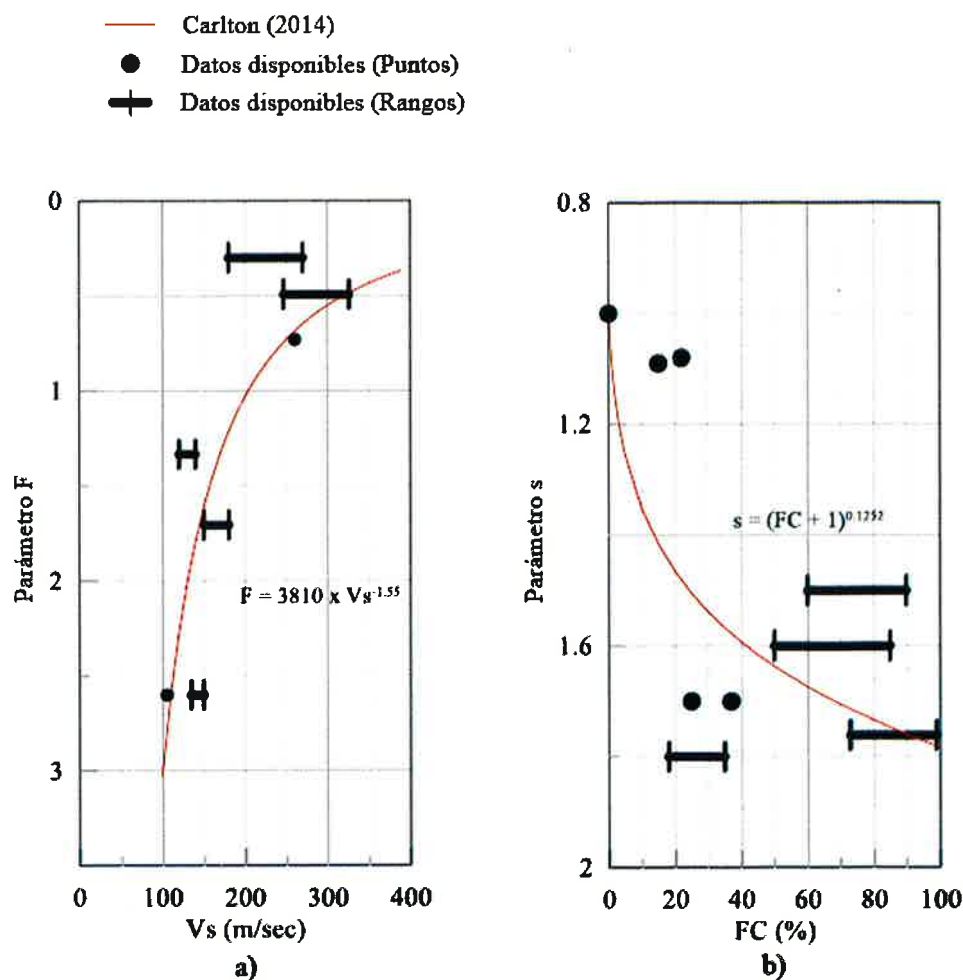


Figura A.1. a) Mejor ajuste de curva correlacionada de Vs (m/s) para el parámetro F y b) mejor ajuste correlacionado con CF (%) para el parámetro s (Modificado de Carlton (2014))

Carlton (2014) presenta una recopilación de los parámetros del modelo de Matasovic y Vucetic (1993) para diferentes materiales incluyendo arenas y limos de baja plasticidad. En la Tabla A.3 se presenta la Tabla resumen de parámetros recopilados por Carlton (2014). Ahí, se muestra que los valores de p se encuentran dentro del rango $\pm 7.1\%$ del valor de 1 para diferentes tipos y densidades relativas de arenas. Para fines prácticos, y ante la ausencia de resultados de pruebas de laboratorio se puede asumir p igual a 1.

Tabla A.3. Parámetros de material para el modelo de generación de presión de poro en arenas de Matasovic y Vucetic (1993) (De Matasovic y Ordoñez, 2011 y Anderson et al 2011)

Material	Referencia	k	Parámetros del modelo de generación de presión de poro					
		(ft/seg)	v	f	p	F	s	γ_{tv} (%)
Limo de Warrenton, Oregon. Recuperada de 130 a 248 ft de profundidad; 73%<finos<99%; 32.9%<contenido de agua<37.3%; 86.3< $\gamma_{drenada}$ <88.9 pcf; 882< V_s <1086 fps; OCR =1; IP = 10, LL = 37	Dickenson (2008)	No reportado	1	1	1	0.493	1.761	0.06
Limo del río Stillaguamish, Washington. Recuperada de 30 a 95 ft de profundidad; 60%<finos<90%; 600< V_s <900 fps; IP = 10, LL = 31-32	Anderson et al. (2011)	No reportado	No reportado	2	1.05	0.3	1.5	0.02
Arena de bandeó (BS); arena disponible comercialmente, pobremente graduada; $D_r=40\%$; $D_{50}=0.19$; $C_c=0.9$; $C_u=1.4$; $\gamma_{d,min} = 90$ pcf; $\gamma_{d,max} = 106$ pcf	Dobry et al. (1985)	5.5×10^{-4}	1	1	1	10.9	1	0.017
Arena del sitio Wildlife A (WSA); relación de vacíos de 0.84 a 0.85; 37% de finos; $N = 5$; $V_s = 350$ ft/s	Vucetic & Dobry (1988)	9.8×10^{-4}	1	2	1.04	2.6	1.7	0.02
Arena del sitio Wildlife B (WSB); relación de vacíos de 0.74 a 0.76; 25% de finos; $N = 6$ a 13; $V_s = 450$ a 500 ft/s	Vucetic & Dobry (1988)	6.6×10^{-3}	1	2	1.04	2.6	1.7	0.02
Arena del sitio Heber Road PB; relación de vacíos de 0.7; 15% de finos; $V_s = 500$ a 600 ft/s	Vucetic & Dobry (1988)	1.4×10^{-4}	1	2	1.05	1.706	1.09	0.024
Arena del sitio Heber Road CF; relación de vacíos de 0.7; 22% de finos; $V_s = 400$ a 466 ft/s	Vucetic & Dobry (1988)	3.9×10^{-5}	1	1	1.071	1.333	1.08	0.022
Arena de la playa de Santa Monica (SMB); arena limpia y uniforme de playa similar a la de Monterrey N° 0; relación de vacíos de 0.56; cero por ciento de finos; densa; $V_s = 867$ ft/s	Matasovic (1993)	3.3×10^{-1}	3.8	1	1	0.73	1	0.02
Limos de la isla Owi a profundidades de 6 a 14m; arena fina limosa colocada como relleno hidráulico; 50% <finos<85	Thilakaratne & Vucetic (1987)	6.6×10^{-3}	1	2	1.005	3	1.8	0.025
Limos de la isla Owi a profundidades de 6m; colocada como relleno hidráulico; 50% <finos<85	Thilakaratne & Vucetic (1987)	9.8×10^{-4}	1	2	0.95	2.5	1.6	0.015

Mei et al., (2015) proponen correlaciones para el parámetro F , la densidad relativa de las arenas (D_r) y el coeficiente de uniformidad (C_u), a partir de pruebas de corte cíclico recopiladas de la literatura. En la Figura A.2 se muestran estas correlaciones por medio de líneas de tendencia, y son aplicables a arenas sub-angulosas y sub-redondeadas.

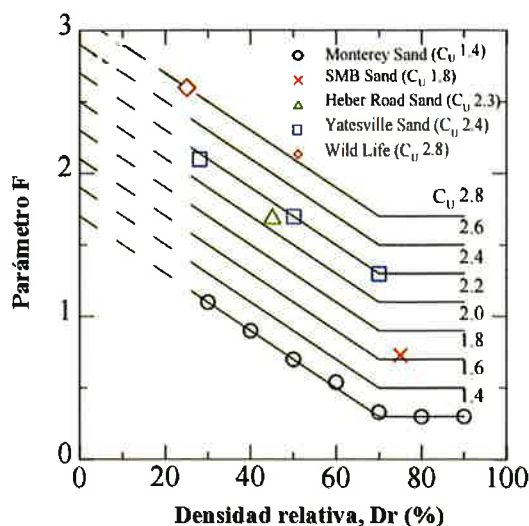


Figura A.2. Correlación propuesta para estimar el parámetro F para la curva de ajuste (Mei et al. 2015)

b). Modelo GMP (Green, Mitchel y Polito) para suelos con poco contenido de finos

Como una alternativa a los modelos basados en esfuerzos, el modelo GMP (Green et al. 2000) es un modelo de generación de presión de poro basado en energía. Estos autores desarrollaron una expresión empírica que relaciona el exceso de presión de poro con la disipación de energía por unidad de volumen del suelo:

$$r_u = \alpha \sqrt{\frac{W_s}{PEC}} \quad (A.4)$$

Donde: r_u es la relación de exceso de presión de poro; W_s , es la energía disipada normalizada por unidad de volumen de suelo; PEC es la *pseudo-capacidad de energía* igual a un parámetro de calibración y α es un factor de escala. El factor α no se presenta en la ecuación original dado por Green et al. (2000), sin embargo Hashash introduce este parámetro para permitir el escalado de la generación de exceso de presión e igualar los datos de laboratorio.

La disipación de energía, es calculada como el área debajo de la trayectoria de esfuerzos y tienen la siguiente formulación:

$$W_s = \frac{1}{2\sigma'_0} \sum_{i=1}^n (\tau_{i+1} + \tau_i)(\gamma_{i+1} - \gamma_i) \quad (A.5)$$

El modelo GMP es un caso especial del Modelo de Berril y Davis (Berril y Davis, 1985) que tiene la forma $r_u = \alpha x W_s^\beta$. En el modelo GMP, α y β son valores remplazados por $(1/PEC)^{0.5}$ y 0.5 respectivamente. La Figura A.3 muestra una correlación entre la densidad relativa y el parámetro PEC para mezclas de arenas y limos.

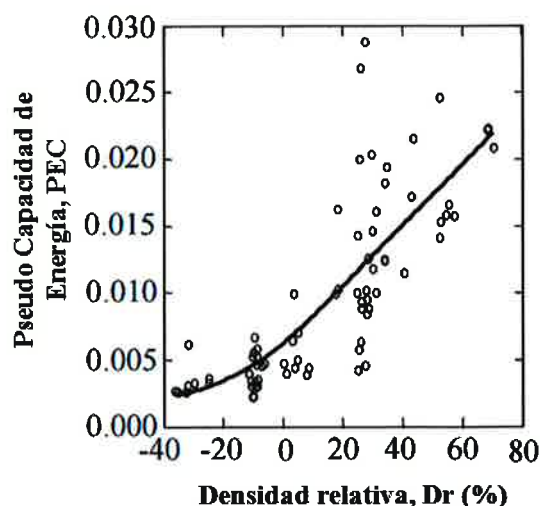


Figura A.3. Correlación de PEC con la densidad relativa de mezclas de limos y arenas finas de Yatesville (Green et al. 2000)

La determinación de los parámetros de calibración de *PEC* puede ser obtenido vía gráfica o mediante el uso de una relación empírica. El procedimiento gráfico es descrito a detalle por Green et al., (2000). Sin embargo, esto provoca una interrupción en el análisis, ya que requiere del desarrollo del procedimiento gráfico por aparte del análisis de respuesta de sitio en los software.

El modelo GMP requiere únicamente la calibración de un parámetro (i. e. *PEC*). Polito et al., (2008) desarrollaron una relación empírica entre *PEC*, la densidad relativa (*Dr*) y el contenido de finos (*CF*), a partir de un gran número de datos de pruebas de laboratorio en muestras de mezclas de arenas y limos no plásticos hasta arenas limpias y limos. La Figura A.4 muestra la correlación de *PEC* con la densidad relativa y el contenido de finos. Las relaciones empíricas referidas por Polito et al., son las siguientes:

$$\ln(PEC) \begin{cases} CF < 35\%: e^{0.0139Dr} - 1.021 \\ CF \geq 35\%: -0.597 * CF^{0.312} + e^{0.0139Dr} - 1.021 \end{cases} \quad (A.6)$$

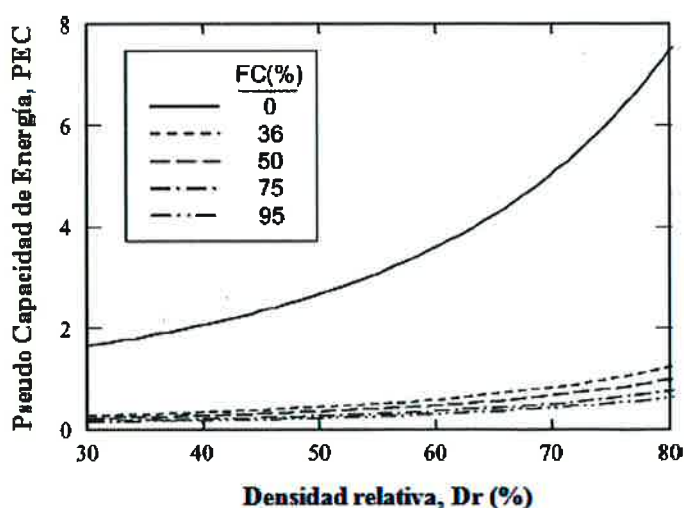


Figura A.4. Correlación de PEC con la densidad relativa y el contenido de finos (Polito et al., 2008)

c). Modelo de Park y Ahn (2013) para arenas.

Park y Ahn (2013) proponen una ecuación modifica para obtener el exceso de presión de poro a partir del modelo de Seed et al., (1975), similar al modelo propuesto por Booker et al., (1976). El modelo de generación de exceso de presión de poro parte de un enfoque de esfuerzos que utiliza el concepto de un parámetro de daño para tomar en cuenta la acumulación de esfuerzos. El exceso de presión de poro es calculado de acuerdo con la siguiente expresión:

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{D}{D_{ru=1.0}} \right)^{\left(\frac{1}{2\beta} \right)} \quad (\text{A.7})$$

Donde: D es el parámetro de daño, el cual puede ser calculado a cada paso de tiempo de la siguiente forma:

$$D_{i+1} = D_i + \Delta D \quad (\text{A.8})$$

$$\Delta D = 2(CSR_{i+1} - CSR_i)^\alpha \quad (\text{A.9})$$

En forma incremental, el modelo de generación de exceso de presión de poro se puede expresar como:

$$dr_u = (r_u)_{i+1} - (r_u)_i = \frac{2}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{D_{i+1}}{D_{ru=1.0}} \right)^{\left(\frac{1}{2\beta} \right)} \right] - \frac{2}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{D_i}{D_{ru=1.0}} \right)^{\left(\frac{1}{2\beta} \right)} \right] \quad (\text{A.10})$$

El CSR_i es la relación de esfuerzo cortante límite bajo la cual no generará exceso de presión de poro. α es un parámetro de calibración y β es una constante empírica.

El parámetro de calibración α puede ser calculado siguiendo la formulación de la curva CSR vs N obtenida de pruebas de laboratorio.

$$\alpha_{ave} = \frac{1}{M} * \sum_{i=1}^{M-1} (\log(N_i/N_{i+1}) / (\log(CSR_{i+1} - CSR_t) - \log(CSR_i - CSR_t))) \quad (\text{A.11})$$

Donde M es el número total de datos en la curva CSR vs N ; β es una constante empírica para arenas limpias, con un valor de 0.70.

$D_{ru=1.0}$ es el valor del parámetro de daño; D , al inicio de la licuación y puede ser calculado de las curvas $CSR-N$ que son obtenidas de pruebas de laboratorio mediante la siguiente expresión. En la Figura A.5 se muestra la comparación del número de ciclos N contra el CSR medido y calculado con el modelo de Park y Ahn (2013).

$$D_{ru=1.0} = 4N(CSR - CSR_t)^\alpha \quad (\text{A.12})$$

3. Parámetros de degradación de presión de poro.

Matasovic (1993) representa la degradación de la resistencia al esfuerzo cortante y la rigidez al corte del suelo dentro del modelo MKZ a partir de la inclusión de dos índices de degradación. Los parámetros de degradación son definidos como:

$$\delta_G = \sqrt{1 - u^*} \quad (\text{A.13})$$

$$\delta_r = 1 - (u^*)^\nu \quad (\text{A.14})$$

Donde: δ_G es la función de la degradación del módulo cortante; δ_r , es la función de degradación del esfuerzo cortante; u^* , es el exceso de presión de poro normalizado por el esfuerzo efectivo de confinamiento inicial, y ν es un parámetro de la curva que mejor ajusta el modelo de degradación del esfuerzo cortante *versus* la generación de exceso de presión de poro. Este parámetro es empleado en todos los modelos de generación de presión de poro presentados aquí, excepto para el modelo de Matasovic y Vucetic.

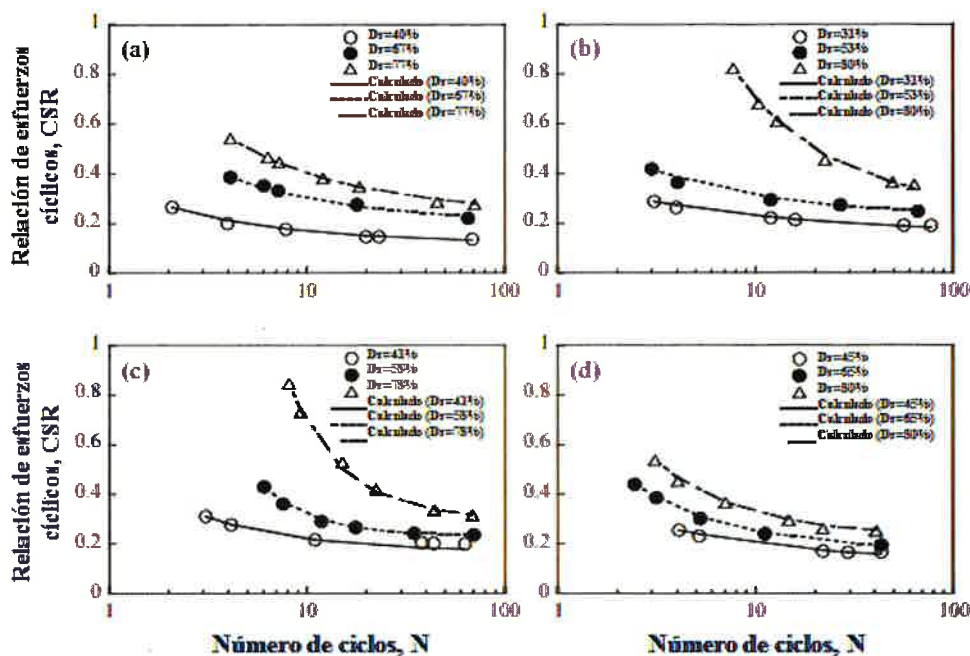


Figura A.5. Comparación de datos medidos (Carraro et al., 2003) y calculados (Park y Ahn (2013) de curvas N-CSR: a) arena limpia de Ottawa, b) arenas de Ottawa con 5% de limos no plásticos, c) arenas de Ottawa con 10% de limos no plásticos y d) arenas de Ottawa con 15% de limos no plásticos.

REFERENCIAS

- Anderson, D. G., Shin, S., y Kramer, S. L., (2011), Observation from Nonlinear, Effective-Stress Ground Motion Response Analyses following the AASTHO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, USA: Transportation Research Board Annual Meeting
- Berrill, J. B., y Davis, R. O. (1985). Energy Dissipation and Seismic Liquefaction of Sands: Revised Model. *JSSMFE Soils and Foundations* 25(2), 106-118.
- Booker, J. R., Rahman, M., y Seed, H. B., (1976), GADFLEA: a computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading, California, USA: California Univ., Berkeley (USA). Earthquake Engineering Research Center.
- Carraro, J., Bandini, P., y Salgado, R. (2003). Liquefaction resistance of clean and non plastic silty sands based on cone penetration resistance. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 10.1061/(ASCE) 1090-0241(2003)129:11(965), 965-976.
- Dickenson, S., (2008), Nonlinear Effective-Stress Modeling of Dynamic Soil Response, Proposed Oregon LNG Facility, Warrenton, Oregon (Technical Memorandum), Oregon, USA: Stephen Dickenson.
- Dobry, R., Pierce, W. G., Dyvik, R., Thomas, G. E., y Ladd, R. S. (1985), Pore pressure model for cyclic straining of sand. New York, USA: Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York.
- Carlton, B. (2014). An Improved Description of the Seismic Response of Sites with High Plasticity Soils, Organic Clays, and Deep Soft Soil Deposits (PhD Thesis). University of California, Berkeley, USA.
- Green, R. A., Mitchell, J. K. y Polito, C. P. (2000). An Energy-Based Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils. *Proceedings: John Booker Memorial Symposium*, Melbourne, Australia.
- Matasovic, N. (1993). Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits (Ph.D. Thesis), University of California, Los Angeles, USA.
- Matasovic, N., y Vucetic, M. (1992). A Pore Pressure Model for Cyclic Straining of Clay. *Soils and Foundation*, 32(3), 156-173.
- Matasovic, N., y Vucetic, M. (1993). Cyclic Characterization of Liquefiable Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 119, (11), 4279.
- Matasovic, N., y Vucetic, M. (1995). Generalized Cyclic Degradation-Pore Pressure Generation Model for Clays. *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 121(1), 33-42.
- Matasovic, N., y Ordoñez, G., (2011), D-MOD2000 A Computed Program for Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, Earthfill Dams and Solid Waste Landfills (User's Manual), Washington, USA: GeoMotions, LLC.
- Mei, X., Olson, S. M., y Hashash, Y. M. (2015). Empirical curve-fitting parameters for a pore water pressure generation model for use in 1-D effective stress-based site response analysis. 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand.

- Park D., J.-K., Ahn. (2013). Accumulated Stress Based Model for Prediction of Residual Pore Pressure. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 1567-1570.
- Polito, C. P., Green, R. A., y Lee, J. (2008). Pore Pressure Generation Models for Sand and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(10), 1490-1500.
- Seed, H. B., Martin, P. P., y Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction. EERC 75-29 California.
- Thilakaratne, V., y Vucetic, M., (1987), Class A, Prediction of accelerations and seismic pore pressures at the Owa Island Site during October, 4, 1985 earthquake in Tokio Bay. Report N°87-3, New York, USA: Department of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University, Potsdam.
- Vucetic, M., y Dobry, R. (1988). Cyclic Triaxial Strain-Controlled Testing of Liquefiable Sands. American Society for Testing and Materials Special Technical Publication 977, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, 475-485.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD A LA LICUACIÓN DE ARENAS

Autores:

Carlos Omar Vargas Moreno

Francisco Alonso Flores López

Ricardo Enrique Ortiz Hermosillo

Revisores:

Victor Taboada Urtuzuástegui

Adrián Rodríguez Marek

Coordinación:

Raúl Aguilar Becerril

Edición:

María Zárate Vázquez







EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD A LA LICUACIÓN DE ARENAS

Revisores:
Victor Taboada Urtuza
Adrián Rodríguez Mar
Coordinación:
Raúl Aguilar Becerril
Edición:
María Zárate Vázquez

