



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
(INGENIERÍA CIVIL) – (GEOTECNIA)

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
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
CARLOS OMAR VARGAS MORENO

TUTOR PRINCIPAL
DR. RICARDO ORTIZ HERMOSILLO, FES-ACATLÁN

MÉXICO, D. F. ENERO DE 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA.
Secretario: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO
Vocal: DR. RICARDO ENRIQUE ORTIZ HERMOSILLO
1er. Suplente: DR. HÉCTOR RAÚL AGUILAR BECERRIL
2do. Suplente: DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. RICARDO ENRIQUE ORTIZ HERMOSILLO

FIRMA

RESUMEN

La estimación del riesgo o potencial de licuación y las fallas inducidas por este fenómeno, son de los principales objetivos de la ingeniería sísmica; para este propósito se han desarrollado diferentes métodos numéricos, empíricos y experimentales. Comúnmente en la práctica estándar los problemas de licuación involucran tres aspectos: 1) análisis del potencial de licuación, 2) análisis de estabilidad o deslizamiento de flujo (para taludes y licuación de flujo) y 3) análisis de desplazamientos.

Generalmente el potencial de licuación es determinado con base en el enfoque de esfuerzos cíclicos, comparando la relación de esfuerzos cortantes cíclicos (*CSR*) contra la relación de resistencia cíclica (*CRR*), a partir de resultados de pruebas de campo y parámetros empíricos, obteniendo un factor de seguridad que evalúa la condición del suelo a licuarse; este procedimiento presentado por primera vez por Seed e Idriss (1971) y conocido como procedimiento simplificado ha llegado a ser un estándar en la práctica; sin embargo, tiene la deficiencia de que los tres aspectos que involucran el análisis de licuación son tratados secuencialmente, cuando en realidad ellos interactúan localmente en varias zonas afectando el comportamiento general de la masa de suelo.

De acuerdo con lo anterior, en este trabajo se realiza el análisis de licuación de un sitio mediante el empleo de métodos de campo (SPT, CPT y V_s), análisis de respuesta de sitio y modelos numéricos bidimensionales que toman en cuenta las irregularidades del terreno y los modelos constitutivos de generación de presión de poro de Finn *et al.* (1975) y Byrne (1991), los cuales consideran el exceso de presión de poro a partir de la deformación volumétrica inducida por la excitación dinámica. Se resaltan las consideraciones principales de los métodos empíricos y modelos numéricos, tales como, selección de parámetros, calibración de los modelos, etapas de cálculo, entre otros. Se realiza una comparación con los resultados determinados a partir de los métodos empíricos y modelos numéricos contra las mediciones en el sitio.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por brindarme la fortaleza para alcanzar los objetivos trazados en mi vida.

A Pamela, fuente de inspiración en mi vida, por estar siempre a mi lado y brindarme su amor y apoyo durante mi estancia en el posgrado.

A mis Padres, por su amor y apoyo absoluto, pilares en mi formación personal y académica

A mis Hermanos, por su amor, apoyo y ejemplo.

A mi asesor el Dr. Ricardo Ortiz Hermosillo, por sus enseñanzas y tutoría en la realización de esta tesis.

Al M.I. Alonso Flores, por su asesoría en el desarrollo de esta tesis y al Ing. Juan Carlos Ayes, por su amistad y ayuda durante mi estancia en el Posgrado.

Al Dr. Raúl Aguilar, al Dr. Rivera Constantino, al Dr. Flores Castrellón y al M.I. Deméneghi por sus correcciones, comentarios y sugerencias en este trabajo.

Al Dr. Efraín Ovando, por abrirme las puertas del Instituto de Ingeniería

A mis compañeros de maestría, en especial a la M.I. Verónica Giraldo, M.I. Laura Sierra, M.I. León González y el M.I. Jorge Bricio, por sus palabras de apoyo, amistad y momentos gratos que compartimos.

Al Consejo de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y a la Universidad Nacional Autónoma de México por su apoyo y patrocinio durante la realización de la tesis.

CONTENIDO

RESUMEN

CAPÍTULO 1..... 4

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 4

1.1.	INTRODUCCIÓN.....	4
1.2.	CONDICIONES DEL SITIO EN ESTUDIO.....	4
1.2.1.	Condiciones y características del sitio Hotel Sapanca, Turquía (1999).....	4
1.2.2.	Características geológicas del sitio.....	5
1.2.3.	Movimientos del suelo.....	7
1.2.4.	Caracterización del suelo.....	8
1.3.	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
1.3.1.	Objetivo general.....	9
1.3.2.	Objetivos específicos.....	9
1.4.	ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN.....	9

CAPÍTULO 2..... 11

CONCEPTOS Y GENERALIDADES DE LICUACIÓN DE ARENAS..... 11

2.1.	DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LICUACIÓN.....	11
2.2.	CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO.....	11
2.2.1.	Comportamiento monotónico.....	11
2.2.2.	Comportamiento ante carga cíclica.....	15
2.2.3.	Parámetro de estado.....	16
2.3.	TIPOS DE LICUACIÓN.....	17
2.3.1.	Comportamiento contractivo.....	17
2.3.2.	Comportamiento dilatante.....	17
2.4.	INDICATIVOS DE LA OCURRENCIA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN EN SUELOS.....	19
2.4.1.	Fallas bajo grandes desplazamientos.....	20
2.4.2.	Fallas bajo desplazamientos pequeños o moderados.....	21
2.5.	FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN DE ARENAS.....	25
2.5.1.	Condiciones del sitio.....	25
2.5.2.	Historia Sísmica.....	25
2.5.3.	Geología.....	25
2.5.4.	Otros factores.....	25
2.6.	CARACTERIZACIÓN DEL DEPÓSITO.....	26
2.6.1.	Granulometría.....	26
2.6.2.	Influencia del contenido de finos.....	27
2.6.3.	Forma de las partículas del suelo.....	29
2.6.4.	Relación de Vacíos (e).....	29
2.6.5.	Densidad Relativa (D_r).....	29
2.7.	CONDICIONES INICIALES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN.....	30
2.7.1.	Esfuerzo confinante inicial.....	30
2.7.2.	Historia previa de deformaciones.....	30
2.7.3.	Historia previa de esfuerzos.....	31
2.7.4.	Depósitos de grava.....	31
2.8.	CARACTERÍSTICAS DE LA MAGNITUD DEL SISMO.....	31
2.8.1.	Número de ciclos de esfuerzo.....	31

CAPÍTULO 3..... 33

ANÁLISIS DE LICUACIÓN 33

3.1.	DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN	33
3.1.1.	Determinación del <i>CSR</i> (método simplificado Seed e Idriss, 1971).....	33
3.1.2.	Determinación del <i>CSR</i> por análisis de respuesta de sitio (método lineal equivalente).....	35
3.1.3.	Correcciones del factor de seguridad	36
3.1.4.	Determinación del <i>CRR</i> por métodos de campo.....	38
3.1.5.	Modelos constitutivos de generación de exceso de presión de poro.....	52
3.2.	EVALUACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y ASENTAMIENTOS	55
3.2.1.	Introducción	55
3.2.2.	Métodos para evaluar desplazamientos laterales.....	55
3.2.3.	Estimación de los desplazamientos laterales empleando <i>SPT</i> y <i>CPT</i> (Zhang <i>et al.</i> 2004)	56
3.2.4.	Estimación de asentamientos empleando <i>SPT</i> y <i>CPT</i> (Ishihara y Yoshimine, 1992).....	59
3.3.	MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS (BYRNE <i>ET AL.</i> , 1999).....	62

CAPÍTULO 4..... 64

ANÁLISIS DE LICUACIÓN MEDIANTE MÉTODOS DE CAMPO Y ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO (ARS) 64

4.1.	INTRODUCCIÓN.....	64
4.2.	ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN CON MÉTODOS DE CAMPO	65
4.2.1.	Ambiente sísmico.....	65
4.2.2.	Metodología para obtener aceleraciones del terreno	67
4.2.3.	Análisis del potencial de licuación con (<i>SPT</i>).....	68
4.2.4.	Análisis del potencial de licuación con <i>CPT</i>	74
4.2.5.	Análisis del potencial de licuación con medición de <i>Vs</i> (Andrus <i>et al.</i> , 2004)	83
4.3.	ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO PARA EL CÁLCULO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	92
4.3.1.	Propiedades del suelo.....	92
4.3.2.	Resultados de los análisis de respuesta de sitio y cálculo del potencial de licuación.....	94
4.4.	ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DE ASENTAMIENTOS.....	101
4.4.1.	Análisis de desplazamientos laterales con métodos de campo.....	101
4.4.2.	Análisis de asentamientos con métodos de campo.....	105

CAPÍTULO 5..... 108

ANÁLISIS DE LICUACIÓN EMPLEANDO MODELOS DE GENERACIÓN DE PRESIÓN DE PORO..... 108

5.1.	INTRODUCCIÓN.....	108
5.2.	ANÁLISIS NUMÉRICO.....	108
5.2.1.	Propiedades estáticas y dinámicas de los suelos.....	108
5.2.2.	Desarrollo del modelo numérico.....	109
5.2.3.	Calibración del modelo (movimiento de campo libre).....	112
5.2.4.	Cálculo del equilibrio estático (Condiciones iniciales de esfuerzos).....	116
5.2.5.	Análisis dinámico y generación dinámica de presión de poro.....	117
5.3.	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	117
5.3.1.	Análisis por sondeo.....	117
5.3.2.	Análisis del modelo integrado.....	122

CAPÍTULO 6..... 136

COMPARATIVA DE RESULTADOS 136

6.1.	COMPARATIVA DE LA ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN	136
6.1.1.	Comparativa de las zonas licuables	141
6.2.	COMPARATIVA DE DEFORMACIONES INDUCIDAS POR LICUACIÓN.....	141
6.2.1.	Desplazamientos laterales permanentes	141
6.2.2.	Asentamientos.....	142
CAPÍTULO 7.....		144
CONCLUSIONES.....		144
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS		147

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1.** Localización de Sapanca, Turquía (Google Earth, 2013).
- Figura 1.2.** Desplazamientos laterales observados en el estacionamiento del Hotel Sapanca (Aydan *et al.*, 2004).
- Figura 1.3.** Hundimiento del hotel bajo condiciones finales de licuación (Aydan *et al.*, 2004).
- Figura 1.4.** Hundimiento del hotel bajo condiciones finales de licuación (Beaty y Byrne, 1999).
- Figura 1.5.** Mapa de deformaciones del sitio Hotel Sapanca (Cetin *et al.*, 2002).
- Figura 1.6.** Geología de la región afectada por el sismo (Teymur *et al.*, 2000).
- Figura 1.7.** Localización del sitio en estudio “Hotel Sapanca”, ubicación de estaciones sísmicas y fallas geológicas (Bray *et al.*, 1999).
- Figura 2.1.** Comportamiento no drenado de arenas de Toyoura (Ishihara, 1993).
- Figura 2.2.** Línea del estado último (Robertson, 1997).
- Figura 2.3.** Comportamiento de arena muy suelta (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 2.4.** Comportamiento de arena en estado denso (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 2.5.** Comportamiento de arena en estado medio (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 2.6.** Comportamiento cíclico no drenado que ilustra la licuación cíclica de una arena (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 2.7.** Parámetros de estado de Been y Jefferies 1985 (Ovando y Segovia, 1996).
- Figura 2.8.** Diagrama de flujo para la evaluación de licuación de flujo (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 2.9.** Esquema de los tipos de deformaciones y desplazamientos, así como sus mecanismos de falla (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 2.10.** Ejemplos de grandes desplazamientos laterales inducidos por licuación (Seed *et al.*, 2003).
- Figura 2.11.** Desplazamientos limitados del suelo inducidos por traslación lateral (Seed *et al.*, 2003).
- Figura 2.12.** Modos de desplazamientos verticales del suelo inducidos por licuación (Seed *et al.*, 2003).

- Figura 2.13.** Volcanes de arena debido a licuación en Nueva Zelanda (Opus International Consultants, 1987).
- Figura 2.14.** Colapso de edificaciones por licuación en el terremoto de Niigata, Japón (Penzien, 1964).
- Figura 2.15.** Granulometría de algunos suelos que se han licuado (Henríquez, 2007).
- Figura 2.16.** Criterio Chino Modificado (Wang ,1979 y Seed e Idriss, 1982).
- Figura 2.17.** Recomendaciones acerca de la evaluación de la susceptibilidad de licuación de suelos cohesivos (Seed *et al.*, 2003).
- Figura 2.18.** Concepto de densidad relativa (Henríquez, 2009).
- Figura 2.19** Relación de vacíos vs historia esfuerzo-deformación en una prueba drenada de esfuerzo cortante cíclico sobre arena de Ottawa C-119 (Youd, 1972).
- Figura 3.1.** Esquema de relación de esfuerzo cíclico (*CSR*).
- Figura 3.2.** Curvas de valores de r_d contra profundidad (Youd *et al.*, 2001).
- Figura 3.3.** Sistema unidimensional (Schnabel *et al.*, 1972)
- Figura 3.4.** Valores recomendados de K_a en función del número de golpes N_{SPT} para esfuerzos verticales efectivos menores a 3 atmosferas (Harder y Boulanger, 1997).
- Figura 3.5.** Curva base para *SPT* para magnitudes de $M_w = 7.5$ (Seed *et al.*, 1985).
- Figura 3.6.** Curva de valores de C_N para diferentes arenas basadas en pruebas de campo y laboratorio determinados con datos de las ecuaciones 3.14 y 3.15 (Castro, 1995).
- Figura 3.7.** Registros de campo de sitios donde se presentó y no se presentó licuación, basada en datos de Christian y Swinger (1975) (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura 3.8.** Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos (τ/σ_v) y la resistencia a la penetración de punta del cono modificada (Q_c) (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura 3.9.** Resumen de las correlaciones entre la resistencia a la licuación y la resistencia por punta modificada Q_c en arenas (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura 3.10.** Determinación del potencial de licuación en función de la relación de esfuerzos cíclicos y Q_c , para arenas limpias y arenas limosas (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura 3.11.** Determinación del potencial de licuación en función de la relación de fricción y q_c , (Robertson y Campanella, 1985).

- Figura 3.12. Gráfica para determinar el potencial de licuación mediante el ensayo *CPT* (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 3.13. 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, (1990).
- Figura 3.14. $I_c - CF$ para suelos normalmente consolidados (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 3.15. Factor de corrección por el contenido de finos, para determinar la resistencia equivalente del *CPT* en arenas limpias (Robertson y Wride, 1998).
- Figura 3.16. Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de la velocidad de onda cortante corregida, V_{sl} . (Robertson, 1992).
- Figura 3.17. Relación de licuación recomendada para arenas limpias, no cementados con datos de licuación compilados de casos historia (Andrus *et al.*, 2004).
- Figura 3.18. Condiciones del terreno para el método empírico con datos de *SPT* y *CPT* a) Pendiente del terreno ligera sin superficie libre, b) Componente a nivel de terreno con superficie libre y c) Pendiente del terreno ligera con superficie libre.
- Figura 3.19. Relaciones para arenas limpias. Deformación cortante cíclica máxima, factor de seguridad y diferentes densidades relativas (Ishihara *et al.*, 1992).
- Figura 3.20. 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 3.21. 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 3.22. 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 3.23. Relación entre el factor de seguridad y la deformación angular máxima (Ishihara y Yoshimine, 1992)
- Figura 3.24. Relación entre la deformación volumétrica y la deformación angular máxima (Ishihara y Yoshimine, 1992)
- Figura 3.25. Carta para la deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).
- Figura 3.26. Carta para la deformación volumétrica y la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada de una arena limpia (Zhang *et al.*, 1992).
- Figura 3.27. Análisis de diferencias finitas de la falla de deslizamiento de la presa San Fernando (Beaty y Byrne, 1999).

- Figura 4.1.** Ubicación de los sondeos y pruebas de campo para el estudio de licuación en el sitio Hotel Sapanca (Bray *et al.*, 2001).
- Figura 4.2.** Ubicación en corte de los sondeos y pruebas de campo para el estudio de licuación en el sitio Hotel Sapanca, correspondiente a la sección A-A'.
- Figura 4.3.** Localización de las estaciones sísmicas y sus distancias a la superficie de falla (Bray *et al.*, 2001).
- Figura 4.4.** Comparación entre la media geométrica del registro de aceleración horizontal en las estaciones de sismos fuertes y las relaciones de atenuación propuestas por varios investigadores para magnitudes de $M_w=7.4$, (Bay y Cox, 2001).
- Figura 4.5.** Curva desarrollada por Idriss para aproximar la relación entre la aceleración máxima en roca y suelo blando (tomado de Kramer, 1996).
- Figura 4.6.** Resultados del análisis de licuación para el SPT-SH4.
- Figura 4.7.** Resultados del análisis de licuación para el SPT-SH7.
- Figura 4.8.** Resultados del análisis de licuación para el SPT-SH9.
- Figura 4.9.** Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH4.
- Figura 4.10.** Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH5
- Figura 4.11.** Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH6.
- Figura 4.12.** Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH7.
- Figura 4.13.** Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH8.
- Figura 4.14.** Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH9.
- Figura 4.15.** Perfil característico del suelo con base en los resultados de la prueba CPT.
- Figura 4.16.** Perfiles de velocidad de onda de corte estimados a partir de correlaciones, análisis espectral (SASW) y perfil mejor estimado.
- Figura 4.17.** Perfiles de velocidad de onda de corte estimados a partir de correlaciones, análisis espectral (SASW) y perfil mejor estimado.
- Figura 4.18.** Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-4
- Figura 4.19.** Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-5
- Figura 4.20.** Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-6.
- Figura 4.21.** Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-7
- Figura 4.22.** Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-8
- Figura 4.23.** Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-9
- Figura 4.24.** Modelo geológico y tectónico dentro del área de estudio y sus alrededores (Ulutas *et al.*, 2010).

- Figura 4.25.** Relación de $G/G_{m\acute{a}x}$ y de λ en función de la γ deformación angular al corte cíclico para los análisis de respuesta de sitio (Seed y Sun 1989; Seed e Idriss 1970 y Sun *et al.*, 1970).
- Figura 4.26.** Perfiles de Vs extrapolados hasta una velocidad de 620 m/s.
- Figura 4.27.** (a) Historia de aceleraciones y (b) espectro respuesta del movimiento de entrada. (<http://peer.berkeley.edu>)
- Figura 4.28.** Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-4).
- Figura 4.29.** Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-5).
- Figura 4.30.** Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-6).
- Figura 4.31.** Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-7).
- Figura 4.32.** Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-8).
- Figura 4.33.** Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-9).
- Figura 4.34.** Condiciones del terreno para el cálculo de desplazamientos laterales.
- Figura 4.35.** Desplazamientos laterales y deformaciones angulares máximas correspondientes a los sondeos SH-4 y SH-5.
- Figura 4.36.** Desplazamientos laterales y deformaciones angulares máximas correspondientes a los sondeos SH-6 y SH-7.
- Figura 4.37.** Desplazamientos laterales y deformaciones angulares máximas correspondientes a los sondeos SH-8 y SH-9.
- Figura 4.38.** Asentamientos y deformaciones volumétricas correspondientes al SH-4 y SH-5
- Figura 4.39.** Asentamientos y deformaciones volumétricas correspondientes al SH-6 y SH-7
- Figura 4.40.** Asentamientos y deformaciones volumétricas correspondientes al SH-8 y SH-9
- Figura 5.1.** Caracterización geotécnica del sitio Hotel Sapanca.

- Figura 5.2.** Modelo de diferencias finitas representativo para las columnas de suelo.
- Figura 5.3.** Modelo de diferencias finitas representativo del sitio Hotel Sapanca (Sección A-A').
- Figura 5.4.** Esquema de movimiento de entrada en la base del modelo.
- Figura 5.5.** Calibración de los movimientos de campo libre, espectro de respuesta e historia de aceleraciones, correspondiente a los modelos SH-4 y SH-5.
- Figura 5.6.** Calibración de los movimientos de campo libre, espectro de respuesta e historia de aceleraciones, correspondiente a los modelos SH-6 y SH-7.
- Figura 5.7.** Calibración de los movimientos de campo libre, espectro de respuesta e historia de aceleraciones, correspondiente a los modelos SH-8 y SH-9.
- Figura 5.8.** Asignación de parámetros de resistencia en el modelo numérico.
- Figura 5.9.** Asignación de modelos para etapa de generación dinámica de exceso de presión de poro.
- Figura 5.10.** Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-4 al final del sismo.
- Figura 5.11.** Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-5 al final del sismo.
- Figura 5.12.** Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-6 al final del sismo.
- Figura 5.13.** Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-7 al final del sismo.
- Figura 5.14.** Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-8 al final del sismo.
- Figura 5.15.** Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-9 al final del sismo.
- Figura 5.16.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico.
- Figura 5.17.** Deformación de la malla del modelo SH-4 al final del sismo, a) deformación escalada x 75 y b) deformación sin escala.
- Figura 5.18.** Ubicación de puntos de monitoreo de respuesta dinámica.
- Figura 5.19.** Registro de aceleraciones en la superficie del terreno, zona (22, 45).
- Figura 5.20.** Registro de aceleraciones a diferentes profundidades.

- Figura 5.21.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (punto 9B).
- Figura 5.22.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (punto 9C).
- Figura 5.23.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (punto 7B).
- Figura 5.24.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 7C).
- Figura 5.25.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 5B).
- Figura 5.26.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 5C).
- Figura 5.27.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 5C).
- Figura 5.28.** Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 4C).
- Figura 5.29.** Estimación de la relación de exceso de presión de poro en diferentes puntos.
- Figura 5.30.** Contornos de relaciones de excesos presión de poro del modelo numérico.
- Figura 5.31.** Distorsión de la malla (magnificado 3 veces)
- Figura 5.32.** Vectores de desplazamiento inducidos por licuación.
- Figura 5.33.** Desplazamientos laterales en función del tiempo.
- Figura 5.34.** Asentamientos en función del tiempo
- Figura 5.35.** a) Esfuerzos cortantes contra tiempo dinámico y esfuerzos efectivos contra tiempo (Punto 9C).
- Figura 5.36.** Trayectoria de esfuerzos efectivos (Punto 9C).
- Figura 6.1.** Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-4.
- Figura 6.2.** Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-5.
- Figura 6.3.** Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-6.
- Figura 6.4.** Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-7.

- Figura 6.5.** Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-8.
- Figura 6.6.** Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-9.
- Figura 6.7.** Comparación entre zonas licuables determinadas por métodos empíricos, analíticos y modelos numéricos.
- Figura 6.8.** Desplazamientos laterales en función de la distancia al borde del lago.
- Figura 6.9.** Asentamientos en función de la distancia al borde del lago.

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1.1. Resumen de desplazamientos laterales y asentamientos observados en el sitio.
- Tabla 1.2. Información de estaciones sísmicas.
- Tabla 2.1. Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas (Andrews y Martin, 2000)
- Tabla 3.1. Valores recomendados de f (Hynes y Olsen, 1999).
- Tabla 3.2. Correcciones de *SPT* modificadas por Robertson y Wride (1998) de Skempton (1986), (Youd *et al.*, 2001).
- Tabla 3.3. Factores de corrección por edad geológica para arenas (Andrus *et al.*, 2004).
- Tabla 4.1. Metodología usada para estimar aceleraciones en suelos blandos (Bay y Cox, 2001).
- Tabla 4.2. Datos de las pruebas de penetración estándar (Bray *et al.*, 1999).
- Tabla 4.3. Parámetros generales para la evaluación del potencial de licuación.
- Tabla 4.4. Parámetros de cálculo del *SPT* para la evaluación del potencial de licuación.
- Tabla 4.5. Lista de los métodos y equipo usado en la realización del *SPT* (Bray *et al.*, 1999)
- Tabla 4.6. Resumen de evaluación del potencial de licuación con *SPT*
- Tabla 4.7. Parámetros generales para la evaluación y cálculo del potencial de licuación.
- Tabla 4.8. Resumen de evaluación de potencial de licuación con CPT.
- Tabla 4.9. Correlaciones para determinar parámetros de rigidez.
- Tabla 4.10. Parámetros generales y de cálculo para la evaluación del potencial de licuación.
- Tabla 4.11. Parámetros de entrada para el modelo de SHAKE correspondientes a los sondeos SH-4, SH-7 y SH-9.
- Tabla 4.12. Parámetros de entrada para el modelo de SHAKE correspondientes a los sondeos SH-5, SH-6 y SH-8.
- Tabla 4.13. Parámetros para el cálculo de desplazamientos laterales en el SPT-SH-4.
- Tabla 4.14. Parámetros para el cálculo de desplazamientos laterales en el SPT-SH-7.
- Tabla 4.15. Parámetros para el cálculo de desplazamientos laterales en el SPT-SH-9

- Tabla 4.16.** Resumen de resultados de desplazamientos laterales evaluados con CPT y SPT.
- Tabla 4.17.** Parámetros para el cálculo de asentamientos en el SPT-SH-4.
- Tabla 4.18.** Parámetros para el cálculo de asentamientos en el SPT-SH-7.
- Tabla 4.19.** Parámetros para el cálculo de asentamientos en el SPT-SH-9.
- Tabla 4.20.** Resumen de resultados de asentamientos evaluados con CPT y SPT.
- Tabla 5.1.** Resumen de resultados de asentamientos y desplazamientos laterales en las columnas de suelo, evaluados con modelos numéricos.
- Tabla 5.2.** Resumen de resultados de LD evaluados con el modelo numérico.
- Tabla 5.3.** Resumen de resultados de asentamientos evaluados con el modelo numérico.
- Tabla 6.1.** Nomenclatura de cálculo de CSR, CRR y FS_{lic} con diferentes métodos.
- Tabla 6.2.** Resumen de desplazamientos laterales permanentes calculados por diferentes metodologías.
- Tabla 6.3.** Resumen de asentamientos calculados por diferentes metodologías.

SIMBOLOGÍA

$(N_1)_{60}$	=	Número de golpes corregido y normalizado a una sobrecarga de 100 kPa
$(q_{c1N})_{cs}$	=	Resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa de una arena limpia.
$a_{máx}$	=	Aceleración máxima medida en la superficie del terreno.
ASF	=	Factor de escalado por edad geológica
C_1, C_2, C_3 y C_4	=	Constantes del modelo de Finn y Byrne
C_B	=	Factor de corrección por diámetro de perforación
C_E	=	Corrección de la relación de energía del martillo
CF%	=	Contenido de finos
C_N	=	Factor de corrección por sobrecarga
CPT	=	Prueba de penetración con cono.
C_Q	=	Factor de normalización
C_R	=	Factor de corrección por longitud de barra perforadora
CRR	=	Relación de resistencia cíclica.
CRR7.5	=	Relación de resistencia cíclica para magnitudes mayores
C_s	=	Factor de corrección del muestreador.
CSR	=	Relación de esfuerzos cortantes cíclicos.
D_r	=	Densidad relativa.
e_a	=	Relación de vacíos que corresponde a su estado inicial.
e_o	=	Relación de vacíos en el estado más suelto posible.
e_{ss}	=	Relación de vacíos correspondiente al estado estable.
E_R	=	Energía del martillo
\bar{E}_r	=	Módulo de rebote elástico unidimensional de la arena
f	=	Exponente que está en función de las condiciones del sitio
f_s	=	Resistencia a la penetración por fricción o resistencia por fuste
FS_{lic}	=	Factor de seguridad contra licuación.

g	=	<i>Aceleración de la gravedad.</i>
G	=	<i>Módulo de rigidez al corte del suelo</i>
G/G_{max}	=	<i>Módulo de reducción cortante</i>
G_{max}	=	<i>Módulo de rigidez al corte máximo a bajas deformaciones</i>
H	=	<i>Altura de superficie libre</i>
I_c	=	<i>Índice de tipo de suelo</i>
IP	=	<i>Índice de Plasticidad</i>
K	=	<i>Módulo volumétrico drenado del suelo</i>
K'_0	=	<i>Coficiente de empuje de tierras</i>
K_{a1}	=	<i>Factor de corrección para valores grandes de V_{s1} causados por el envejecimiento</i>
K_w	=	<i>Módulo de compresibilidad volumétrica del agua</i>
K_α	=	<i>Factor por pendiente del terreno</i>
K_σ	=	<i>Factor por esfuerzos de sobrecarga y esfuerzos cortantes estáticos</i>
L	=	<i>Distancia a la superficie libre</i>
LD	=	<i>Desplazamiento lateral</i>
LDI	=	<i>Índice de desplazamiento lateral</i>
LL	=	<i>Límite Líquido.</i>
M	=	<i>Módulo de Biot</i>
MSF	=	<i>Factor de escala de la magnitud del sismo</i>
M_w	=	<i>Magnitud del sismo.</i>
NL	=	<i>Ciclos de esfuerzo para producir licuación</i>
n_p	=	<i>Porosidad .</i>
N_{SPT}	=	<i>Número de golpes en el ensayo de penetración estándar</i>
P_a	=	<i>Presión atmosférica</i>
q	=	<i>Esfuerzo desviador</i>
q_c	=	<i>Resistencia por punta</i>

q_{c1N}	=	<i>Resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa</i>
q_{cic}	=	<i>Esfuerzo cortante cíclico.</i>
q_{est}	=	<i>Esfuerzos cortantes estáticos.</i>
QSS	=	<i>Estado cuasy-estable</i>
Q_c	=	<i>Resistencia a la penetración de punta del cono modificada</i>
q_t	=	<i>Resistencia por punta del cono</i>
r_d	=	<i>Factor de reducción.</i>
r_u	=	<i>Relación de exceso de presión de poro normalizado o relación de presión de poro cíclica</i>
$S_{\%}$	=	<i>Pendiente del terreno</i>
S	=	<i>Asentamientos inducidos por licuación</i>
SAWS	=	<i>Análisis espectral de ondas cortantes.</i>
SMS	=	<i>Estación</i>
SMS'c	=	<i>Estaciones de campo cercano</i>
SPT	=	<i>Prueba de penetración estándar.</i>
S_u	=	<i>Resistencia cortante última no drenada.</i>
SUCS	=	<i>Sistema Unificado de clasificación de suelos</i>
T	=	<i>Periodo fundamental del suelo</i>
u_e	=	<i>Exceso de presión de poro</i>
V_s	=	<i>Velocidad de ondas de corte.</i>
V_{s1}	=	<i>Velocidad de onda de corte normalizada</i>
V_{s1*}	=	<i>Límite superior de valores de VS1 para ocurrencia de licuación</i>
K_c	=	<i>Factor de corrección por las características granulométricas del terreno</i>
α	=	<i>Coefficiente de Biot</i>
γ	=	<i>Deformación angular</i>
γ_{max}	=	<i>Máxima amplitud de deformación angular cíclica inducida durante carga cíclica no drenada.</i>

$\Delta\varepsilon_{vd}$	=	<i>Incremento en la deformación volumétrica</i>
Δu	=	<i>Incremento en la presión de poro</i>
Δx	=	<i>Tamaño del elemento</i>
Δ_{zi}	=	<i>Espesor de la subcapa</i>
ε	=	<i>Deformación volumétrica/ Deformación axial</i>
ε_v	=	<i>Deformación volumétrica</i>
ε_{vd}	=	<i>Deformación volumétrica acumulada total</i>
λ	=	<i>Longitud de onda mínima</i>
ξ	=	<i>Relación de amortiguamiento</i>
σ'_c	=	<i>Esfuerzo efectivo inicial de confinamiento</i>
σ_v	=	<i>Esfuerzo total.</i>
σ'_v	=	<i>Esfuerzo vertical efectivo.</i>
$(\tau_{m\acute{a}x})_d$	=	<i>Esfuerzo cortante máximo dinámico</i>
ϕ'	=	<i>Ángulo de fricción interna del material.</i>
ψ_A	=	<i>Parámetro de estado.</i>



INTRODUCCIÓN

La licuación de suelos es un fenómeno que se produce en suelos granulares saturados, el cual consiste en la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante debido a un incremento en la presión de poro inducido por una carga cíclica o monotónica. El término licuación fue originalmente llamado por Mogami y Kubo (1953) para describir un fenómeno similar que ocurría durante un sismo; Terzaghi y Peck (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.

La licuación y sus efectos han sido devastadores en casos como los ocurridos en el sismo de Bahía de Anchorage, Alaska y Niigata, Japón (1964) ambos con magnitudes mayores de 7.5. Dichos eventos fueron un punto de partida para el desarrollo de investigaciones respecto a este fenómeno. Desde entonces, el progreso de los trabajos de investigación respecto a licuación han sido descritos a detalle en diferentes estados del arte, como los realizados por Yoshimi *et al.* (1977), Seed (1979), Finn (1981), Ishihara (1993), Beaty y Byrne (1991) y Robertson y Fear (1995). Estas investigaciones han permitido desarrollar las diferentes metodologías para determinar el potencial de licuación, entender el comportamiento del suelo y los métodos para mitigar el riesgo de presentarse dicho fenómeno.

Comúnmente en la práctica profesional los problemas de licuación involucran tres análisis:

- 1.- Análisis del potencial de licuación
- 2.- Análisis de estabilidad o deslizamiento de flujo (para taludes y licuación de flujo)
- 3.- Análisis de desplazamientos

De acuerdo con lo anterior, la estimación del riesgo o potencial de licuación es uno de los objetivos principales de la ingeniería sísmica. Para este propósito se han desarrollado diferentes métodos numéricos, empíricos y experimentales. Típicamente el potencial de licuación se determina con base en el enfoque de esfuerzos cíclicos, comparando la relación de esfuerzos cortantes cíclicos (*CSR*) contra la relación de resistencia cíclica (*CRR*), obteniendo un factor de seguridad que evalúa la condición del suelo ($FS > 1$ no presenta licuación). 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 comúnmente por métodos indirectos, tales como pruebas de campo.

El deslizamiento por flujo se calcula a partir de un análisis de equilibrio límite, usando la resistencia después de la licuación en zonas donde se predijo ésta. La resistencia después de la licuación se debe basar en experiencias de campo, en lugar de pruebas de laboratorio con muestras inalteradas. Para estos análisis se debe cumplir con un factor de seguridad mayor de 1.2 (Itasca, 2003).

Los desplazamientos sísmicos son generalmente evaluados con el enfoque de Newmark (1965), en el cual, el potencial de deslizamiento del bloque del suelo se modela como una masa rígida sobre un plano inclinado. La historia de aceleraciones se aplica en la base y la ecuación del movimiento se resuelve para obtener desplazamientos en la masa causados por el movimiento. Otro método para obtener los desplazamientos es a partir de resultados de pruebas de campo, que si bien son métodos empíricos, generalmente ofrecen resultados aproximados.

Actualmente los métodos empíricos que se basan en pruebas de campo son los más utilizados en la práctica profesional, esto debido a su metodología simplificada y la obtención relativamente fácil de



los parámetros. Sin embargo, estos métodos tienen la limitante de que los tres aspectos que involucran el análisis de licuación se analizan secuencialmente, cuando en realidad estos interactúan localmente en varias zonas, afectando el comportamiento general de la masa de suelo, además no consideran la redistribución y disipación de la presión de poro.

A partir de 1970 se empezaron a desarrollar métodos numéricos los cuales toman en cuenta el exceso de presión poro y llevan a cabo un análisis más integral. Como resultado de varias investigaciones se desarrollaron diferentes formulaciones para modelar el proceso de licuación, tales como formulaciones en términos de esfuerzos efectivos, los cuales 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 *et al.*, 1976 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), los cuales toman en cuenta los tres pasos de la práctica profesional con diferentes enfoques; estos últimos no se consideran en este trabajo. Otros modelos numéricos son los desarrollados en esfuerzos totales con base en el método lineal equivalente, 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, cabe mencionar 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, objeto de estudio en este trabajo de investigación.

A continuación se presenta una breve descripción de los capítulos que comprende esta tesis:

El Capítulo 1. Planteamiento del problema: en esta sección se describen las características del proyecto a desarrollar, las cuales comprenden la geología, condiciones del sitio en estudio, y características del sismo. Además se presentan los objetivos, alcances y justificación de la investigación.

El Capítulo 2. Conceptos y generalidades de licuación de suelos: se expone la definición del fenómeno de licuación y el comportamiento del suelo. Se presentan los tipos y fallas asociadas con la licuación, además de los factores que influyen en su ocurrencia.

El Capítulo 3. Análisis de licuación: en este capítulo se explican los procedimientos para determinar el potencial de licuación, tales como métodos empíricos, análisis de respuesta de sitio y métodos numéricos. Los primeros dos se basan en la comparación de los esfuerzos cíclicos contra la resistencia cíclica, mientras que el último se basa en modelos constitutivos de generación de exceso de presión de poro. Además se incluyen los métodos para la evaluación de los desplazamientos laterales y asentamientos.

El Capítulo 4. Comprende el estudio del análisis de licuación del sitio Hotel Sapanca, Turquía, correspondiente al sismo de Kocaeli, 1999. Se presenta la aplicación del análisis de licuación



mediante el empleo de métodos empíricos para el cálculo del potencial de licuación, desplazamientos laterales y asentamientos.

El Capítulo 5. Se presenta el desarrollo de los modelos numéricos bidimensionales con esquemas de generación de presión de poro durante el evento dinámico, con el objetivo de reproducir las incidencias del proceso de licuación. Además se resaltan las consideraciones principales del modelo numérico, tales como: selección de parámetros, condiciones de frontera, modelos constitutivos de generación de presión de poro, calibración del modelo, etapas de cálculo, entre otros.

El Capítulo 6. Se presenta una comparación entre los resultados derivados de los diferentes métodos.

El Capítulo 5. Conclusiones: Se presentan los resultados derivados de los análisis de licuación en el sitio Hotel Sapanca.



CAPÍTULO 1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo realizar el análisis de licuación de arenas mediante diferentes metodologías, con la información del sismo de Kocaeli en 1999 en el sitio Hotel Sapanca, Turquía. Para el estudio, se parte de los datos de las investigaciones de campo para la caracterización del subsuelo, la descripción de las características del sitio y los tipos de fallas que se presentaron. Se evalúa el potencial de licuación mediante el empleo de métodos empíricos a partir de datos de pruebas de campo (SPT, CPT y Vs), para esto se utilizó el programa CLiq v 1.7 y LiqIT v 4.7 de GeoLogismiki. De igual forma, se determina el potencial de licuación mediante un análisis de respuesta de sitio con el empleo del software *SHAKE-91* y mediante el uso de modelos numéricos de generación de presión de poro. En la modelación numérica se utilizó un análisis bidimensional de diferencias finitas con el programa *FLAC-2D*, el cual emplea los modelos constitutivos de Finn *et al.* (1975) y Byrne, (1991) para la generación del exceso de presión de poro bajo carga cíclica, y así determinar la licuación del depósito. Por otra parte, se analizan los desplazamientos laterales permanentes que se registraron en el sitio, comparándolos con los obtenidos de los métodos basados en pruebas de campo y los del modelo numérico.

1.2. CONDICIONES DEL SITIO EN ESTUDIO

1.2.1. Condiciones y características del sitio Hotel Sapanca, Turquía (1999).

El hotel Sapanca se encuentra ubicado en la costa sur del lago Sapanca, el cual se localiza aproximadamente 20 km de la bahía de Izmit al suroeste de Adapazari, ver figura 1.1. El hotel está conformado por dos edificaciones de 4 pisos conectadas por un atrio. La estructura Este fue construida en 1957 y sobrevivió al sismo de 1967 con mínimos daños y asentamientos, mientras que la estructura Oeste y el atrio fueron terminadas en el año de 1989. Durante el sismo de 1999, se observó un hundimiento de la estructura y desplazamientos laterales, la gente que estaba trabajando en el hotel reportó ebulliciones de suelo y agua hacia la superficie (Bray *et al.*, 1999).

Se presentaron extensas grietas asociadas con desplazamientos laterales, las cuales se observaron a través del suelo. Generalmente, estas grietas son asociadas con el desfogue del suelo, ver figura 1.2. Los asentamientos del hotel fueron aproximadamente de 0.3 m debido a la falla parcial de capacidad de carga y se tuvieron desplazamientos laterales del orden de 1.35 a 4.80 m. La subsidencia de la línea costera ocasionó que el hotel se inundara por el lago aproximadamente 10 a 50 m de dicha línea, ver figura 1.3 y 1.4. Los daños al hotel incluyen la separación de la vieja estructura de la nueva, la cual resultó en el colapso de un pasillo dentro del hotel (Bray *et al.*, 1999). Sin embargo, de acuerdo con estudios presentados por Cetin *et al.* (2002), observaron asentamientos del orden de 0.20 a 0.50 m en los alrededores del hotel, mientras que en la entrada del hotel se presentaron asentamientos de 0.30 m a 0.40 m y desplazamientos laterales del orden de 0.30 a 0.50 m, acrecentándose estos en las zona del borde del lago, alcanzando desplazamientos totales de 2 m para las secciones I, II y III de la figura 1.5. Por otra parte, estudios de Atak *et al.* (2004) y Kanibir *et al.* (2006) basados en técnicas de fotogrametría aérea, reportaron desplazamientos laterales de 3.52 m en la zona del borde del lago. En la tabla 1.1 se presenta un resumen con las deformaciones observadas y medidas en el sitio por diferentes autores.



Tabla 1.1. Resumen de desplazamientos laterales y asentamientos observados en el sitio.

Desplazamientos laterales observados (m)						
Referencia	Borde del lago	SH-4	SH-7	SH-9	Muro 1	Muro 2
Bray <i>et al.</i> (1999)	1.50	--	--	--	1.21	2.27
Cetin <i>et al.</i> (2002)	2.00	1.30	0.70	0.20	--	--
Atak <i>et al.</i> (2004)	3.52		1.40	--	--	--
Asentamientos observados (m)						
Referencia	Entrada del hotel	SH-4	SH-7	SH-9	Muro 1	Muro 2
Cetin <i>et al.</i> (2002)	0.3-0.40	0.75	0.80	0.10	--	--

Identificación de sondeos en el sitio (SH) Sapanca Hotel , ver figura 1.5.

1.2.2. Características geológicas del sitio

El golfo de Izmit se localiza en una dirección Este-Oeste de un sistema de graben activo que es afectada dinámicamente por la interacción de la zona de falla del Norte de Anatolia y el sistema de graben de Marmara. Lo limitan al Norte la Península de Kocaeli y al Sur la Península de Armutlu. Las costas de la bahía Izmit están cubiertas por depósitos del periodo del Holoceno, excepto un área relativamente pequeña compuesta de conglomerados y areniscas. Estos depósitos están constituidos principalmente por arenas de grano fino. En la figura 1.6 se presenta la región de Marmara donde se observa la geología del sitio en estudio, compuesta principalmente por depósitos del Cuaternario y del Mioceno.

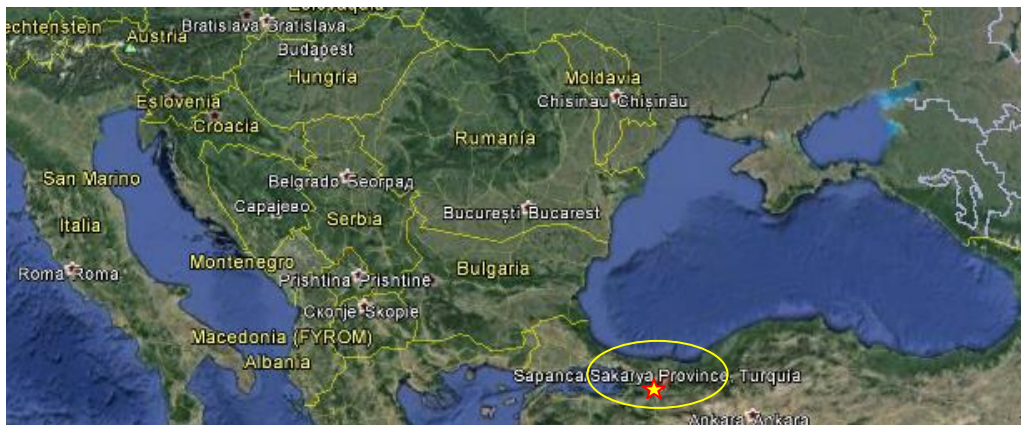


Figura 1.1. Localización de Sapanca, Turquía (Google Earth, 2013).



Figura 1.2. Desplazamientos laterales observados en el estacionamiento del Hotel Sapanca (Aydan *et al.*, 2004).



Figura 1.3. Hundimiento del hotel bajo condiciones finales de licuación (Aydan *et al.*, 2004).



Figura 1.4. Hundimiento del hotel bajo condiciones finales de licuación (Beaty y Byrne, 1999).

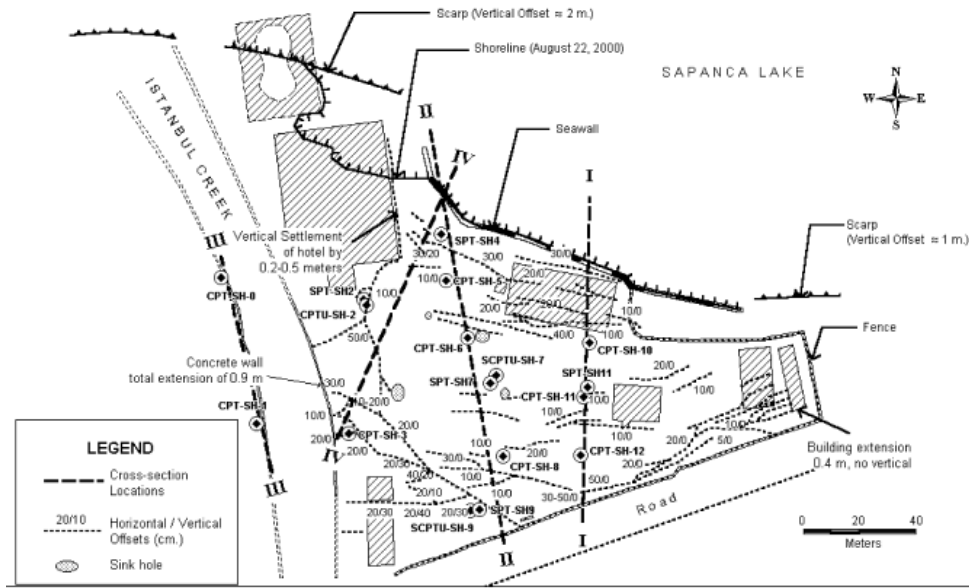


Figura 1.5. Mapa de desplazamientos del sitio Hotel Sapanca (Cetin *et al.*, 2002).

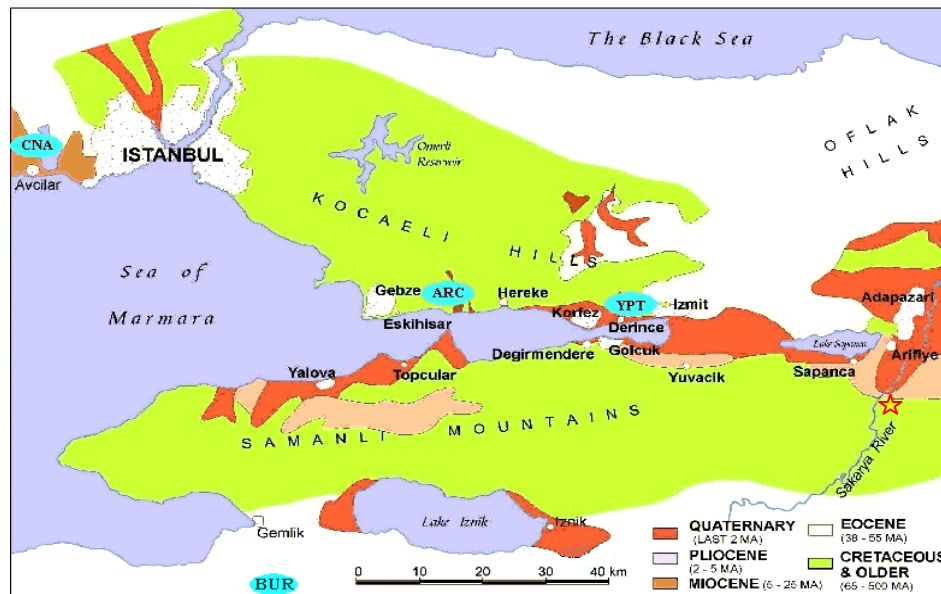


Figura 1.6. Geología de la región afectada por el sismo (Teymur *et al.*, 2000).

1.2.3. Movimientos del suelo

Durante el sismo de Kocaeli (Izmit) ocurrido al Noreste de Turquía, el observatorio de meteorología de Izmit registró aceleraciones máximas del orden de 0.3 a 0.42 g; debido al suelo blando presente en el sitio se cree que hubo amplificación de las aceleraciones máximas en la superficie (Cetin *et al.*, 2004).

La localización de las estaciones sísmicas se muestra en la figura 1.7, en donde se aprecia que la estación más cercana al epicentro se localiza en las instalaciones petroquímicas de Yarimca (YPT). En la tabla 1.2 se presenta la distancia al plano de ruptura de las estaciones y sus respectivos registros máximos. La estación de Gebze registró 0.261 g en la dirección Norte – Sur (NS), 0.14 g en la Este – Oeste (EW) y 0.179 g en la componente vertical (UD), mientras que en la estación Sakarya (SKR) se registró 0.37 g en EW (máxima aceleración observada en este sismo).

Debido a la cercanía del sitio con la estación Sakarya (SKR), se consideró emplear su registro como movimiento de entrada para los análisis de la presente tesis.

Tabla 1.2. Información de estaciones sísmicas.

Estación	Distancia al plano de ruptura (km)	PGA
Arcelik (ARC)	17	0.211
Gebze (GBZ)	17	0.144
Yarimca (YPT)	4.4	0.264
Izmit (IZT)	7.7	0.226
Sakarya (SKR)	3.3	0.370

PGA: aceleración pico del suelo (Peak ground acceleration)

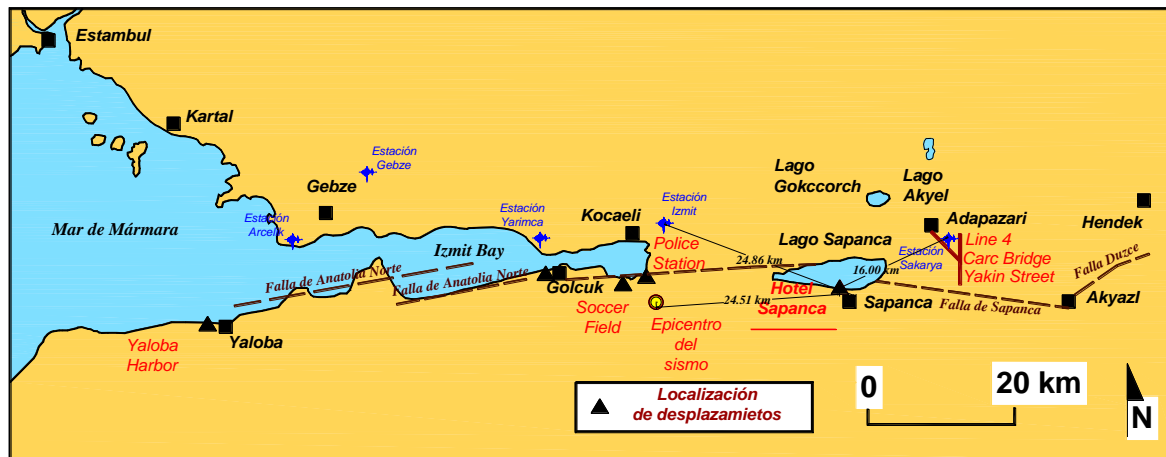


Figura 1.7. Localización del sitio en estudio “Hotel Sapanca”, ubicación de estaciones sísmicas y fallas geológicas (Bray *et al.*, 1999).

1.2.4. Caracterización del suelo

En este trabajo se toman en cuenta los datos de las investigaciones realizadas por Bray *et al.* (1999), los cuales caracterizan el subsuelo en zonas en donde las deformaciones y los movimientos de las estructuras han sido bien documentados. La caracterización del sitio se ha realizado con pruebas de penetración con cono, algunas con medición de presión de poro (CPT y CPT_V), prueba de penetración estándar (SPT) y análisis espectral de ondas cortantes ($SAWS$).



1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Objetivo general

Evaluar el potencial de licuación y los desplazamientos laterales y verticales inducidos por este fenómeno a partir de diferentes metodologías (Métodos de empíricos, análisis de respuesta de sitio y modelación numérica), así como reproducir las características del sismo de Kocaeli, (1999) en Turquía, el comportamiento de los suelos y las incidencias ocurridas durante el evento dinámico.

1.3.2. Objetivos específicos

- a) Compilar la información de los trabajos de campo para la caracterización del suelo, así como las características geológicas y los tipos de fallas que se registraron en el sitio de estudio.
- b) Reproducir los efectos del sismo registrado en una estación cercana al sitio de estudio.
- c) Determinar el potencial de licuación por medio de métodos basados en relaciones empíricas correlacionadas con la prueba de penetración estándar (*SPT*), la prueba de penetración con cono (*CPT*) y con mediciones de velocidad de ondas de corte (*V_s*).
- d) Evaluar el potencial de licuación por medio de un análisis de respuesta de sitio, esfuerzos y deformaciones cortantes dinámicas, emplear el programa *SHAKE-91*.
- e) Evaluar el potencial de licuación por medio de modelos numéricos que simulan el incremento de presión de poro a partir de los cambios volumétricos del suelo. Estos análisis se realizan con un modelo de diferencias finitas empleando el programa *FLAC-2D*, el cual contiene modelos constitutivos que toman en cuenta el incremento de la presión de poro durante cargas cíclicas, y las formulaciones de Finn *et al.* (1975) y de Byrne (1991).
- f) Comparar y analizar los resultados del potencial de licuación por diferentes métodos.
- g) Calibrar la respuesta de campo libre, a partir de la respuesta dinámica con el método de diferencias finitas y la obtenida con *SHAKE-91*, mediante el uso propiedades lineales equivalentes, para simular la no linealidad del suelo.
- h) Determinar los desplazamientos laterales y asentamientos a partir de métodos empíricos y el análisis de diferencias finitas, y compararlos con los medidos en el sitio.

1.4. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

Los alcances de esta investigación son los siguientes:

Se presentan los factores más relevantes del fenómeno de licuación en arenas y se describe el comportamiento de estos suelos ante cargas monotónicas y cíclicas.

Se describen los tipos de licuación asociados al comportamiento de una muestra de arena, los tipos de fallas que se presentan y los factores que influyen en este fenómeno.

Se presentan las metodologías para determinar el potencial de licuación por medio de pruebas de campo: métodos basados en pruebas de penetración estándar (*SPT*), métodos basados en la resistencia por punta del cono (*CPT*) (Método de Robertson y Campanella, 1985; Método de



Robertson y Wride, 1998), y métodos basados en la propagación de ondas de corte (V_s) (Método de Robertson, 1992 y Andrus *et al.*, 2004).

Se describe brevemente la metodología del análisis de respuesta de sitio para determinar el potencial de licuación.

Se exponen los modelos numéricos basados en las formulaciones de Finn *et al.* (1975) y de Byrne (1991) para el incremento de exceso de presión de poro y la evaluación del potencial de licuación.

Se exponen los métodos más empleados para evaluar los desplazamientos laterales y asentamientos inducidos por licuación.

Se presenta el proyecto donde se aplican los métodos para el estudio de la evaluación de licuación, considerando las características del sitio, las propiedades del suelo, las características del sismo y sus parámetros de entrada. Se desarrolla el procedimiento de análisis de licuación recurriendo a los métodos antes descritos.

Se resaltan las consideraciones principales del modelo numérico, tales como, selección de parámetros, calibración del modelo, etapas de cálculo, entre otros.

Se evalúan y discuten los resultados obtenidos, comparando los diferentes métodos de análisis.



CAPÍTULO 2

CONCEPTOS Y GENERALIDADES DE LICUACIÓN DE ARENAS

2.1. DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LICUACIÓN

La licuación de suelos es un fenómeno que se produce en suelos granulares saturados, el cual consiste en la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante debido a un incremento en la presión de poro, inducido por una carga cíclica o monotónica. Este aumento en la presión de poro, provoca que el esfuerzo efectivo del suelo llegue a ser nulo. En este mismo sentido, el criterio de falla de Mohr Coulumb para una arena es:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi' = \sigma'_v \tan \phi' \quad (2.1)$$

Donde σ es el esfuerzo total, u es la presión de poro, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo y ϕ' es el ángulo de fricción interna del material. Esto significa que el contacto entre partículas se pierde debido a la presión del agua, por lo que el suelo se comporta como un fluido.

Es decir, el fenómeno de licuación se desarrolla si $u = \sigma_v$, esto es cuando la relación del exceso de presión de poro llega a ser $r_u = 1.0$. Caso contrario si $u = 0$ y la relación del exceso de presión de poro llega a ser $r_u = 0$ no se desarrolla licuación. Por otro lado, el contacto entre las partículas del suelo se restablece con la disipación de la presión de poro, lo cual produce asentamientos significativos.

En arenas finas y uniformes o en materiales finos no plásticos, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión de poro que se desarrolle tendrá dificultades para disiparse, siendo estos suelos los que presentan mayor riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión de poro, cuando la carga actúa repetidamente en forma cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión de poro, si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que esta se disipe antes de la siguiente aplicación de carga, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este caso puede llegar a presentarse, por ejemplo, bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también en el caso de explosiones y temblores durante o después de los cuales puede presentarse el efecto de resistencia nula (Flores, 2009).

2.2. CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO

2.2.1. Comportamiento monotónico.

Para entender el fenómeno de licuación es necesario estudiar el comportamiento no drenado de una muestra de arena. En la figura 2.1 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) .

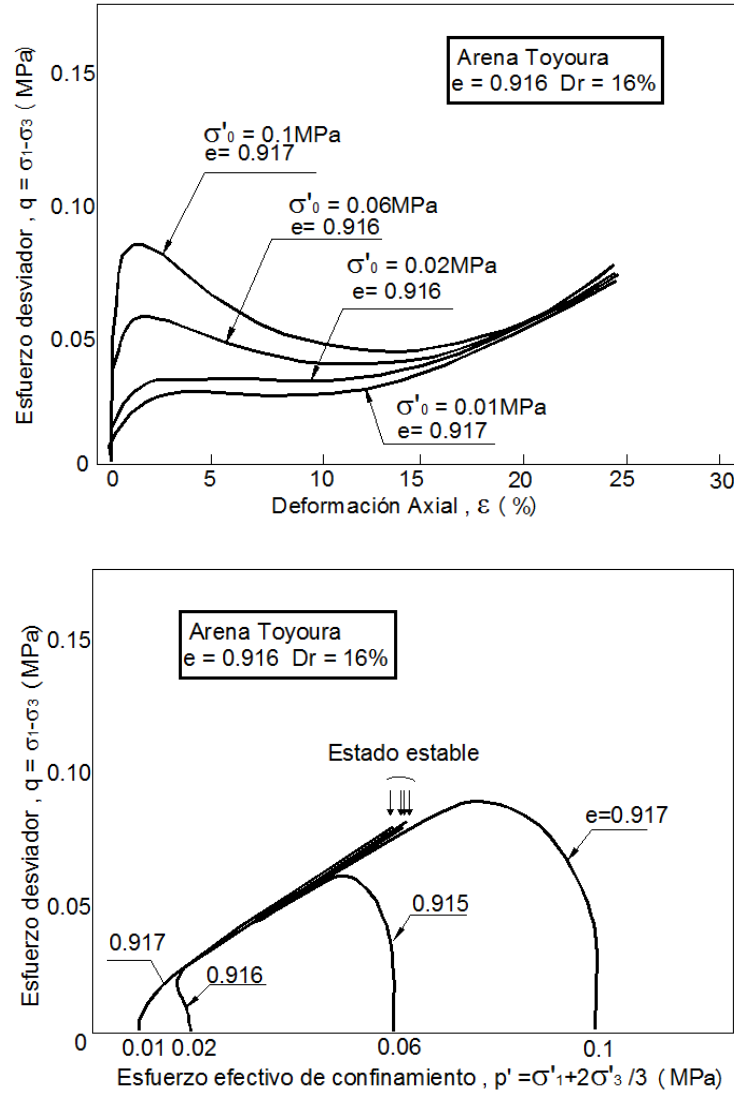


Figura 2.1. Comportamiento no drenado de arenas de Toyoura (Ishihara, 1993).

En la figura 2.1 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 2.2.

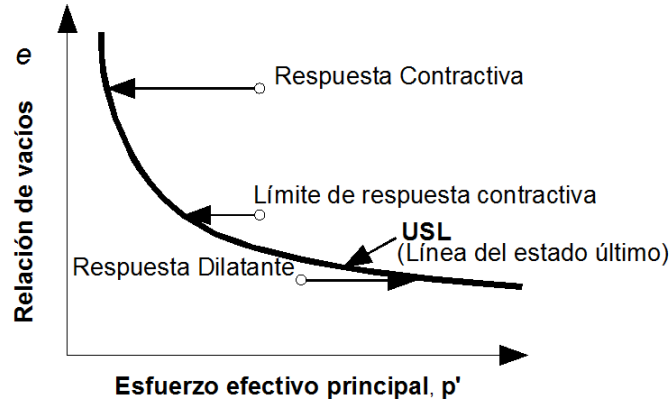


Figura 2.2. Línea del estado último (Robertson, 1997).

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.

Estado suelto

En la figura 2.2 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 2.3 (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 2.3 (c), la cual anula los esfuerzos efectivos y genera que la muestra se licúe, presentando grandes deformaciones denominadas de flujo.

En la figura 2.3 (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.

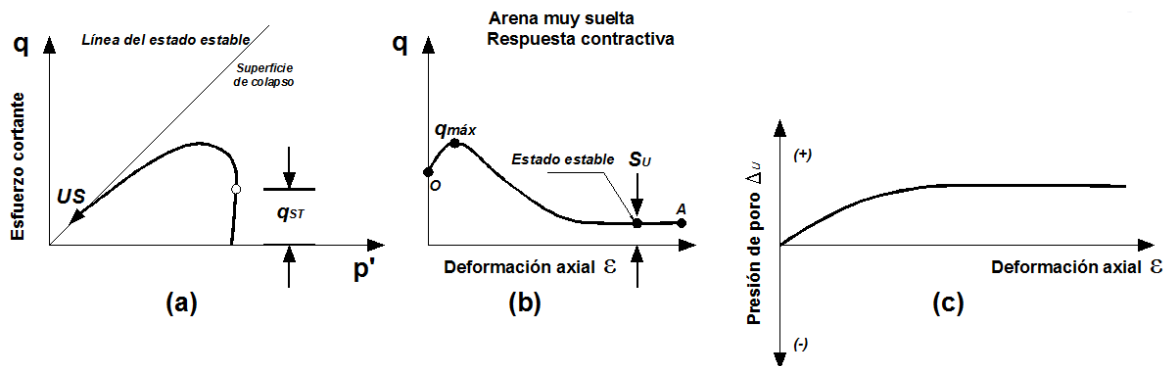


Figura 2.3. Comportamiento de arena muy suelta (Robertson y Wride, 1998).

Estado denso

Para un estado denso, en la figura 2.2 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 2.4 (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 2.4 (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 2.4 (c).

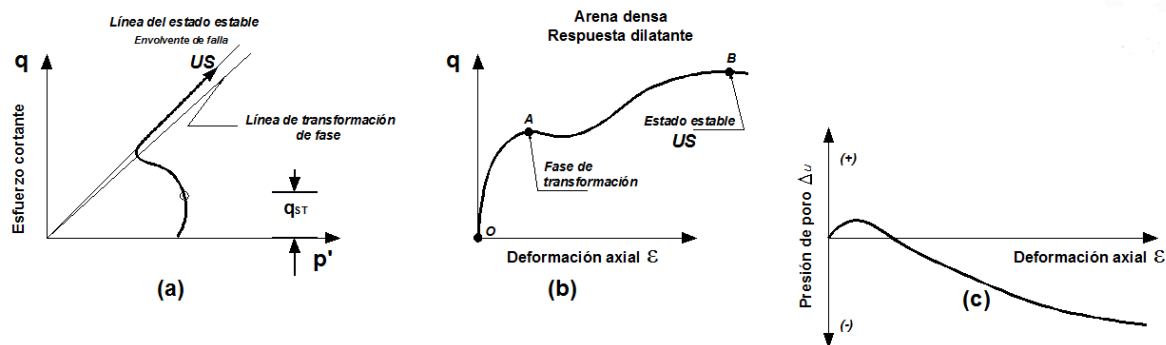


Figura 2.4 Comportamiento de arena en estado denso (Robertson y Wride, 1998).

Estado medio

Finalmente, la muestra de suelo con compacidad media marca una respuesta contractiva que tiende a un estado cuasi-estable (QSS) antes de dilatarse y alcanzar el estado estable, ver Figura 2.2.

En la figura 2.5 (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 2.5 (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 2.5 (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.

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).

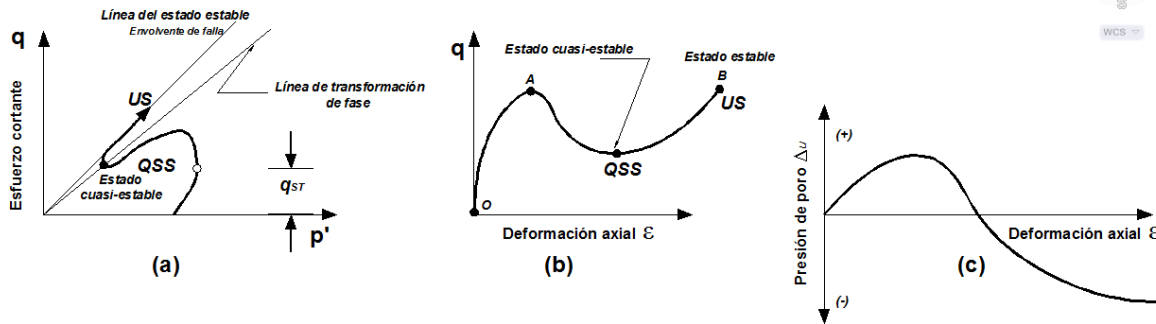


Figura 2.5. Comportamiento de arena en estado medio (Robertson y Wride, 1998).

2.2.2. 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 2.6. Cuando la carga cíclica se detiene las deformaciones también; sin embargo, la redistribución de la presión de poro continúa.

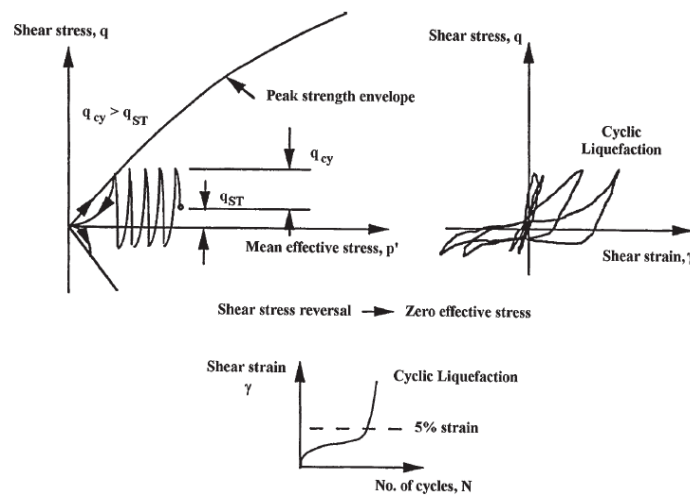


Figura 2.6. Comportamiento cíclico no drenado que ilustra la licuación cíclica de una arena (Robertson y Wride, 1998).

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.

2.2.3. Parámetro de estado

Partiendo de los conceptos del estado crítico y de la mecánica de suelos, el comportamiento de suelos granulares puede relacionarse con su estado inicial respecto a la línea de estado estable, la cual se obtiene graficando la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo medio durante la etapa de falla.

El primer parámetro de estado fue propuesto por Been y Jefferies (1985) y se calcula con la siguiente expresión:

$$\psi_A = e_A - e_{ss} \quad (2.2)$$

Donde e_A , es la relación de vacíos de una muestra en particular (o la de campo) y e_{ss} , es la relación de vacíos correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de campo. Por consiguiente, la arena tendrá comportamiento contractivo cuando $\psi_A > 0$ y dilatante si $\psi_A < 0$.

Por su parte, Verdugo e Ishihara (1991) propusieron el parámetro de estado CD^* :

$$CD^* = \frac{e_o - e_a}{e_o - e_{ss}} \quad (2.3)$$

Donde e_o , es la relación de vacíos que corresponde a la curva de compresibilidad isotrópica de una muestra formada en el estado más suelto posible y e_a , es la relación de vacíos que corresponde a su estado inicial. Cuando $CD^* < 0$ se tiene comportamiento contractivo; $CD^* = 0.7$ indica la transición donde se obtiene la resistencia mínima y $CD^* > 1.0$ significa que el comportamiento es dilatante. (Ovando y Segovia, 1996).

Los estados iniciales que quedan arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan materiales contractivos susceptibles de licuarse, ver figura 2.7.

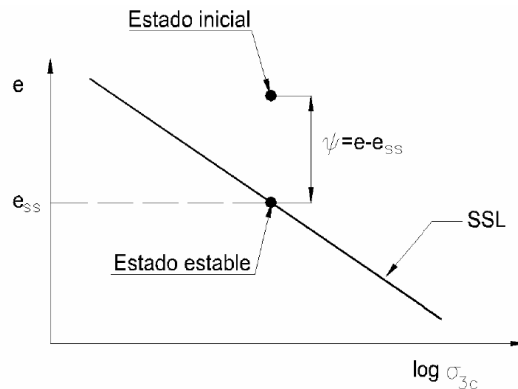


Figura 2.7. Parámetros de estado de Been y Jefferies 1985 (Ovando y Segovia, 1996).



2.3. TIPOS DE LICUACIÓN

Basados en las descripciones mencionadas acerca del comportamiento del suelo a esfuerzos cortantes no drenados en pruebas de laboratorio y observaciones en estructuras geotécnicas, se tienen las siguientes definiciones de licuación.

2.3.1. Comportamiento contractivo

Licuación de Flujo

Está relacionada con la falla de flujo, la cual tiene efectos catastróficos. La licuación de flujo puede ocurrir cuando el esfuerzo cortante que mantiene el equilibrio estático de una masa de suelo es mayor que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en su estado de licuación, para lo cual se generan grandes deformaciones debidas al esfuerzo cortante estático, tal como la elevación del nivel de aguas freáticas (NAF) o una carga rápida no drenada.

Los esfuerzos cíclicos también pueden llevar al suelo a un estado inestable, en el cual su resistencia es suficiente para permitir los esfuerzos estáticos que producen la falla de flujo, tal como una carga por sismo.

Estas fallas se caracterizan por que ocurren de manera repentina, la rapidez con la cual se desarrollan y por las grandes distancias sobre la cual el material licuado se mueve.

Los esfuerzos cortantes estáticos (q_{est}) son mayores que la resistencia cortante última no drenada (S_u).

En general, las fallas de flujo no son comunes; sin embargo, cuando ocurren son catastróficas. Por lo tanto, el diseño contra licuación de flujo debe ser cuidadosamente analizado (Robertson y Wride, 1998).

2.3.2. Comportamiento dilatante

Este fenómeno puede producir deformaciones grandes y permanentes durante un sismo. Este ocurre cuando el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia al esfuerzo cortante cíclico.

Se definen dos tipos: “licuación cíclica y movilidad cíclica”, a continuación se enuncian sus principales características.

Licuación cíclica

- Para que este tipo de licuación ocurra se debe presentar una carga cíclica no drenada, durante la cual se desarrolle el esfuerzo cortante inverso. (ejemplo, ocurre cuando el esfuerzo cortante estático es menor al esfuerzo cortante cíclico, tal como se ilustra en la figura 2.6.

$$q_{est} < q_{cic}$$



- Cuando el esfuerzo efectivo medio es igual a cero, la resistencia al esfuerzo cortante medio no existe. Cuando se aplica el esfuerzo cortante, la presión de poro hace que el material tienda a un comportamiento dilatante, lo que genera grandes deformaciones.
- Las deformaciones durante las cargas cíclicas son muy grandes, pero generalmente se estabilizan cuando la carga cíclica cesa. El resultado de los movimientos se debe a causas externas y su ocurrencia es sólo durante la carga cíclica.

Movilidad cíclica

Las deformaciones producidas por la movilidad cíclica son inducidas por los esfuerzos cortantes estáticos y cíclicos. Estas deformaciones, llamadas desplazamientos laterales, pueden ocurrir sobre pendientes de terreno muy suaves o sobre terreno prácticamente plano, adyacente a cuerpos de agua.

- Para que este tipo de licuación ocurra se deben presentar cargas cíclicas no drenadas, durante el cual el esfuerzo cortante es siempre mayor que cero, en este caso no se desarrolla esfuerzo cortante inverso.
- No se alcanza el esfuerzo efectivo igual a cero.
- Las deformaciones durante la carga cíclica se estabilizarán, a menos que el suelo sea muy suelto y la licuación de flujo se active. Los resultados de los movimientos son debidos a causas externas y ocurre sólo durante la carga cíclica.
- Puede ocurrir en casi todas las arenas, las cuales sean sometidas a una carga cíclica suficientemente grande y con amplia duración.

En un estado muy suelto del material también puede experimentar licuación cíclica o movilidad cíclica; sin embargo, su ocurrencia dependerá de la geometría de la estructura geotécnica.

La figura 2.8 muestra un diagrama de flujo para la evaluación de licuación, de acuerdo con las definiciones arriba mencionadas (Robertson y Wride, 1998).

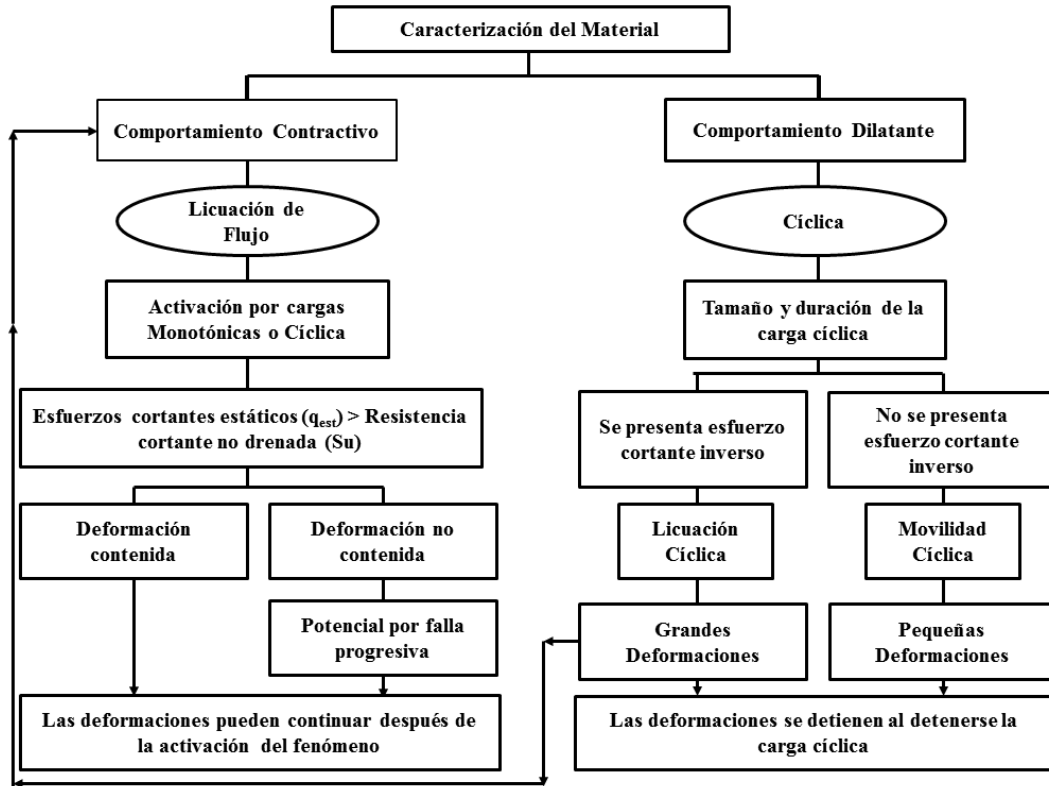


Figura 2.8. Diagrama de flujo para la evaluación de licuación de flujo (Robertson y Wride, 1998).

2.4. INDICATIVOS DE LA OCURRENCIA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN EN SUELOS

El fenómeno de licuación puede afectar en diferentes maneras a edificios, puentes, tuberías enterradas y otras estructuras, además de influir en la naturaleza de la superficie del suelo. Los tipos de fallas asociados a desplazamientos acompañados por el incremento de presión de poro se pueden clasificar, de manera cualitativa en dos tipos de acuerdo a su magnitud: grandes desplazamientos y pequeños a moderados; cada uno asociado a diferentes fenómenos de licuación. En el esquema de la figura 2.9 se presentan sus características y tipos de falla (Robertson y Wride, 1998).

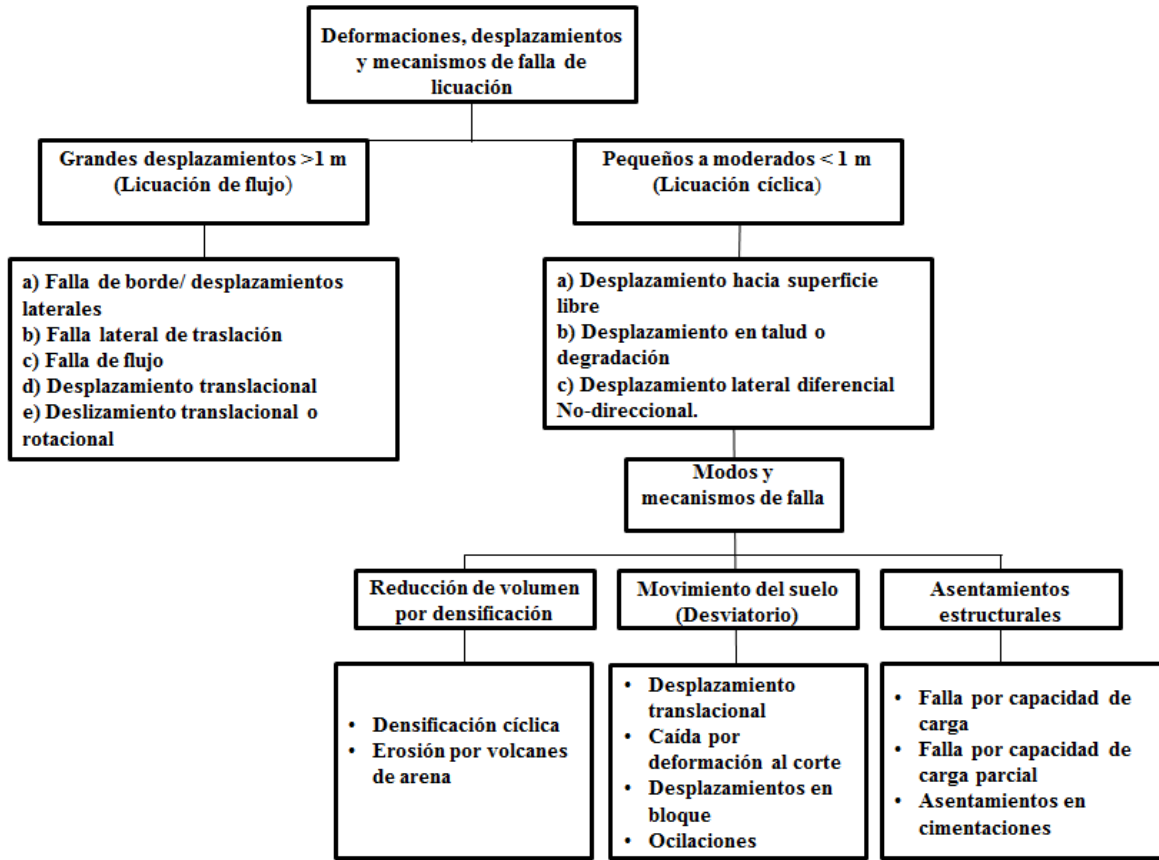


Figura 2.9. Esquema de los tipos de deformaciones y desplazamientos, así como sus mecanismos de falla (Robertson y Wride, 1998).

2.4.1. Fallas bajo grandes desplazamientos

Estos desplazamientos son mayores de 1 m y presentan una caída o reacomodo de la geometría de la masa estructural hasta restablecerse el equilibrio estático. La mayoría de las deformaciones para estos casos ocurre después de que el movimiento ha cesado, de modo que las fuerzas cíclicas inerciales no son muy importantes en ellas. Sin embargo, son fundamentales en la activación del fenómeno de licuación (Figura 2.10).

Falla de flujo

Es el tipo de falla más catastrófico, ya que por lo general desplaza grandes masas de suelo por decenas de metros. Los flujos pueden estar compuestos de suelo completamente licuado o por bloques intactos de material flotando sobre la capa de suelo licuado. Los flujos se presentan en arenas, limos sueltos saturados y en taludes con pendientes superiores a los 3 grados (Youd, 1992).

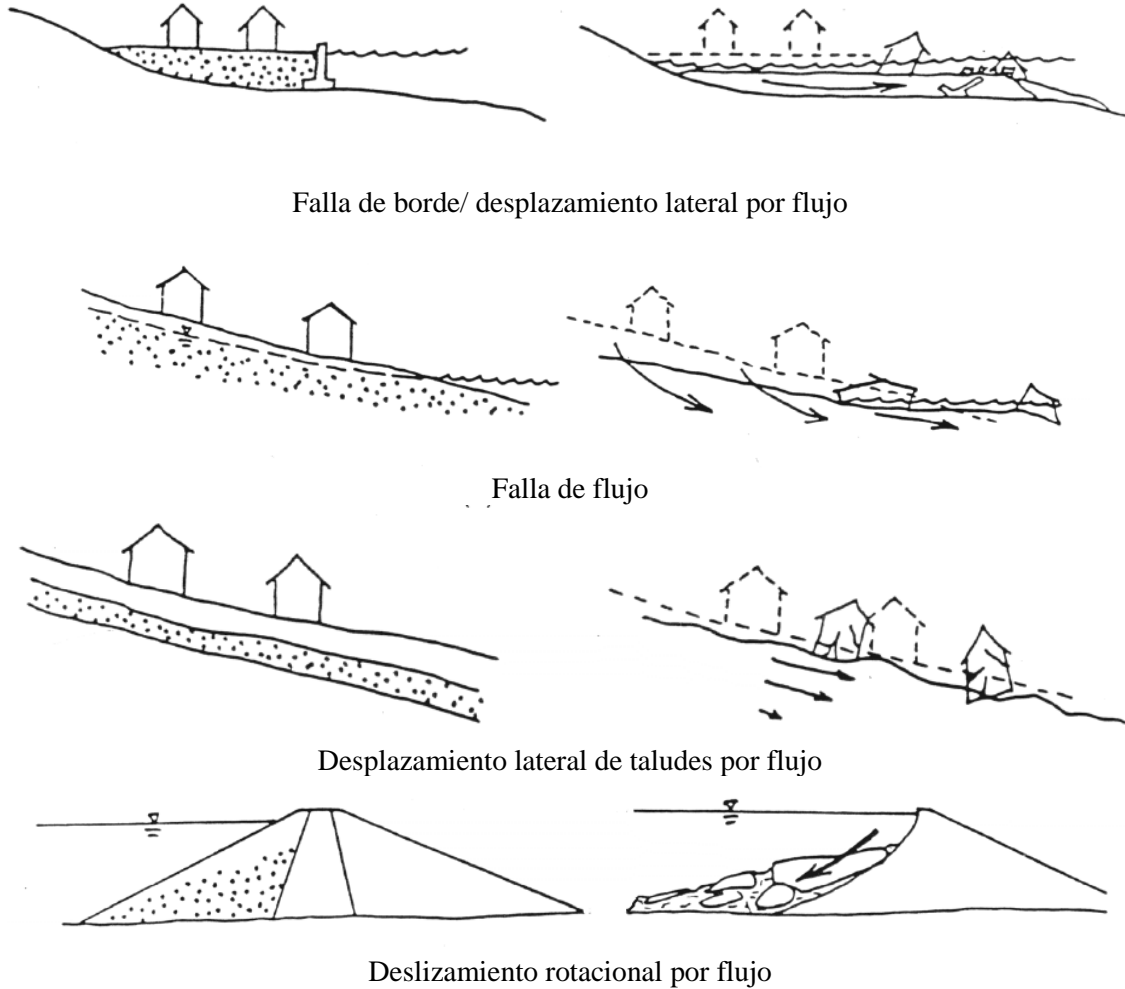
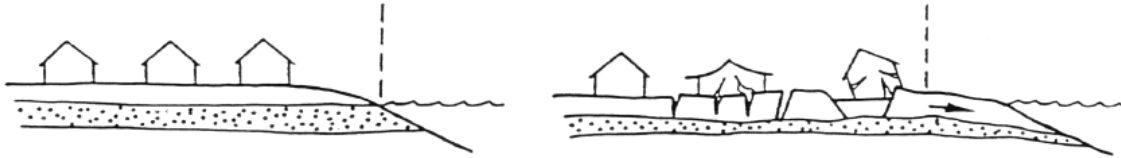


Figura 2.10. Ejemplos de grandes desplazamientos laterales inducidos por licuación (Seed *et al.*, 2003).

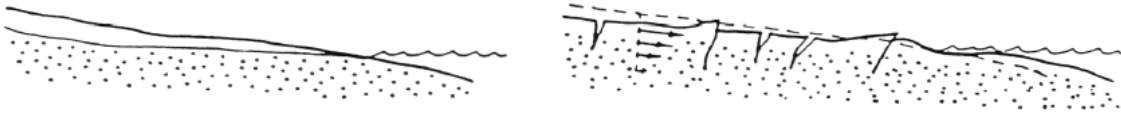
2.4.2. Fallas bajo desplazamientos pequeños o moderados

Estos desplazamientos generalmente son menores de 1 m, y son afectados por fuerzas inerciales cíclicas producidas por el movimiento sísmico, además son controlados en gran parte por ciclos que inducen presión de poro, generando dilatación.

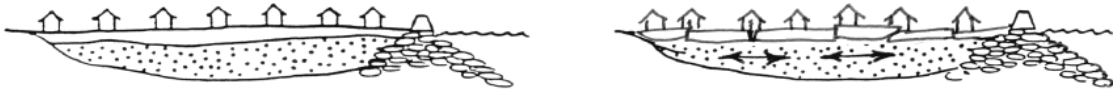
Los diferentes modos o mecanismos de deformación son: desplazamiento lateral limitado, desviación del suelo y desplazamientos verticales, en la figura 2.11 y 2.12 se presenta un esquema de estos.



Desplazamientos hacia superficie libre



Desplazamientos laterales en taludes

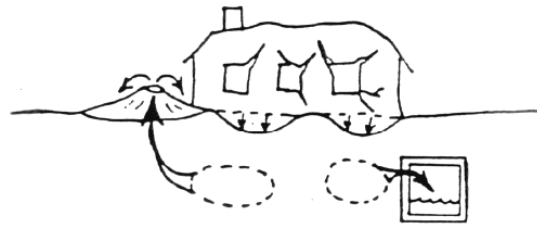


Desplazamientos laterales diferenciales en ambas direcciones

Figura 2.11. Desplazamientos limitados del suelo inducidos por traslación lateral (Seed *et al*, 2003).



Densificación cíclica y/o
reconsolidación volumétrica

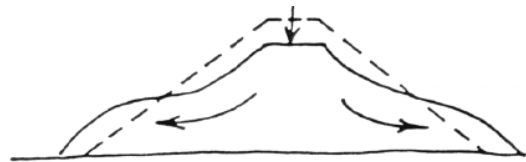


Pérdida de volumen del suelo por
erosión (volcanes de arena)

Pérdida de volumen del suelo



Desplazamiento rotacional o
traslacional del sitio



Caída o deformación
cortante límite

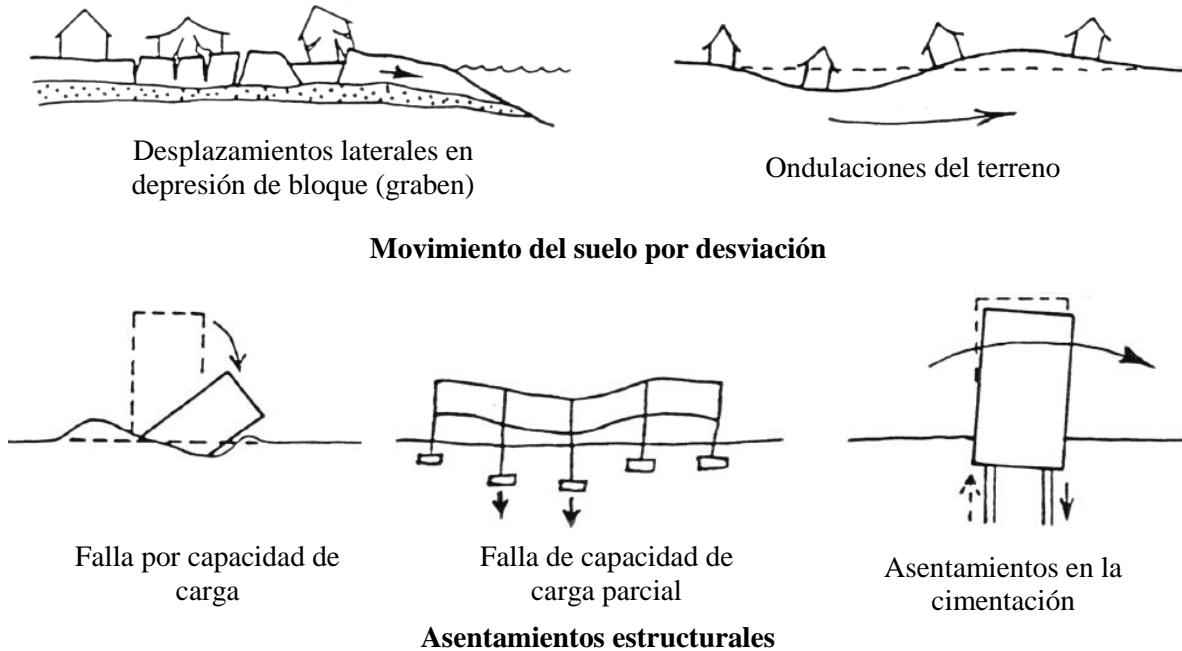


Figura 2.12. Modos de desplazamientos verticales del suelo inducidos por licuación (Seed *et al.*, 2003).

Asentamientos (densificación cíclica)

En muchos casos el peso de la estructura es muy ligera por lo que no se desarrollan los asentamientos asociados con las pérdidas de capacidad de carga; sin embargo, pueden ocurrir pequeños asentamientos cuando la presión de poro se disipa. Este tipo de asentamientos causan daños menores que los producidos por fallas de flujo, desplazamientos laterales o pérdidas de capacidad carga.

Desplazamiento lateral de taludes

Involucra el desplazamiento de grandes bloques de suelo como resultado de la licuación. El desplazamiento ocurre como consecuencia de la combinación de las fuerzas de gravedad y las inerciales generadas por el sismo. Los desplazamientos laterales se presentan por lo general en pendientes suaves, comúnmente menores a los 3 grados, y en las cercanías a un canal o un río (Youd, 1992).

Erosión debido a volcanes de arena

Este tipo de volcanes se presentan cuando se generan presiones de poro muy altas, las cuales obligan a que el agua fluya rápidamente hacia la superficie formando pequeños volcanes de arena. Este flujo ascendente de agua puede ocurrir durante o después de un sismo. Los volcanes de arena indican también zonas de posibles asentamientos, ver figura 2.13.



Figura 2.13. Volcanes de arena debido a licuación en Nueva Zelanda (Opus International Consultants, 1987).

Oscilaciones del terreno

Ocurre en donde el terreno es plano o la pendiente es demasiado suave para permitir desplazamientos laterales. La licuación de estratos subyacentes ocasiona oscilaciones que no dependen de las capas superficiales, la cual se manifiesta hacia los lados, arriba y abajo en forma de ondas. En general, dichas oscilaciones se acompañan por la apertura y cerramiento de fisuras en el suelo, y la fractura de estructuras rígidas como los pavimentos y tuberías (Youd, 1992).

Pérdida de la resistencia de capacidad de carga

Cuando el suelo que soporta un edificio u otra estructura se licua y pierde su resistencia, se pueden presentar grandes deformaciones en su interior, las cuales hacen que las estructuras superficiales se asienten y/o se inclinen. Las fallas más espectaculares que se conocen por este fenómeno ocurrieron en el sismo de Niigata, Japón, en 1964, ver figura 2.14 (Youd, 1992).

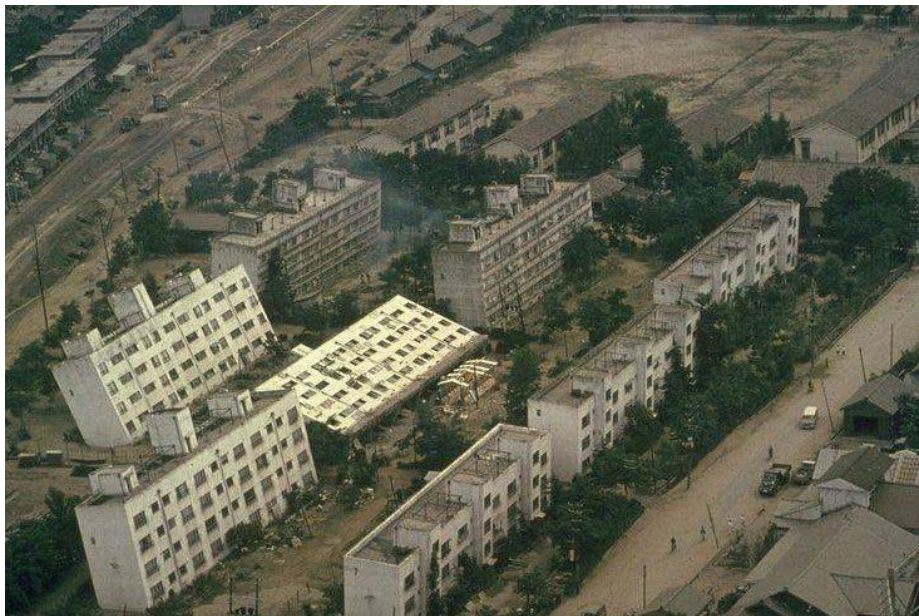


Figura 2.14. Colapso de edificaciones por licuación en el terremoto de Niigata, Japón (Penzien, 1964).



2.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN DE ARENAS.

Existen diferentes factores que intervienen en la determinación del potencial de licuación de un suelo, como la historia sísmica, la geología y factores basados en observaciones experimentales de laboratorio (propiedades índice, condiciones iniciales de esfuerzo-deformación y características de la sollicitación); estos últimos son difíciles de controlar de manera precisa en laboratorio. A continuación se describen cada una de éstas, las cuales son necesarias en un estudio de licuación.

2.5.1. Condiciones del sitio

Para un estudio de licuación primero debe de hacerse una investigación de las condiciones del sitio, en que se invstigue información como: historia sísmica, la geología del lugar, nivel de aguas freáticas y topografía. Estos factores sirven para evaluar la susceptibilidad de licuación de manera cualitativa de un depósito.

2.5.2. Historia Sísmica

Mucha de la información acerca del fenómeno de licuación ha sido gracias a las investigaciones realizadas después de un sismo. Youd en 1984 menciona que la licuación puede ocurrir en un mismo sitio, siempre y cuando las condiciones del suelo y el nivel de agua permanezcan sin cambios.

Ambraseys (1988) mediante una recopilación de datos, mostró que los efectos de licuación están confinados a una zona dentro de una distancia en particular de la fuente sísmica, aunque no necesariamente garantiza que pueda ocurrir la licuación.

2.5.3. Geología

El ambiente hidrológico del depósito de suelo y la edad contribuyen a la susceptibilidad de licuación (Youd *et al.*, 1977).

Depósitos de suelo con una distribución granular uniforme y en estado suelto son propensos a una alta susceptibilidad de licuación, también depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados. El fenómeno de licuación también ha sido observado en abanicos aluviales, playas y estuarios. La susceptibilidad de depósitos viejos es generalmente baja respecto a depósitos nuevos. Depósitos granulares saturados de la era del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno.

Dependiendo de la intensidad del sismo, la licuación sólo ocurre en depósitos granulares saturados y ésta decrece con el incremento de la profundidad del nivel de aguas freáticas; los efectos de licuación son más comunes con niveles de aguas superficiales.

2.5.4. Otros factores

Otros factores importantes son la configuración del terreno, la inclinación del suelo y la profundidad de las aguas freáticas, los cuales según las definiciones mencionadas anteriormente, aumentan la probabilidad de licuación o están asociadas a una falla en particular o a un tipo de licuación.

2.6. CARACTERIZACIÓN DEL DEPÓSITO

Para la evaluación del potencial de licuación es necesario determinar la susceptibilidad natural de los depósitos a dicha condición, por ello es importante conocer las propiedades del suelo, mediante pruebas de laboratorio o pruebas en campo. A continuación se enlistan las pruebas de laboratorio para la caracterización de un suelo potencialmente licuable.

2.6.1. Granulometría

Se pueden establecer límites en las curvas granulométricas definiendo fronteras que separan los suelos licuables de los no licuables (Figura 2.15). La frontera inferior, condicionada por el tamaño de las partículas, muestra la influencia del contenido de finos en la disminución de la tendencia del suelo a densificar. Los finos plásticos hacen más difícil la liberación de las partículas de arena para moverse unas con respecto a otras, buscando un arreglo más denso (National Research Council, 1985). Por lo tanto, el contenido de finos es un elemento importante en la ocurrencia o no del fenómeno de licuación y éste ha sido tomado en cuenta en los métodos de predicción “*In Situ*”. La frontera superior es significativa, porque está asociada a la permeabilidad de materiales más gruesos. De esa manera, incrementando la permeabilidad, se incrementa la capacidad de drenaje, por ende, la velocidad con que se pueden disipar las presiones de poro.

Respecto a su graduación, los suelos bien graduados son menos susceptibles de licuarse que los uniformemente graduados. Esto se debe al reacomodo de las partículas más pequeñas, las cuales llenan los huecos dejados por las partículas grandes bajo condiciones drenadas, produciendo un menor cambio de volumen y por ende un menor incremento en la presión de poro.

En la figura 2.15, también se pueden observar las envolventes de las curvas granulométricas correspondientes a suelos que se han licuado en sismos previos (Henríquez, 2007).

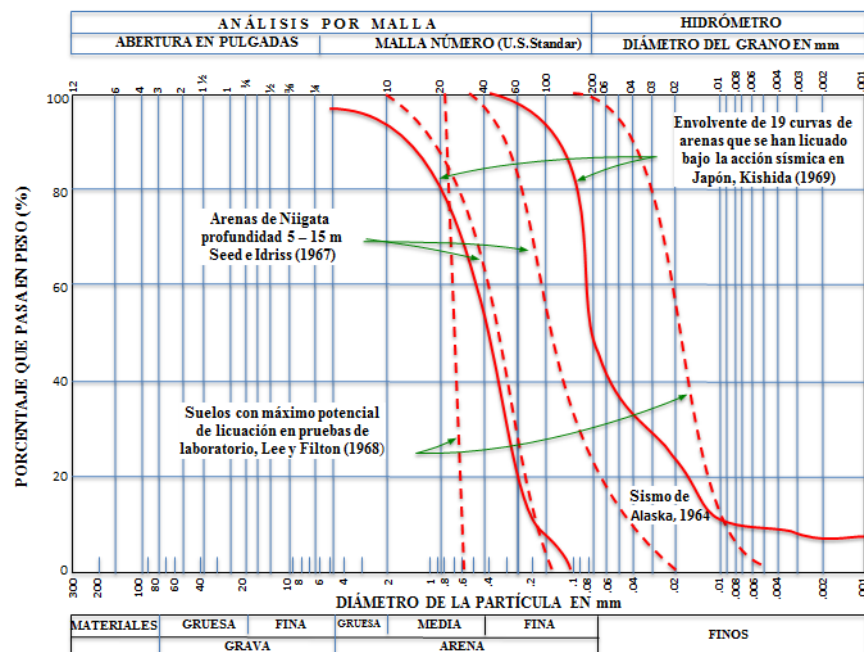


Figura 2.15. Granulometría de algunos suelos que se han licuado (Henríquez, 2007).

2.6.2. Influencia del contenido de finos

Según Ovando y Mesa (1991), al tener más materia fina como limos y arcillas, la resistencia a la licuación aumenta, pero diferentes pruebas muestran que la inclusión de materia fina produce un efecto contrario (Ford, 1985; Ovando, 1986; Georgiou *et al.*, 1990). Esto provoca que en los materiales finos en pequeñas cantidades (del 3 al 8 %) disminuya el número de contactos intergranulares y la resistencia al esfuerzo cortante, y por tanto el depósito sea propenso a licuarse. Cuanto más finos se agreguen en condiciones de carga no drenada, la capacidad para generar presiones de poro aumenta, al igual que su potencial de licuación. Sin embargo, una cierta cantidad de finos dentro del suelo contribuyen a tomar los esfuerzos cortantes y a partir de este porcentaje umbral, el comportamiento del material será semejante al de las partículas finas, disminuyendo su potencial de licuación

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 y Seed e Idriss, 1982). De acuerdo con este criterio, los suelos finos (cohesivos) graficados arriba de la línea A de la carta de plasticidad son considerados potencialmente licuables si cumplen con las siguientes características (ver figura 2.16):

Fracción más fina que 0.005 mm \leq 15 %

Límite Líquido, (LL) \leq 35 %

Contenido de agua \geq 0.9 LL

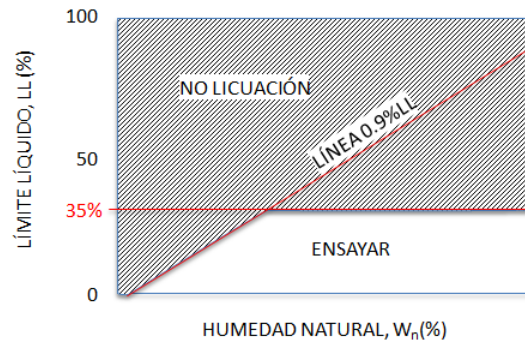


Figura 2.16. Criterio Chino Modificado (Wang ,1979 y Seed e Idriss, 1982).

Sin embargo, los sismos ocurridos en las ciudades de Adapazari y Kocaeli (Turquía), en Wu Feng, en Lin Yuan y Nantou (Taiwan) en 1999, presentaron grandes daños debido a licuación. En sitios con contenido de finos mayor que el especificado en el criterio Chino modificado. Esto dio paso a que expertos en el campo re-evaluaran dicho criterio para definir el tipo de suelos finos vulnerables a la licuación.

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 al comportamiento observado en campo, estos autores sugieren lo siguiente:

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 Chino modificado.



2. La transición en el comportamiento de suelos de plasticidad aun mayor, y que no parecen ser propensos a la generación de presión de poro cíclica, la pérdida de resistencia es gradual en lugar de brusca.

En la tabla 2.1 se presentan las conclusiones del criterio de Andrews y Martin (2000).

Tabla 2.1. Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas (Andrews y Martin, 2000)

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

NOTAS

1. Límite líquido determinado con aparatos de percusión (Copa de Casagrande).
2. Tamaño de partícula de arcilla menor de 0.002 mm.

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

Se recomienda que se deje de emplear el Criterio Chino Modificado, ya que una de sus limitaciones considera que el porcentaje de finos es de menor importancia que la contribución de estos a la plasticidad. Además de que existen casos de licuación de suelos en donde el porcentaje de finos ha sido entre 10 y 15 % (Seed *et al.*, 2003).

En la figura 2.17 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 de agua sea superior al 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, debido a ello, deben realizarse ensayos sobre muestras inalteradas. 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.

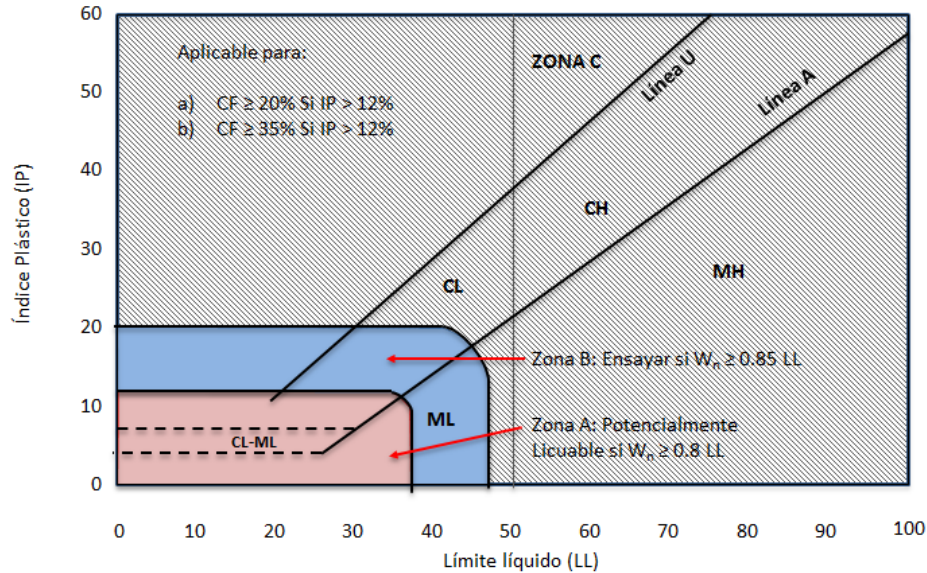


Figura 2.17. Recomendaciones acerca de la evaluación de la susceptibilidad de licuación de suelos cohesivos (Seed *et al.*, 2003).

2.6.3. Forma de las partículas del suelo

Suelos con partículas de formas redondeadas tienden a densificarse más fácil que los de forma angular. Las partículas de formas redondeadas frecuentemente son de origen fluvial o aluvial, en donde es común encontrar depósitos de suelos sueltos saturados, con alta susceptibilidad de licuación.

2.6.4. Relación de vacíos (e)

La relación de vacíos es un factor importante en la determinación de la relación de esfuerzo-deformación de un material granular; sin embargo, no debe considerarse como el único parámetro que determina el comportamiento de los materiales. Además influye en los cambios de volumen, el cual a su vez afecta la magnitud y el cambio de la presión de poro para un material sometido a carga no drenada. Autores como Casagrande (1936), Castro (1969), Poulos *et al.*, (1985) han publicado relaciones entre este factor y la resistencia de materiales granulares.

2.6.5. Densidad relativa (D_r).

Es uno de los parámetros más importantes que gobierna el comportamiento de una arena. Es decir, la resistencia al cortante, los asentamientos y el potencial de licuación dependen de este factor. Las arenas densas (material con relación de vacíos pequeña y una densidad relativa mayor al 65 %), son menos susceptibles a la licuación que las arenas sueltas, ver Figura 2.18.

Generalmente, se acepta que una arena es licuable si $D_r < 65\%$ (Ovando y Segovia, 1996). Sin embargo, se ha encontrado que algunas arenas son licuables aún para valores de D_r cercanos al 80 %, dependiendo de factores como la forma de las partículas, la cantidad y tipo de finos y el esfuerzo de confinamiento (Ovando y Romo, 2004).

Sin embargo, la densidad relativa por definición tiene las mismas desventajas que la relación de vacíos. Entre ellas está la determinación precisa de la máxima y la mínima compacidad del material y la falta de procedimientos estándar universalmente aceptados para su valoración (Ovando, 1986).

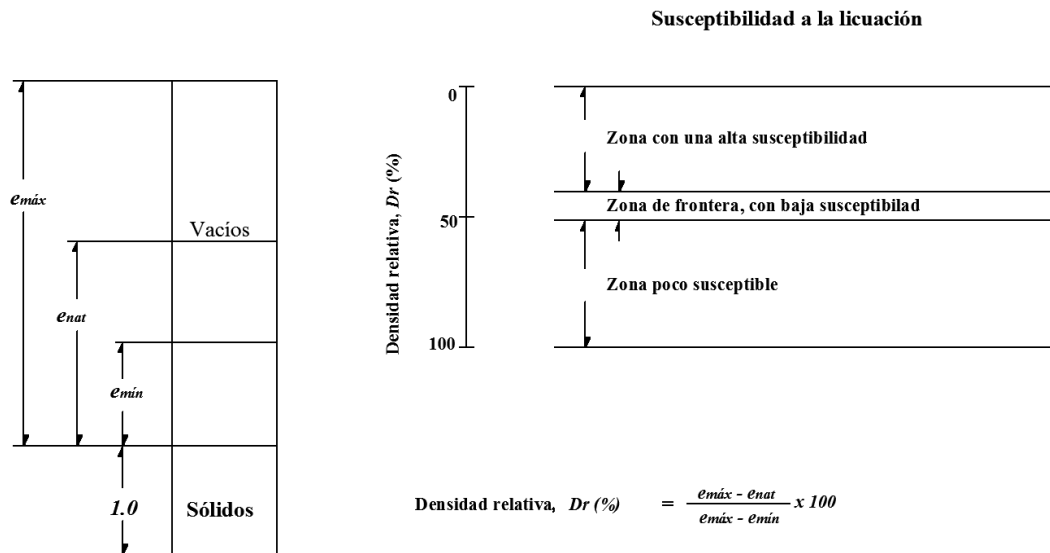


Figura 2.18. Concepto de densidad relativa (Henruez, 2007).

2.7. CONDICIONES INICIALES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN

Corresponden a las características de la historia previa de esfuerzos o deformaciones que ha soportado el suelo. A continuación se describen estos factores.

2.7.1. Esfuerzo confinante inicial

Los ensayos de laboratorio han permitido comprobar que para una misma 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, debido a lo anterior, y a las evidencias de campo con que se cuenta, se puede decir que difícilmente se presenta el fenómeno de licuación a profundidades superiores a los 20 metros (Henruez, 2007). Por lo que la susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar el esfuerzo de confinamiento.

2.7.2. Historia previa de deformaciones

Finn, Bransby y Pickering (1970) estudiaron por primera vez este factor, el cual es de importancia debido a que las características del fenómeno de licuación están influenciadas por la historia previa de deformaciones. Otras investigaciones permitieron demostrar que para un número de ciclos dado, las muestras de arena sometidas a perturbaciones previas que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel, requieren una relación de esfuerzos cíclicos mayor para licuarse.



2.7.3. Historia previa de esfuerzos

Finn, Bransby y Pickering (1970) presentaron los resultados de ensayos de laboratorio, en donde se presenta que una muestra previamente licuada es susceptible a licuarse nuevamente. El estudio mostraba una muestra de arena con $Dr = 50\%$ y un esfuerzo de confinamiento de 200 kN/m^2 sometida a carga cíclica, la cual presentó una deformación de flujo o movilidad cíclica en la parte de extensión en el ciclo N° 25. Después de 29 ciclos fue reconsolidada bajo un esfuerzo de 200 kN/m^2 y se dejó drenar, lo cual incrementó su Dr a 60% . Después de continuar con la aplicación de la carga cíclica, la muestra experimentó licuación en la parte de extensión y en el ciclo N° 1. (Finn *et al.*, 1970).

2.7.4. Depósitos de grava

Materiales gruesos como las gravas; son potencialmente vulnerables a la generación de presión de poro cíclica. Existen casos documentados de licuación de partículas gruesas (Evans, 1987; Harder, 1988; Hynes, 1988; Abdus, 1994). Sin embargo, estos suelos dependen del comportamiento del contenido de finos.

- Al ser más permeables, estos disipan rápidamente la presión de poro generada y
- Debido al tamaño de sus partículas, estos suelos raramente son depositados en estado suelto. Con mayor frecuencia se encuentran mezclados con suelos finos arenosos, los cuales puede variar de un estado muy denso a muy suelto.

La aparente ventaja de permeabilidad de los depósitos de grava puede disminuir debido a que las partículas se encuentran encapsuladas por material fino menos permeable, si el drenaje es impedido por la presencia de suelos finos en los vacíos del suelo, o si la capa de suelo grueso tiene un espesor considerable, lo cual provoca que la distancia sobre la cual debe ocurrir el drenado sea grande durante un sismo. En estos casos, estos depósitos se deben considerar potencialmente licuables y deberán ser evaluados (Seed *et al.*, 2003).

2.8. CARACTERÍSTICAS DE LA MAGNITUD DEL SISMO

Si la excitación es de intensidad suficiente, cualquier suelo granular con una relación de vacíos mayor que la mínima es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia. Los terremotos generan componentes de la aceleración y por ende esfuerzos en las tres direcciones principales. El esfuerzo más crítico, desde el punto de vista de la licuación, surge de la propagación vertical de las ondas tangenciales horizontales. La componente vertical no se considera de importancia porque son de naturaleza dilatante y serán completamente absorbidas por la presión intersticial.

Evidencias de campo (Seed e Idriss, 1970) demuestran que arenas sueltas han resistido sismos de poca intensidad ($a_{m\acute{a}x} = 0.05 \text{ g}$) pero que se han licuado ante la acción de sismos intensos ($a_{m\acute{a}x} = 0.16 \text{ g}$). De lo anterior se concluye que la resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado.

2.8.1. Número de ciclos de esfuerzo

A través de estudios de laboratorio se ha podido observar que en una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o de deformación definido, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número de ciclos de esfuerzo adecuado a cada caso (Figura 2.19). Esto tuvo su



confirmación “*in-situ*”, durante el terremoto de Alaska de 1964, ya que allí los deslizamientos ocurrieron después de 90 segundos de comenzado el sismo.

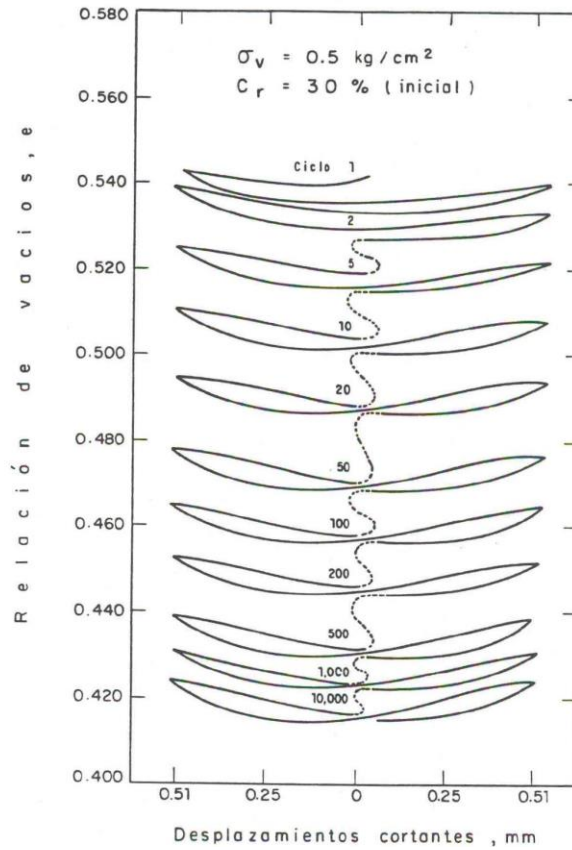


Figura 2.19 Relación de vacíos vs historia esfuerzo-deformación en una prueba drenada de esfuerzo cortante cíclico sobre arena de Ottawa C-119 (Youd, 1972).



CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE LICUACIÓN

Para el estudio de licuación de suelos se ha definido un estándar en la práctica profesional, el cual incluye las siguientes etapas: evaluación del potencial de licuación, análisis de estabilidad, análisis de desplazamientos y mitigación del riesgo de licuación. Las cuales son importantes para el diseño definitivo de proyectos de ingeniería que tratan con suelos potencialmente licuables.

3.1. DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Para la determinación del potencial de licuación, generalmente se siguen los métodos empíricos recomendados por el Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica (NCEER-1998) (Youd *et al.*, 2001), presentados por primera vez por Seed e Idriss (1971) y conocido como procedimiento simplificado. Este método ha llegado a ser un estándar en la práctica, el cual se evalúa por medio de un factor de seguridad contra licuación y se define como:

$$FS_{lic} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{(\tau_{prom} / \sigma'_v)_{crit}}{(\tau_{prom} / \sigma'_v)} \quad (3.1)$$

Donde la relación de resistencia cíclica (*CRR*) representa la capacidad de resistencia del suelo y la relación de esfuerzo cíclico (*CSR*) representa la fuerza que actúa en el suelo.

Cuando el valor del factor de seguridad contra licuación es menor que la unidad se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada, ver figura 3.1. 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 *et al.*, 2001). Según el Building Seismic Safety Council (BSSC, 1997) cuando se usa el método de Seed e Idriss (1971) para estructuras típicas, se requiere como mínimo un valor de $FS_{lic} \geq 1.2$ y en el caso de estructuras críticas un $FS_{lic} \geq 1.5$.

El cálculo del *CSR* se basa en la aceleración horizontal máxima y se determina por medio de un análisis de respuesta de sitio o con el procedimiento simplificado. Por otra parte, el *CRR* se estima comúnmente por métodos indirectos, tales como pruebas de campo.

3.1.1. Determinación del *CSR* (método simplificado Seed e Idriss, 1971)

Para la evaluación del *CSR*, Seed e Idriss (1971) formularon la siguiente expresión:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (3.2)$$

Donde $a_{m\acute{a}x}$, 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 que tiene en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo, ver figura 3.2.

Para la aplicación de este método se requieren determinar la magnitud del sismo (M_w) y la máxima aceleración horizontal ($a_{m\acute{a}x}$) del suelo. Estos factores caracterizan la duración e intensidad del sismo.

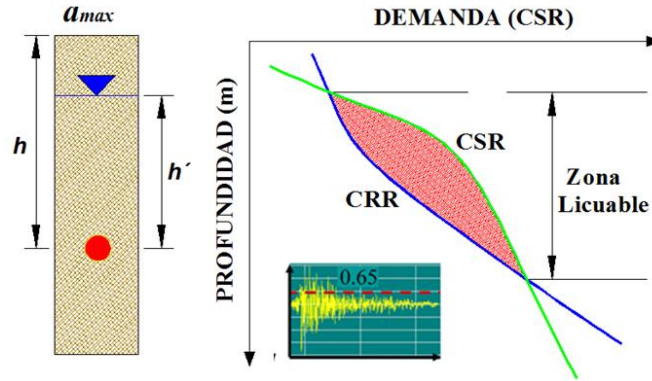


Figura 3.1. Esquema de relación de esfuerzo cíclico (CSR).

El valor del factor de reducción (r_d) se determina a partir de la Figura 3.2. Para efectos prácticos se pueden utilizar las siguientes ecuaciones para estimar el valor promedio de r_d (Liao y Withman, 1986).

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15m \quad (3.3a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9.15m \leq z \leq 23m \quad (3.3b)$$

Donde z es la profundidad.

En la figura 3.2 se presentan los principales valores de r_d calculados con las ecuaciones (3.3a) y (3.3b), en esta figura se observan los valores límite de r_d y el incremento de estos con la profundidad (Golesorkhi, 1989). Para facilitar el cálculo de r_d , Blacke (1996) aproximó la curva promedio de la figura 3.2 con la siguiente ecuación.

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2} \quad (3.4)$$

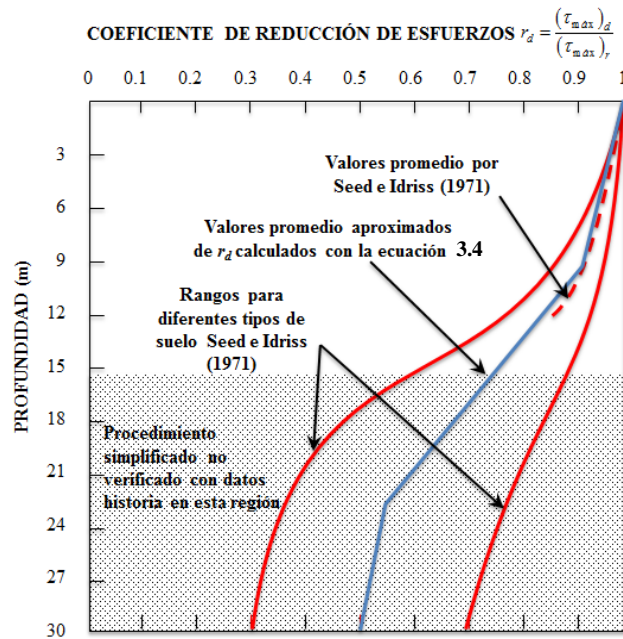


Figura 3.2. Curvas de valores de r_d contra profundidad (Youd *et al.*, 2001).



3.1.2. Determinación del *CSR* por análisis de respuesta de sitio (método lineal equivalente)

El análisis de respuesta de sitio permite predecir el movimiento del suelo y con ello determinar espectros de respuesta de sitio, esfuerzos y deformaciones dinámicas para la evaluación del riesgo de licuación, así como las fuerzas que induce el sismo y que pueden conducir a la inestabilidad del depósito de suelo o estructura geotécnica. Comúnmente el análisis de respuesta de sitio se calcula a partir del método lineal equivalente, el cual tiene una amplia aceptación en la ingeniería geo-sísmica. A partir de este método 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.

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

$$CSR = 0.65 \frac{(\tau_{m\acute{a}x})_d}{\sigma'_v} \quad (3.5)$$

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 3.5 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.

El método 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 3.3. Este procedimiento analítico incorpora la no-linealidad del comportamiento del suelo por medio de propiedades lineales equivalentes, tales como el módulo de rigidez al esfuerzo cortante G/G_{max} y la relación de amortiguamiento (ξ) que representa la pérdida de energía del suelo.

A continuación se presentan las etapas involucradas en el procedimiento:

- 1.-Determinación de las características del movimiento sísmico (selección del acelerograma)
 - Aceleración máxima
 - Periodo fundamental
 - Duración efectiva del sismo
- 2.-Determinación de las propiedades dinámicas de los depósitos del suelo.
 - Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte del suelo (G)
 - Curvas de relación de amortiguamiento (ξ) en función de la deformación al esfuerzo cortante.
- 3.-Cálculo de la respuesta dinámica del depósito de suelo al movimiento de la base (Método de análisis unidimensional)

De manera general, la teoría de propagación de onda cortante a través del medio causa desplazamientos horizontales, los cuales deben satisfacer la ecuación de onda para un movimiento armónico de frecuencia ω con el propósito de encontrar las aceleraciones máximas, los esfuerzos y deformaciones cortantes en un plano horizontal (Kanai, 1951). En el Anexo 1 se presenta el desarrollo de dicha teoría.

Este análisis ha sido codificado por Schnabel *et al.* 1972 en el programa SHAKE y modificado por Idris en el programa *SHAKE 91* y se utilizará en los análisis del capítulo 4 de esta tesis.

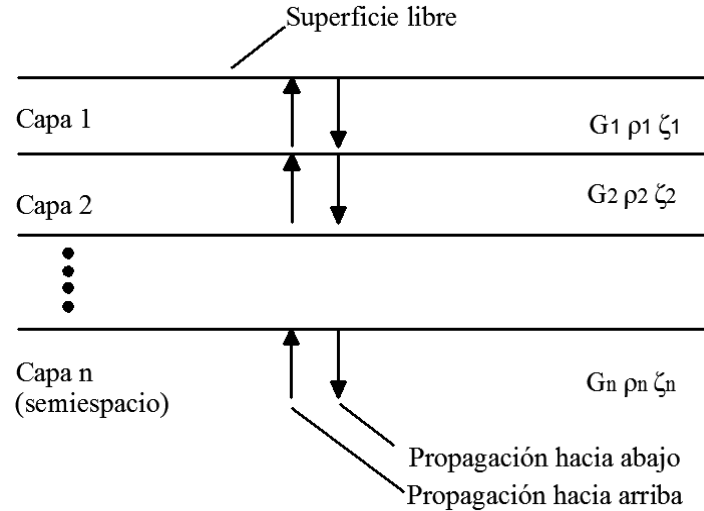


Figura 3.3. Sistema unidimensional (Schnabel *et al.*, 1972)

3.1.3. Correcciones del factor de seguridad

Los factores de corrección que intervienen en la ecuación del factor de seguridad son: el factor de escala de la magnitud del sismo (MSF), factor por esfuerzos de confinamiento y esfuerzos cortantes estáticos (K_σ), factor por pendiente del terreno (K_α) y por edad geológica del depósito.

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

$$FS_{lic} = \frac{(CRR_{7.5})}{(CSR)} * MSF * K_\sigma * K_\alpha \quad (3.6)$$

A continuación se explica de manera detallada cada uno de los factores que involucran en la ecuación 3.6.

3.1.3.1. 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 ajustarlas para diferentes valores. Varios autores han propuesto diferentes factores de escala; sin embargo, en este trabajo se presentan las expresiones sugeridas por Seed e Idriss (1982) y Andrus y Stokoe (1997) para el cálculo del MSF .

Seed e Idriss (1982)

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} \quad (3.7)$$

Andrus y Stokoe (1997)

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (3.8)$$

3.1.3.2. Factor de corrección por esfuerzos de confinamiento y esfuerzos cortantes estáticos (K_σ)

El K_σ fue incluido a partir de datos de pruebas de cargas cíclicas en el laboratorio que indicaban que la resistencia a la licuación aumenta con el incremento del esfuerzo de confinamiento, este rango de



incremento es no lineal. Para precisar 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 mayores de 100 kPa. Hynes y Olsen (1999) determinaron la siguiente ecuación para el cálculo de este factor.

$$K_\sigma = (\sigma'_v / P_a)^{(f-1)} \quad (3.9)$$

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, el cual considera la densidad relativa, la historia de esfuerzos del suelo y la edad geológica.

En la tabla 3.1 se presentan las recomendaciones de los valores de f .

Tabla 3.1. Valores recomendados de f (Hynes y Olsen, 1999).

Densidad relativa (D_r %)	Valores de f
40 -60	0.8 - 0.6
60-80	0.6 -0.7

3.1.3.3. Factor de corrección por pendiente del terreno (K_α)

La resistencia a la licuación de suelos dilatantes (materiales granulares moderadamente densos a densos sometido 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.

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).

$$\alpha = \tau_{est} / \sigma'_v \quad (3.10)$$

Se realizaron pruebas de compresión triaxial cíclicas para determinar los valores de K_α de manera empírica en función de α . En la figura 3.4 se muestra la gráfica para valores recomendados de K_α .

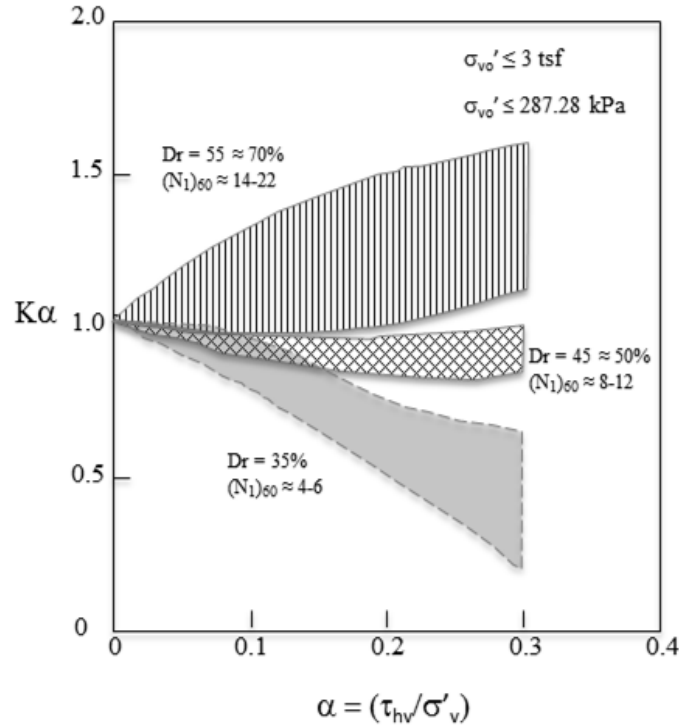


Figura 3.4. Valores recomendados de K_α en función del número de golpes N_{SPT} para esfuerzos verticales efectivos menores a 3 atmósferas (Harder y Boulanger, 1997).

3.1.4. Determinación del CRR por métodos de campo

3.1.4.1. Método basado en el número de golpes del SPT

A partir del estudio del comportamiento de suelos granulares saturados, Seed *et al.* (1982) lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno expresadas a través del número de golpes en 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 ($(N_1)_{60}$), los cuales 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 contenido de finos menor o igual a 5% , 15% y 35%, y es válida sólo para magnitudes de $M_w = 7.5$, ver figura 3.5.

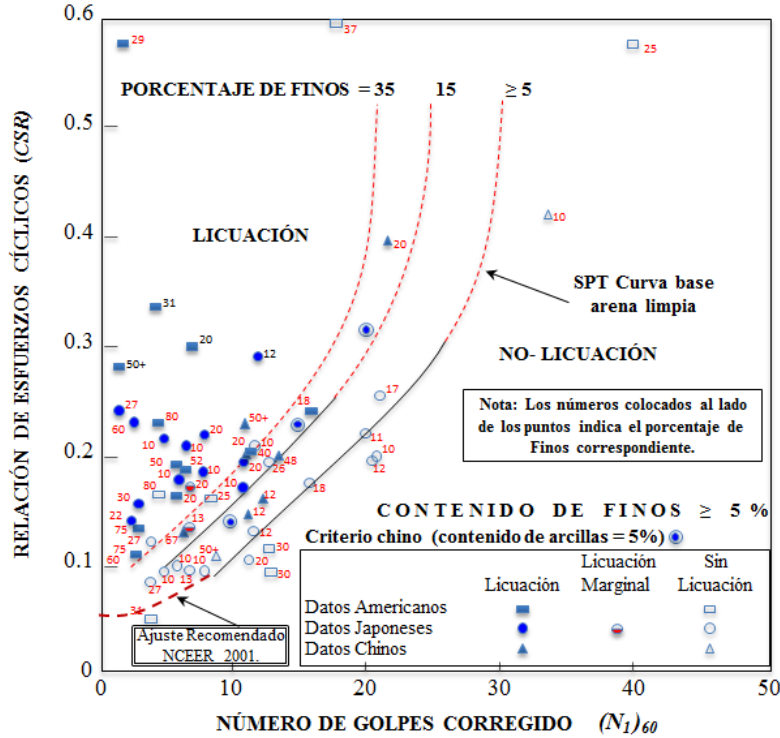


Figura 3.5. Curva base para *SPT* para magnitudes de $M_w = 7.5$ (Seed *et al.*, 1985).

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 3.5, 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.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \tag{3.11}$$

Esta ecuación sólo es válida para $(N_1)_{60} < 30$ 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 3.5. Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas por Idriss con ayuda de H. B. Seed para la corrección del $(N_1)_{60}$ para valores equivalentes de arena limpia $(N_1)_{60cs}$.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \tag{3.12}$$

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

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



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

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

$$\beta = 1.0 \text{ para } CF \leq 5 \%$$

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

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

Otras correcciones

Varios factores adicionales al contenido de finos y características granulares resultan de la influencia del *SPT*, como se nota en la tabla 3.2. En la siguiente ecuación se incorporan estas correcciones.

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (3.13)$$

Donde N_m , es la medida 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.

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

$$C_N = (P_a / \sigma'_v)^{0.5} \quad (3.14)$$

Donde C_N es normalizado a un esfuerzo vertical efectivo de sobrecarga de aproximadamente 100 kPa (1atm). 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, la cual provee un mejor arreglo de la curva original de Seed e Idriss (1982):

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma'_{vo} / P_a) \quad (3.15)$$

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, 1997).

Los resultados de estas pruebas se presentan en la figura 3.6, 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 3.14 y 3.15 para un esfuerzo efectivo de sobrecarga de 200 kPa. Aunque el uso de la ecuación 3.14 es apropiada para esfuerzos efectivos de confinamiento mayores de 200 kPa, los resultados son inciertos. Por otro lado, la ecuación 3.15 provee mejores resultados para una presión de confinamiento mayor de 300 kPa, para las cuales la ecuación 3.14 no debe ser aplicada.

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 de *SPT* de diferentes tipos de martillo que se enlistan en la tabla 3.2.

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 líneas. El rango para estos factores de corrección se enlistan en la tabla 3.2.

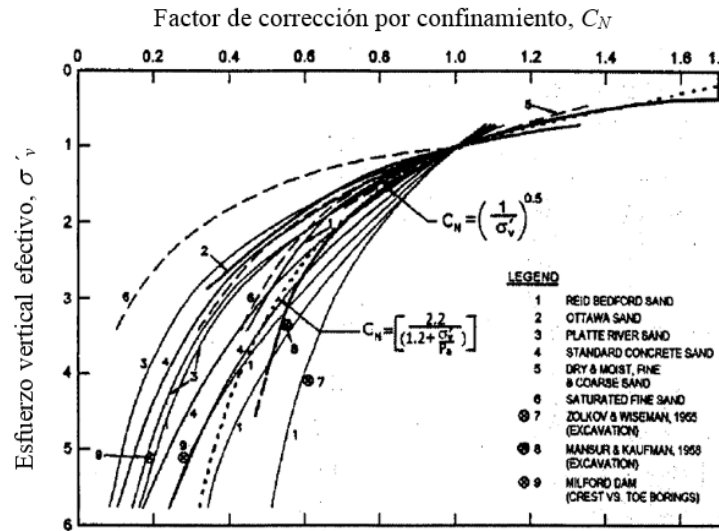


Figura 3.6. Curva de valores de C_N para diferentes arenas basadas en pruebas de campo y laboratorio determinados con datos de las ecuaciones 3.14 y 3.15 (Castro, 1995).

Tabla 3.2. Correcciones de *SPT* modificadas por Robertson y Wride (1998) de Skempton (1986), (Youd *et al.*, 2001).

Factor	Equipo	Término	Corrección
Esfuerzo de confinamiento	---	C_N	$(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Esfuerzo de confinamiento	---	C_N	$C_N \geq 1.7$
Relación de energía del martillo	Martillo Donut	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

3.1.4.2. Métodos basados en la resistencia por punta (q_c) del *CPT*.

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 (Idriss *et al.*, 1996).

3.1.4.2.1. Método de Robertson y Campanella (1985)

Este método se determinó mediante la correlación de los valores de la resistencia a la penetración de la punta (q_c), con la densidad relativa (D_r) y el número de golpes (N) en la prueba de penetración estándar. En función de dichas correlaciones Robertson y Campanella (1985) establecieron una curva límite entre las condiciones de licuación y de no licuación. Esto en función de la curva límite obtenida por Christian y Swinger (1975) que se presenta en la Figura 3.7 y de las correlaciones entre la densidad relativa (D_r) y la resistencia a la penetración por punta (q_c), se obtuvo la Figura 3.8, en la que se presenta una curva límite que separa los valores de licuación y no licuación. Por otra parte, en la figura 3.9 aparece una comparación entre las curvas de las figuras 3.7 y 3.8 y la curva *SPT*, basada en la variación de la relación q_c/N con el tamaño medio del grano (D_{50}) para la transformación de los valores de N en q_c (Robertson y Campanella, 1985).

Por otra parte, la figura 3.10 se utiliza para determinar el potencial de licuación empleando la curva 2 para arenas limpias con un $D_{50} < 0.25$ mm y para suelos que corresponden a arenas limosas con $D_{50} < 0.15$ mm se emplea la curva 1.

Finalmente Robertson y Campanella adaptaron la carta de clasificación de suelos en función de q_c y de f_s/q_c (f_s = resistencia a la penetración por fricción en la prueba *CPT*) desarrollada por Martin y Douglas (1981), marcando un área (zona A), en la cual quedan comprendidos los suelos susceptibles de licuación, ver figura 3.11.

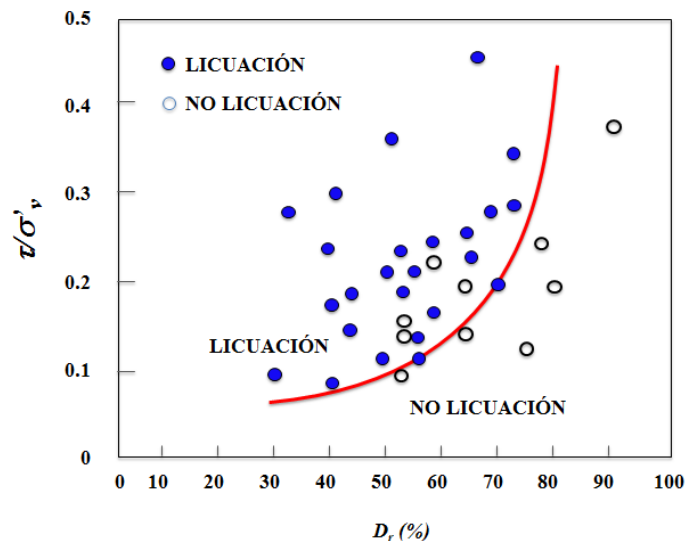


Figura 3.7. Registros de campo de sitios donde se presentó y no se presentó licuación, basada en datos de Christian y Swinger (1975) (Robertson y Campanella, 1985).

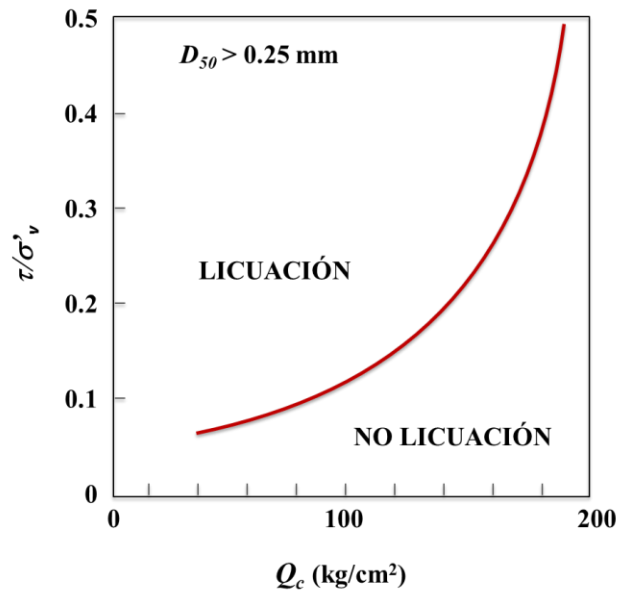


Figura 3.8. Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos (τ/σ_v) y la resistencia a la penetración de punta del cono modificada (Q_c) (Robertson y Campanella, 1985).

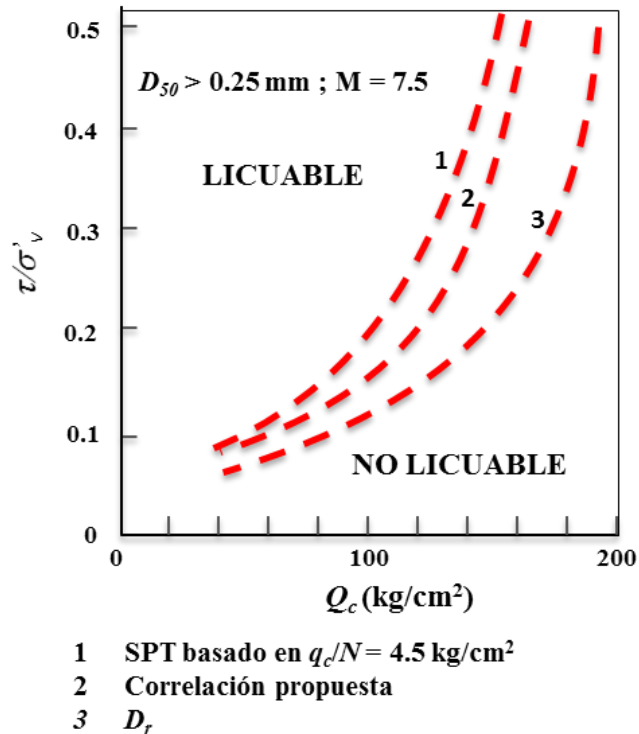


Figura 3.9. Resumen de las correlaciones entre la resistencia a la licuación y la resistencia por punta modificada Q_c en arenas (Robertson y Campanella, 1985).

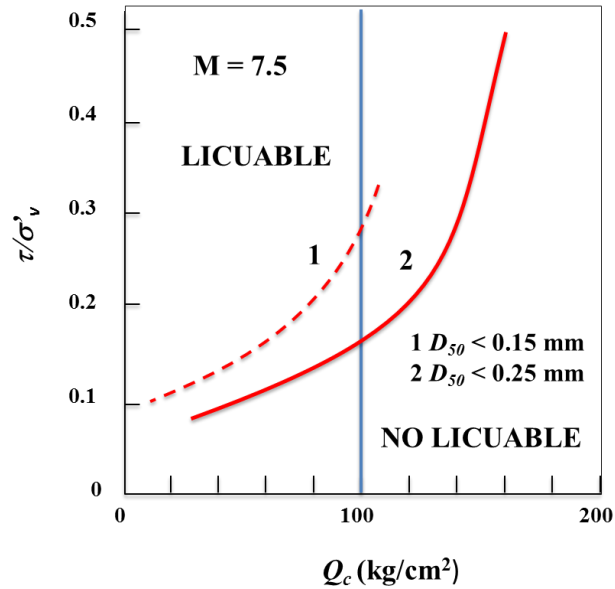


Figura 3.10. Determinación del potencial de licuación en función de la relación de esfuerzos cíclicos y Q_c , para arenas limpias y arenas limosas (Robertson y Campanella, 1985).

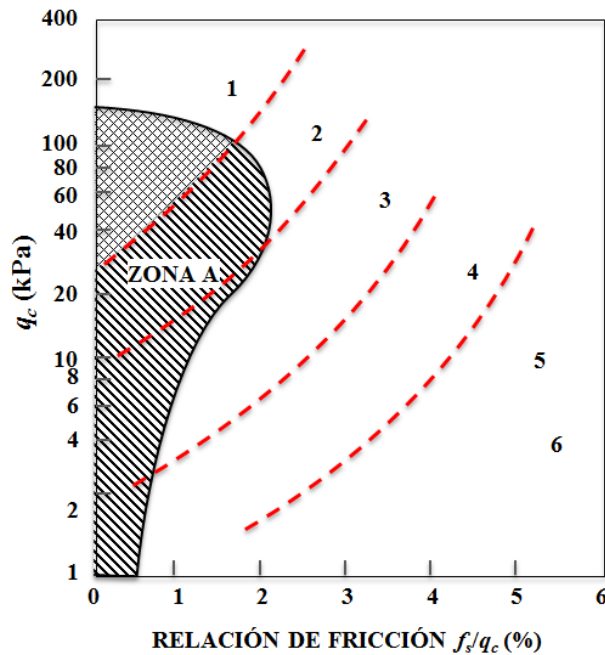


Figura 3.11. Determinación del potencial de licuación en función de la relación de fricción y q_c , (Robertson y Campanella, 1985).

3.1.4.2.2. Método propuesto por el NCEER-1998 (Youd *et al.*, 2001) (National Center for Earthquake Engineering Research) o método de 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 3.12 se muestra la gráfica 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}) contra valores de *CSR*. Esta gráfica es para arenas limpias con un contenido de finos menor al 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 estas 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.

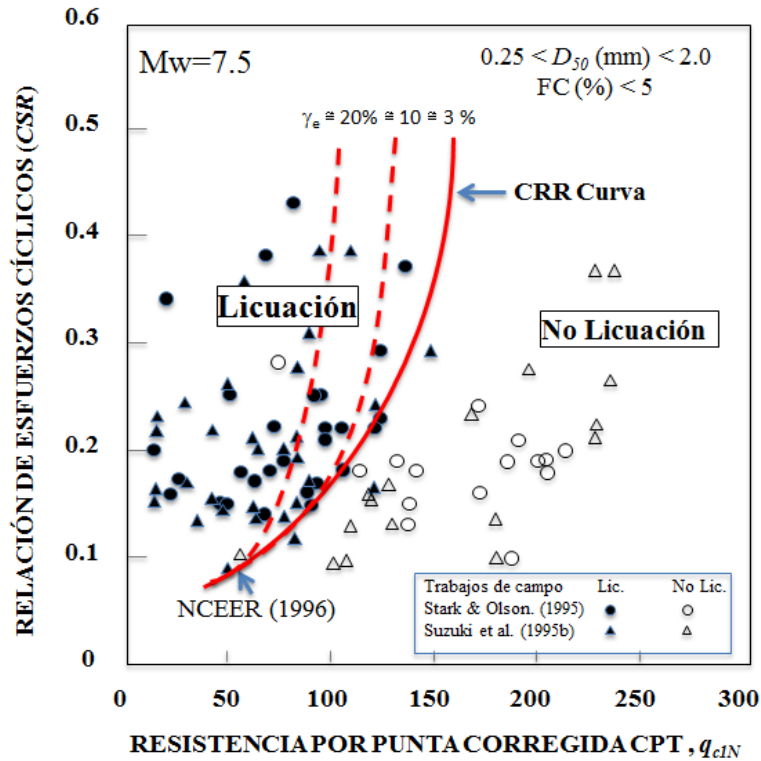


Figura 3.12. Gráfica para determinar el potencial de licuación mediante el ensayo *CPT* (Robertson y Wride, 1998).

Por otro lado, la curva de resistencia cíclica (*CRR*) de la Figura 3.12 se obtiene de manera aproximada con las siguientes ecuaciones.

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0.05 \right] \quad (3.16 \text{ a})$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (3.16 \text{ b})$$

donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada a 100 kPa de una arena limpia.

A continuación se explica el método de normalización de la resistencia a la penetración por punta.

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

La resistencia a la penetración por punta del *CPT* se normaliza mediante la siguiente expresión.

$$(q_{cIN})_{cs} = C_Q (q_c / P_a) \quad (3.17)$$

$$C_Q = (P_a / \sigma'_v)^n \quad (3.18)$$

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 un coeficiente 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, 1996). 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 (resistencia por fuste, f_s ; sobre la resistencia por punta, q_c) 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 3.13 y 3.14.

En la figura 3.13 se observan las fronteras entre los tipos de suelo 2 a 7, las cuales se aproximan a círculos concéntricos (Jeffries 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 cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \text{Log} F)^2 \right]^{0.5} \quad (3.19)$$

$$Q = [(q_c - \sigma'_v) / P_a] [P_a / \sigma'_v]^n \quad (3.20)$$

$$F = [f_s / (q_c - \sigma'_v)] \times 100\% \quad (3.21)$$

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

A partir de la figura 3.13, primero se asume un valor de $n = 1$ (correspondiente a un suelo arcilloso) y con el que se determina 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.

$n = 1$ 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 cual no será licuable. Sin embargo, deberán recuperarse muestras de suelo para ser ensayadas y confirmar su potencial de licuación. Se deben utilizar los criterios de Andrews y Martín o el criterio Chino modificado para confirmar la no susceptibilidad a la licuación de este tipo de

suelo. Estos criterios se explicaron en el capítulo 2 de esta tesis; sin embargo, se recomienda utilizar el criterio de Andrews y Martin (2000).

$n = 0.5$ 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 3.20. En este caso C_Q también deberá calcularse utilizando un exponente $n = 0.5$ con la ecuación 3.18. 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.

$n = 0.7$ 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_{cIN} se debe calcular con la ecuación 3.17 y con un exponente $n = 0.7$ en la ecuación 3.20. I_c se determinará mediante la ecuación 3.19, utilizando el nuevo valor de q_{cIN} . 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).

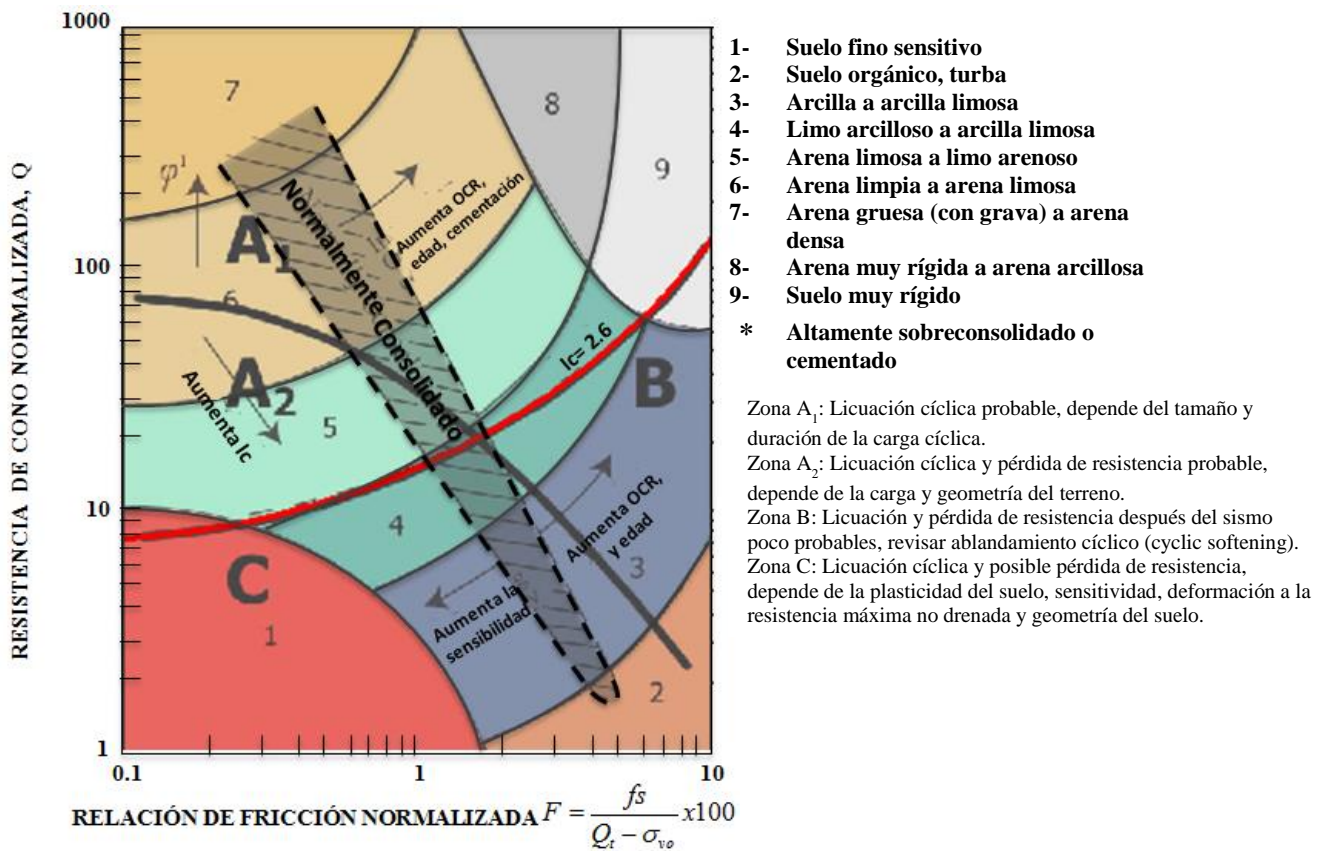


Figura 3.13 Características de los suelos en función de la resistencia a la penetración por punta del CPT. Carta de tipo de comportamiento de suelo propuesta por Robertson, (1990).

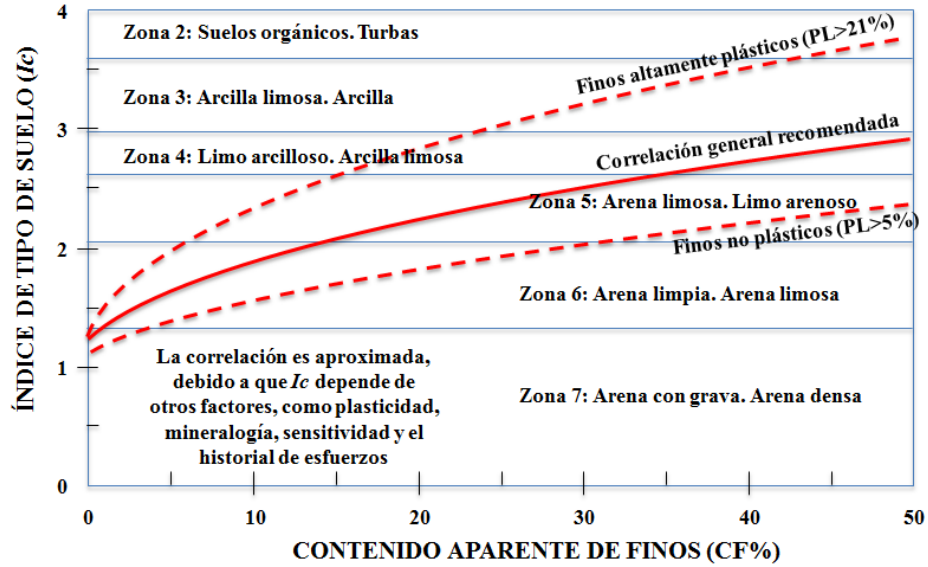


Figura 3.14. $I_c - CF$ para suelos normalmente consolidados (Robertson y Wride, 1998).

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

Para obtener la resistencia normalizada para arenas limpias $(q_{c1N})_{cs}$, se emplea la siguiente expresión:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \tag{3.22}$$

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):

$$\text{Para } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0 \tag{3.23a}$$

$$\text{Para } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \tag{3.23b}$$

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 3.15, 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 3.19, en vez de estimarlo a partir del contenido de finos

La curva K_c se define por la ecuación 3.23 (b) y se gráfica en la figura 3.15, 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 cual no será susceptible a licuarse.

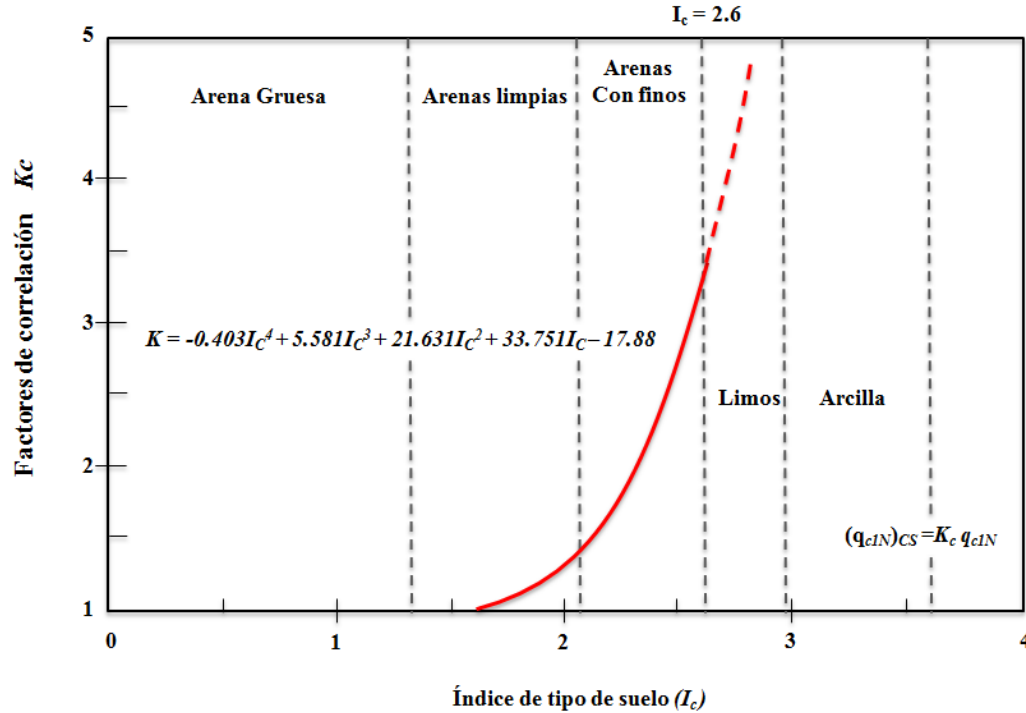


Figura 3.15 Factor de corrección por el contenido de finos para determinar la resistencia equivalente del CPT en arenas limpias (Robertson y Wride, 1998).

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 3.16 a y 3.16 b, las cuales son aproximaciones de la curva base recomendada en la figura 3.12.

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 en la sección 3.1.3.

3.1.4.3. Métodos basados en las velocidades de propagación de ondas cortantes

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 varios ensayos “*in situ*”, como son el “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}), el cual 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.

3.1.4.3.1. Método de Robertson (1992)

Robertson (1992) elaboró la carta de la Figura 3.16 con valores de medición de velocidad de onda cortante (V_s) en sitios que sufrieron licuación en Imperial Valley, California. La curva que aparece en dicha figura permite obtener el CRR que produce licuación, en función de la velocidad de onda de corte normalizada (V_{s1}) mediante la siguiente expresión:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (3.24)$$

Donde (P_a); es la presión atmosférica y se expresa en las mismas unidades que σ'_v , y V_s se introduce en m/s. Debido a que la correlación anterior se basa en una cantidad relativamente limitada de datos de campo, no da la posibilidad de hacer correcciones en función del tipo de suelo o del contenido de finos. En la ecuación 3.24 se asume que el coeficiente de empuje de tierras es constante K'_0 , el cual es aproximadamente 0.5 para sitios susceptibles de licuación. La aplicación de esta ecuación también asume implícitamente que el V_s se mide en ambas direcciones del movimiento de la partícula a lo largo de la propagación de onda, en dirección del esfuerzo principal y que una de estas direcciones es vertical (Stokoe *et al.*, 1985).

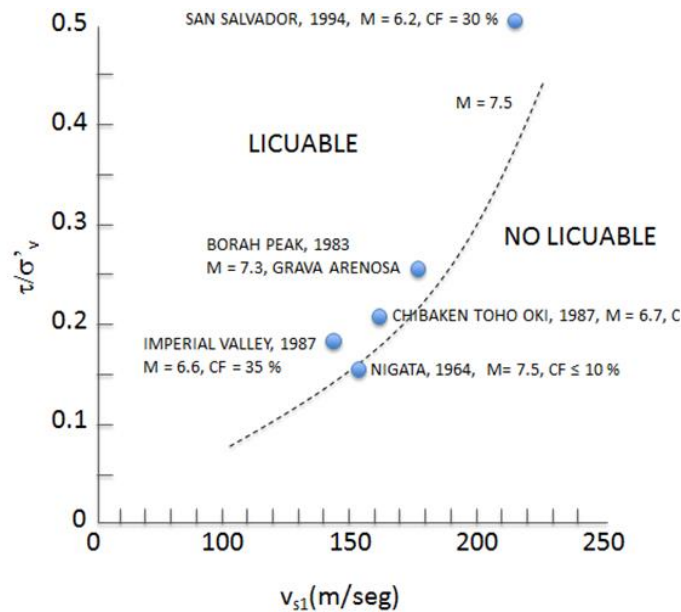


Figura 3.16. Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de la velocidad de onda cortante corregida, V_{s1} . (Robertson, 1992).

**3.1.4.3.2. 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_{sl} :

$$CRR = \left[a \left(\frac{V_{sl}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{sl}^* - V_{sl}} - \frac{1}{V_{sl}^*} \right) \right] \quad (3.25)$$

Donde: a y b , son parámetros de forma de la curva y corresponden a valores de 0.022 y 2.8; V_{sl}^* , es el límite superior de valores de V_{sl} para ocurrencia de licuación ($V_{sl}^*=200$ m/s para la curva con contenido de finos mayor o igual 35%), $V_{sl}^* = 220$ m/s para la curva con contenidos de finos menores o igual de 5%. V_{sl}^* 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 cual el CRR fue graficado como función de V_{sl} afectado por un factor de confinamiento, envejecimiento e influencia de edad geológica. La relación entre el CRR y V_{sl} queda expresada como:

$$CRR_{7.5} = \left[0.022 \left(\frac{K_{al} V_{sl}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{sl}^* - K_{al} V_{sl}} - \frac{1}{V_{sl}^*} \right) \right] \quad (3.26)$$

Donde K_{al} , es el factor de corrección para valores grandes de V_{sl} causados por el envejecimiento, ver tabla 3.3. Para magnitudes diferentes de $M_w = 7.5$ deben de usarse factores de escala.

Para suelos no cementados de la era del Holoceno el valor de K_{al} es 1.0. Para suelos viejos se sugieren valores de K_{al} que se encuentren en un rango de 0.6 a 0.8, estos son derivados de las relaciones $SPT-V_{sl}$. Para límites inferiores, los valores de K_{al} (1.1 a 1.5) se basan en el estudio de Arango *et al.* (2000). En la figura 3.17 se muestran las curvas $CRR - V_{sl}$ recomendadas por Andrus *et al.* (2004) para sismos de magnitud de $M_w = 7.5$ y suelos del holoceno no cementados.

Tabla 3.3. 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 $K_{al} = 1 / ASF$
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)

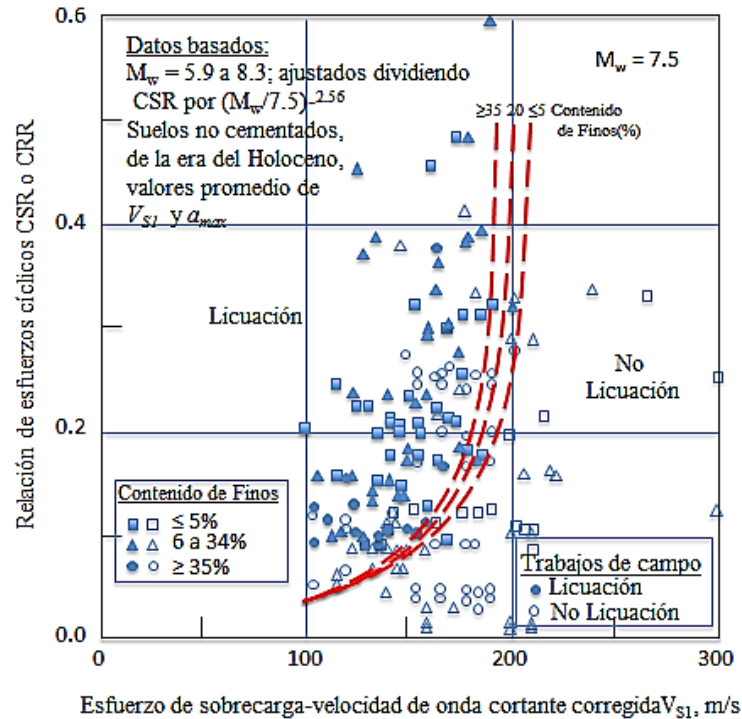


Figura 3.17. Relación de licuación recomendada para arenas limpias, no cementados con datos de licuación compilados de casos historia (Andrus *et al.*, 2004).

3.1.5. Modelos constitutivos de generación de exceso de presión de poro

Diferentes investigaciones han intentado modelar el exceso de presión de poro por métodos numéricos para determinar la ocurrencia 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. En este trabajo se abordarán los modelos acoplados en esfuerzos efectivos.

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 irre recuperable contracción volumétrica de la matriz de granos cuando el material, debido a una deformación cíclica tiene un reacomodo de sus partículas, decreciendo el volumen de vacíos bajo un volumen constante (Itasca, 2003).

Existen diferentes modelos numéricos para la generación de presión de poro, tales como el modelo de Seed (1979), Finn *et al.* (1975) y 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 un análisis empleando los modelos constitutivos de Finn *et al.*, (1975) y Byrne (1991), se usa el programa *FLAC* (Fast Lagrangian Analysis of Continua), el cual se basa en el método de diferencias finitas para la resolución de ecuaciones diferenciales y emplea las formulaciones de Finn *et al.* (1975) y Byrne (1991). El programa incorpora los modelos constitutivos para modelar el proceso de licuación, desarrolla el incremento de presión de poro ante cargas cíclicas, aunque de manera indirecta, ya que emplea un análisis dinámico y de flujo de agua acoplado para su modelación.

3.1.5.1.1. Modelo de Finn – Formulación de Martin *et al.* (1975)

El mecanismo es descrito por Finn *et al.* (1975), quienes notaron que la relación entre la deformación volumétrica irrecuperable de la matriz de partículas sólidas y la amplitud de la deformación cortante cíclica o deformación angular, es independiente del esfuerzo de confinamiento.

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 ($\Delta\varepsilon_{vd}$) 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:

$$\Delta u = \Delta\varepsilon_{vd} / \left[1/\bar{E}_r + n_p / K_w \right] \quad (3.27)$$

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.

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta\varepsilon_{vd} \quad (3.28)$$

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.

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \quad (3.29)$$

Donde C_1 , C_2 , C_3 y C_4 , son constantes que dependen del tipo de arena y densidad relativa. En el Anexo II se presenta el modelo de esfuerzos efectivos para licuación de Finn *et al.* (1975).

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

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

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \quad (3.30)$$

Donde C_1 y C_2 , son constantes con diferentes interpretaciones de la ecuación 3.30. 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 cortante dinámico induce deformaciones volumétricas para amplitudes constantes de deformación angular calculadas por la ecuación 3.30, 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:

$$\Delta\sigma_m + \alpha\Delta p = K(\Delta\varepsilon + \Delta\varepsilon_{vd}) \quad (3.31)$$

Donde σ_m , es $\sigma_i/3$ 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 sí 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.

$$\Delta p = -\alpha M \Delta\varepsilon \quad (3.32)$$

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

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma_m - K\Delta\varepsilon_{vd}}{K + \alpha^2 M} \quad (3.33)$$

Sí el fluido es muy denso en comparación con la matriz de sólidos ($M \gg \gg K$), por lo tanto la ecuación no determina los cambios de volumen. Además el uso de $\Delta\varepsilon = 0$ en la ecuación 3.31 queda como:

$$\Delta\sigma_m + \alpha\Delta p = K\Delta\varepsilon_{vd} \quad (3.34)$$

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.

$$\Delta p = K\Delta\varepsilon_{vd} \quad (3.35)$$

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:

$$\Delta\sigma_m = K\Delta\varepsilon_{vd} \quad (3.36)$$

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

En el Anexo III se presenta en detalle el modelo de generación de presión de poro desarrollado por Byrne (1991).

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



3.2. EVALUACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y ASENTAMIENTOS

3.2.1. Introducción

Las deformaciones por desplazamientos laterales o asentamientos inducidos por licuación de 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 proyectadas.

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

Como se vio en el capítulo dos de esta tesis, los desplazamientos se clasifican en grandes y moderadas a pequeñas. 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, 1987). 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 éstas pueden ser alternativas de solución costosas, son necesarias predicciones confiables de desplazamientos del suelo que definan los riesgos de licuación (Flores, 2009).

En este trabajo se describen los métodos principales para evaluar las deformaciones por desplazamientos laterales y asentamientos.

3.2.2. 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 semi-empíricos. Sin embargo, la disponibilidad e incremento de programas de 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 semi-empíricos como: Método de Hamada *et al.* (1986) y Youd *et al.* (2002); pruebas de laboratorio y métodos basados en pruebas de campo (*CPT* y *SPT*).

En esta sección se presenta una breve descripción de las metodologías para la predicción de desplazamientos laterales inducidos por licuación, tales como:

- Método basado en pruebas de campo *SPT* y *CPT* (Robertson *et al.*, 2004)
- Método de diferencias finitas con base en modelos constitutivos: Finn *et al.* (1975).y Byrne *et al.* (1999)

En este trabajo se utilizan los métodos empíricos que se basan en pruebas de campo y el método de diferencias finitas para su comparación con los resultados de un sitio de estudio.

3.2.3. Estimación de los desplazamientos laterales empleando SPT y CPT (Zhang *et al.* 2004)

3.2.3.1. Introducción

El uso de la prueba de penetración estándar (*SPT*) y de la penetración con cono (*CPT*) para la estimación de desplazamientos laterales es un método empírico, el cual se basa en el potencial de licuación en pruebas de laboratorio en arenas limpias para estimar la máxima amplitud de deformación angular cíclica inducida durante carga cíclica no drenada (γ_{max}). Para este método, se usaron datos de casos historia para desarrollar correlaciones empíricas de desplazamientos laterales para las siguientes condiciones (Zhang *et al.*, 2004).

Caso 1.- Pendiente del terreno ligera sin superficie libre. Es una configuración de terreno infinito con una pendiente ligera, ver figura 3.18 a.

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 3.18 b.

Caso 3.- Pendiente del terreno suave con superficie libre, ver figura 3.18 c.

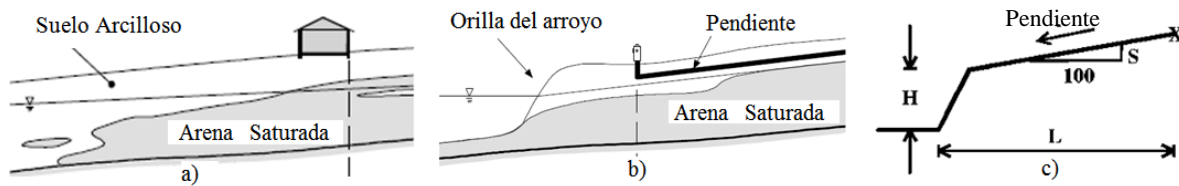


Figura 3.18. Condiciones del terreno para el método empírico con datos de *SPT* y *CPT* a) Pendiente del terreno ligera sin superficie libre, b) Componente a nivel de terreno con superficie libre y c) Pendiente del terreno ligera con superficie libre.

Para la estimación del γ_{max} son necesarios los valores del factor de seguridad contra licuación (FS_{lic}) y la densidad relativa (D_r), los cuales fueron relacionados por Ishihara y Yoshimine (1992). Estos parámetros se obtienen de las pruebas de campo *SPT* y *CPT*. Para el factor de seguridad se siguen los métodos propuestos por Youd *et al.*, (2001) y para la densidad relativa se sugieren las siguientes expresiones:

Densidad relativa con *SPT* (Meyerhof, 1957)

$$D_r = 16\sqrt{(N_1)_{78}} = 14\sqrt{(N_1)_{60}} \quad (3.37)$$

$$[(N_1)_{60} \leq 42] \quad (3.38)$$

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

$$D_r = -85 + 76\log(q_{c1N}) \quad (q_{c1N} \leq 200) \quad (3.39)$$

3.2.3.2. 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 3.19 se muestran las relaciones usadas entre γ_{max} y FS_{lic} para diferentes valores de densidad relativa (D_r) (Ishihara y Yoshimine, 1992).

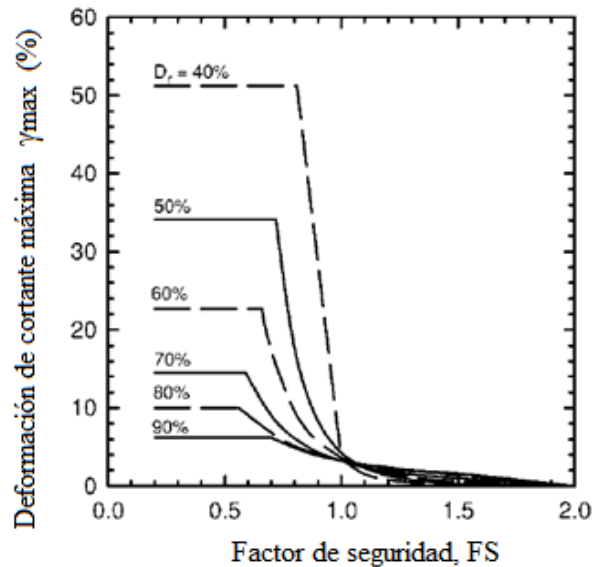


Figura 3.19. Relaciones para arenas limpias. Deformación cortante cíclica máxima, factor de seguridad y diferentes densidades relativas (Ishihara *et al.*, 1992).

3.2.3.3. 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.

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz \quad (3.40)$$

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

El *LDI* tiene unidades de desplazamiento, 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.

3.2.3.4. 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 cuales se derivaron las siguientes expresiones y gráficas para cada caso, ver figuras 3.20, 3.21 y 3.22 (Zhang *et al.*, 2004).

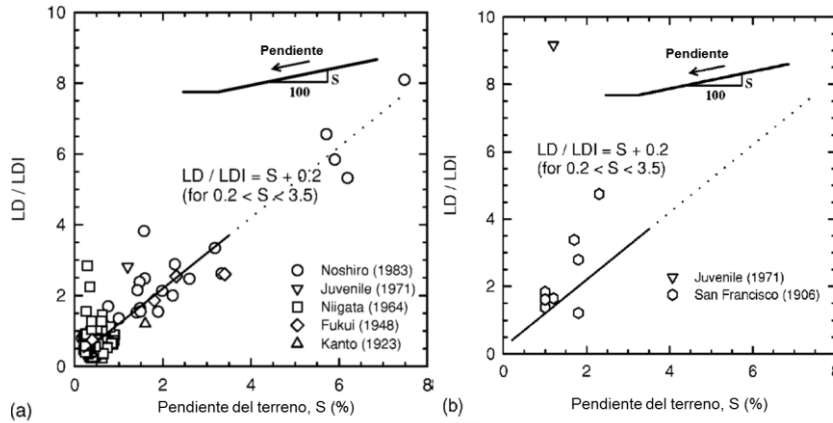


Figura 3.20. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra la pendiente del terreno (S), para datos de SPT (a) y CPT (b) (Zhang *et al.*, 2004).

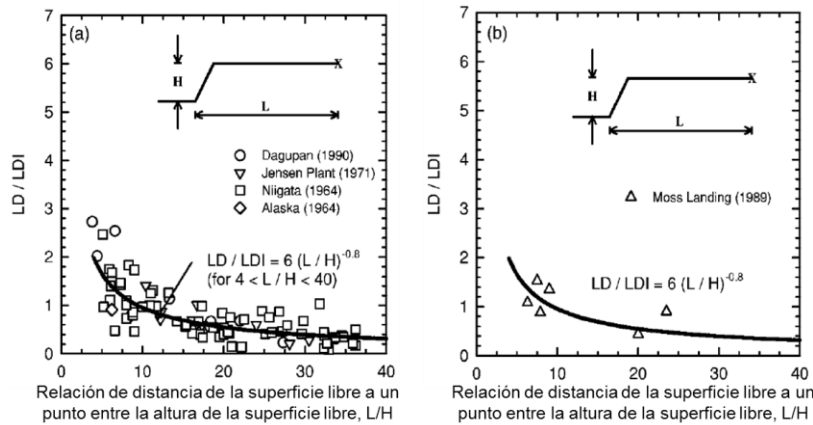


Figura 3.21. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra L/H , para datos de SPT (a) y CPT (b) (Zhang *et al.*, 2004)

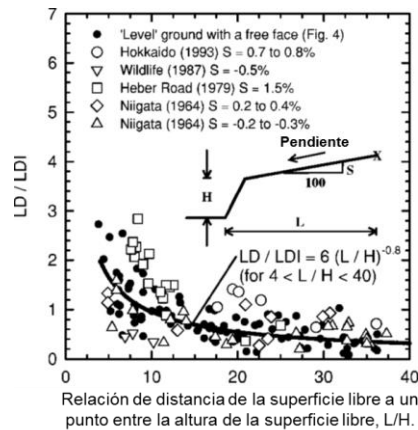


Figura 3.22. Relación de mediciones de desplazamientos laterales (LD) e índice de desplazamientos laterales (LDI) contra L/H , para datos de SPT (a) y CPT (b) (Zhang *et al.*, 2004).



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 3.20 a 3.22 o la ecuación 3.40.
- 3.- Conociendo 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:

$$LD = (S + 0.2) \cdot LDI \quad \text{para } 0.2 \% < S < 3.5\% \quad (3.41)$$

Para componentes a nivel de terreno con superficie libre

$$LD = 6 \cdot (L/H)^{-0.8} \cdot LDI \quad \text{para } 4 < L/H < 40 \quad (3.42)$$

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.

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

3.2.4.1. 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 Nagase e Ishihara (1988). Como resultado de estos estudios se determinó que la deformación volumétrica después de la licuación depende de la densidad 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 cual se obtuvo a través de pruebas de corte simple, en muestras con diferentes densidades relativas, ver figura 3.23. 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.

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 3.23. Para determinar este parámetro Ishihara y Yoshimine (1992) desarrollaron un método simple, el cual tiene en cuenta el *CSR* requerido para desarrollar una presión de poro igual al esfuerzo de confinamiento (licuación inicial). En la figura 3.24 se muestra la relación establecida para diferentes densidades, determinadas 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 3.24.

En la figura 3.25 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 3.23 y 3.24. Por lo tanto, una vez conocido del FS_{lic} del análisis de licuación, se determina el $\gamma_{m\acute{a}x}$ para estimar directamente la deformación volumétrica.

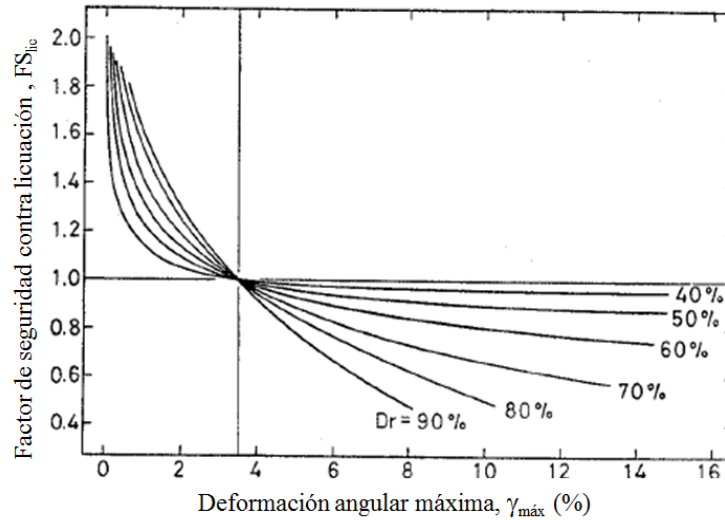


Figura 3.23. Relación entre el factor de seguridad y la deformación angular máxima (Ishihara y Yoshimine, 1992)

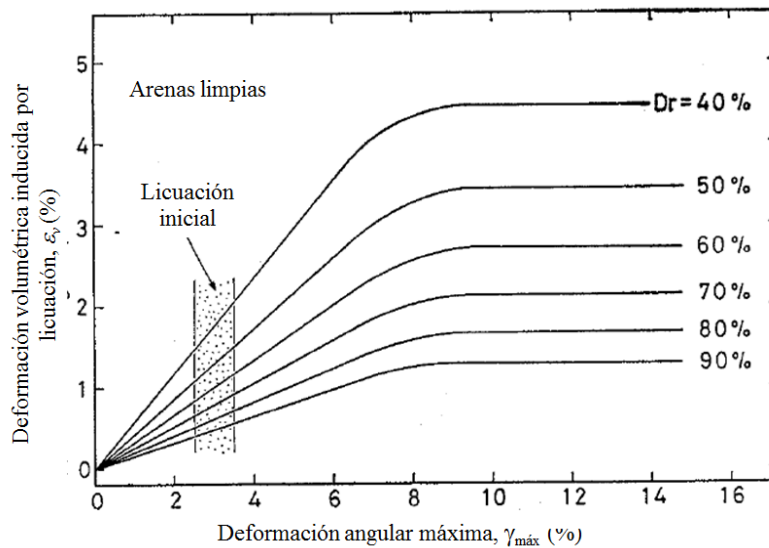


Figura 3.24. Relación entre la deformación volumétrica y la deformación angular máxima (Ishihara y Yoshimine, 1992)

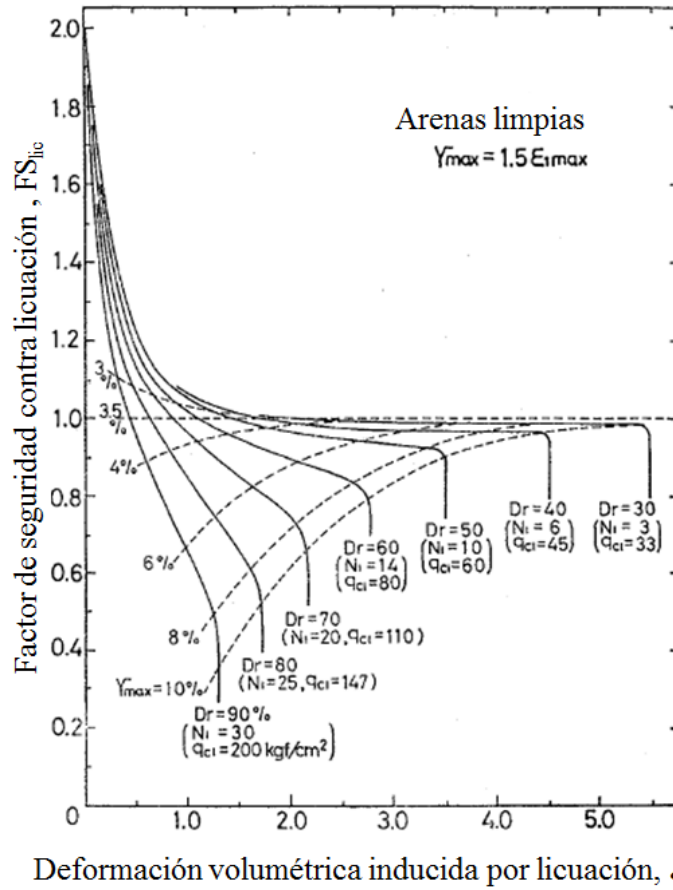


Figura 3.25. Carta para la deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara y Yoshimine, 1992).

3.2.4.2. Procedimiento para la estimación de asentamientos

Con base en lo mostrado en la figura 3.25 se presentan los pasos para determinar los asentamientos inducidos por licuación.

- 1.- Se determina el factor de seguridad contra licuación, evaluado para cada capa de arena con base en la aceleración máxima del sismo y la densidad relativa de los depósitos de arena.
- 2.- Con el FS_{lic} evaluado y los datos de la prueba de *SPT* o *CPT*, se entra en la gráfica de la figura 3.25 para determinar el ϵ_v (%).
- 3.- Se obtiene la deformación volumétrica en cada capa con la profundidad mediante la siguiente expresión:

$$S = \sum_{i=1}^j \epsilon_{vi} \Delta z_i \tag{3.43}$$

Donde S , 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) presentaron una modificación de las correlaciones de FS_{lic} contra ε_v (%), tomaron en cuenta los valores de $(q_{c1N})_{cs}$ y el contenido de finos, ver figura 3.26.

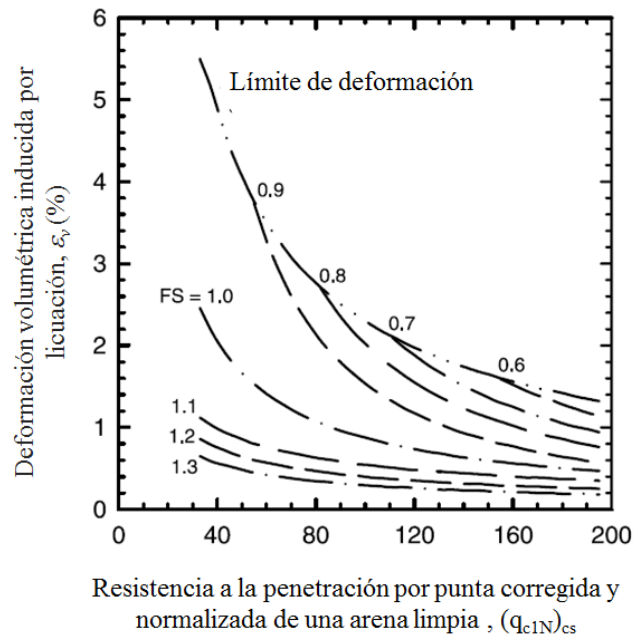
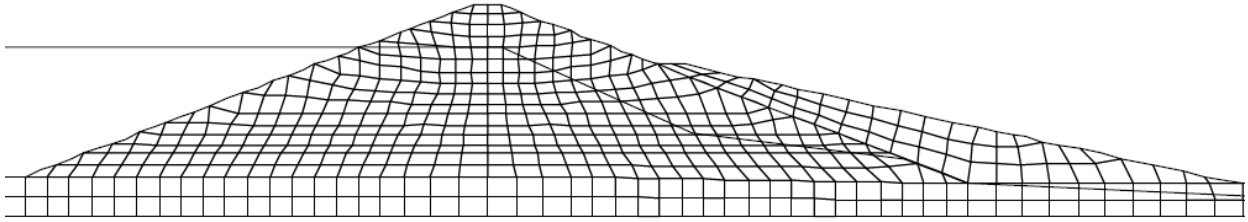


Figura 3.26. Carta para la deformación volumétrica y la resistencia a la penetración por punta corregida y normalizada de una arena limpia (Zhang *et al.*, 1992).

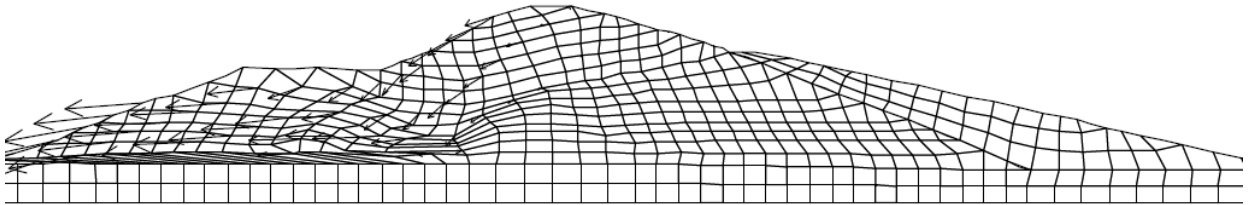
3.3. Método de diferencias finitas (Byrne *et al.*, 1999)

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.

Un programa de diferencias finitas muy utilizado en la actualidad es *FLAC* (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) de Itasca International Inc. En la figura 3.27 (a) y (b) se muestra la configuración de la malla inicial y deformada de la presa Lower de San Fernando, California con el programa *FLAC*.



a) Malla en condiciones iniciales



b) Configuración final con vectores de velocidad

Figura 3.27. Análisis de diferencias finitas de la falla de deslizamiento de la presa San Fernando (Beaty y Byrne, 1999).

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE LICUACIÓN MEDIANTE MÉTODOS DE CAMPO Y ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO (ARS)

4.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se realizan los análisis de licuación del sitio Hotel Sapanca a partir de métodos empíricos basados en pruebas de campo, mismos que fueron estudiados en el capítulo 3 de esta tesis. Lo anterior con el fin de estudiar la influencia de los parámetros en la determinación del potencial de licuación y la estimación de desplazamientos laterales y asentamientos, además de ser usados como calibración de los modelos numéricos. Por otra parte, se realiza un análisis de respuesta de sitio empleando un método unidimensional para determinar el efecto de sitio, calcular el potencial de licuación a partir de parámetros de respuesta y para ser usados en la calibración de los modelos numéricos.

Los parámetros para la caracterización de los suelos fueron obtenidos de las investigaciones de pruebas de campo con *SPT*, *CPT* y velocidades de onda de corte (V_s), llevadas a cabo por investigadores de la Universidad de California Berkeley, la Universidad Birham Young, Universidad de California en Los Ángeles, ZETAS Earth Technology Corporation, Middle East Technical University y la Universidad de Sakarya. Estos datos están disponibles para su uso en trabajos de investigación y se pueden consultar en el sitio web <http://peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazari.html> o en Bray *et al*, 2001. En las figuras 4.1 y 4.2 se presentan la distribución en planta y en corte de los sondeos y pruebas de campo realizadas para determinar la caracterización de los depósitos de suelo y obtener los parámetros para el estudio de licuación. En este trabajo se emplea la sección A-A' de la figura 4.1 para los correspondientes análisis.

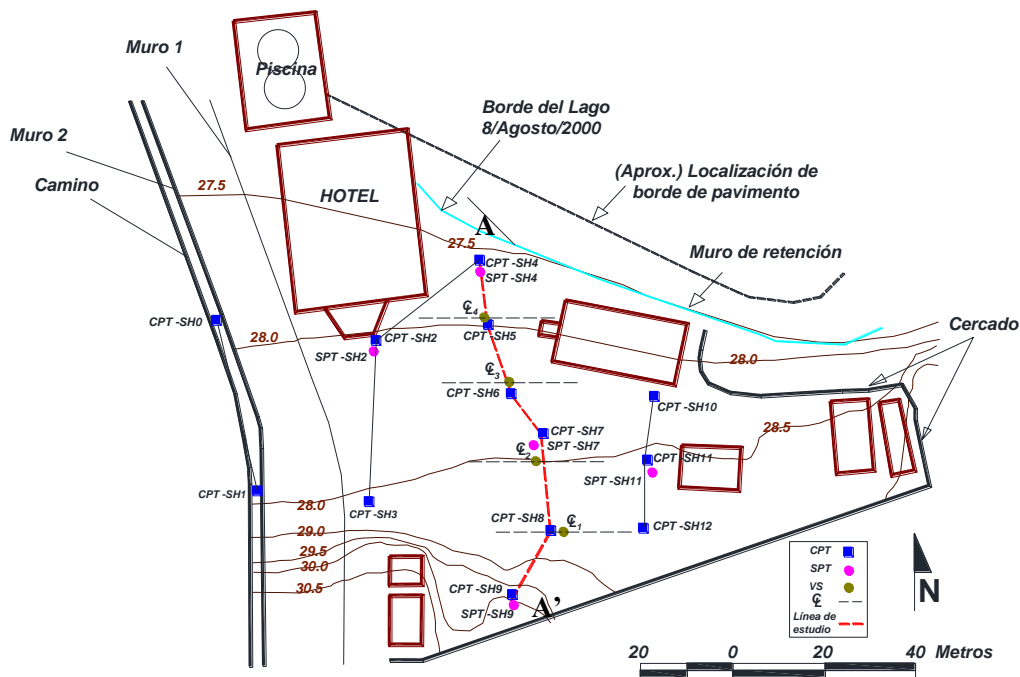


Figura 4.1. Ubicación de los sondeos y pruebas de campo para el estudio de licuación en el sitio Hotel Sapanca (Bray *et al.*, 2001).

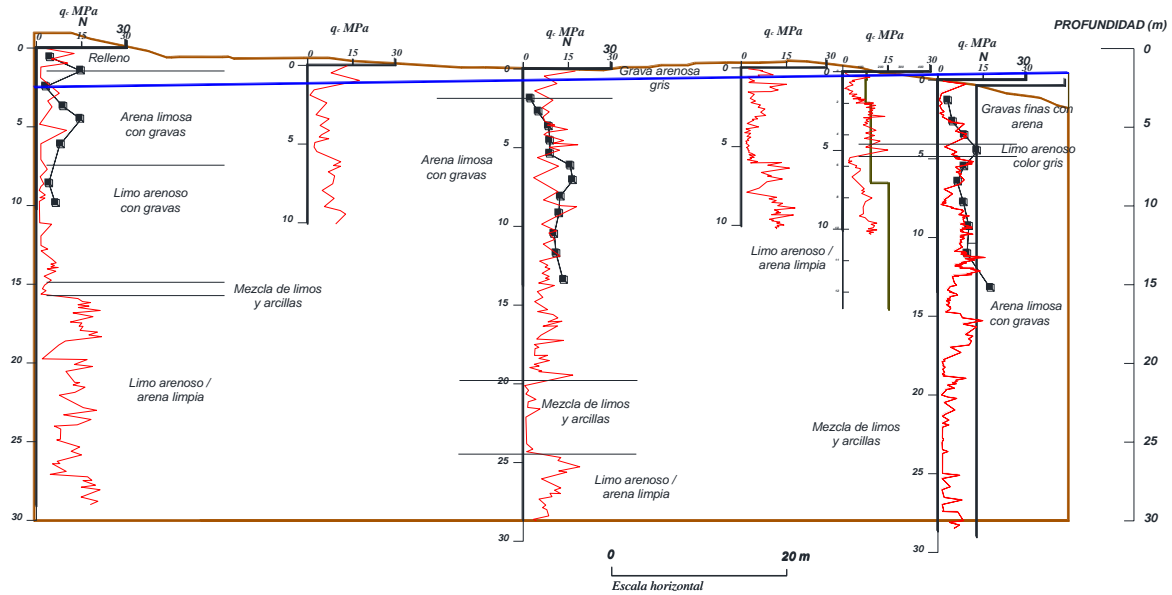


Figura 4.2. Ubicación en corte de los sondeos y pruebas de campo para el estudio de licuación en el sitio Hotel Sapanca, correspondiente a la sección A-A’.

4.2. ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN CON MÉTODOS DE CAMPO

4.2.1. Ambiente sísmico

Para calcular la relación de esfuerzos cíclicos es necesario determinar la aceleración máxima del terreno (PGA), comúnmente para evaluar el potencial de licuación se emplean relaciones de atenuación, las cuales fueron tomadas de una amplia base de datos de registros sísmicos; sin embargo, antes del sismo de Kocaeli en 1999 sólo se contaban con menos de 10 registros de casos de eventos sísmicos con magnitudes de $M_w = 7.0$ o mayores, los cuales se encontraban a 20 km de distancia de la superficie de falla. Para distancias menores de 20 km, se les denomina como “near-field” o “campo cercano” (Bay y Cox, 2001).

Durante el sismo de Kocaeli seis estaciones de campo cercano ($SMS'c$) registraron movimientos fuertes, de las cuales, cinco se ubican en las proximidades de los sitios que sufrieron licuación. Las estaciones cercanas a dichos sitios fueron: Sakarya (SKR), Izmit (IZT), Yarimca (YPT), Gebze (GBZ) y Arcelik (ARC), en la figura 4.3 se muestra su localización.

Por otra parte, en la figura 4.4 se presenta la comparación de la media geométrica de los registros de la aceleración horizontal máxima, contra relaciones de atenuación en roca propuestas por varios investigadores para una magnitud de $M_w = 7.4$. En esta figura se muestra que las relaciones de atenuación sobrestiman la medición de las aceleraciones del terreno del sismo de Kocaeli (1999). De acuerdo con lo anterior, las aceleraciones del terreno no pueden ser simplemente estimadas de relaciones de atenuación. Por lo que se debe seguir otra metodología para la obtención de dichas aceleraciones.

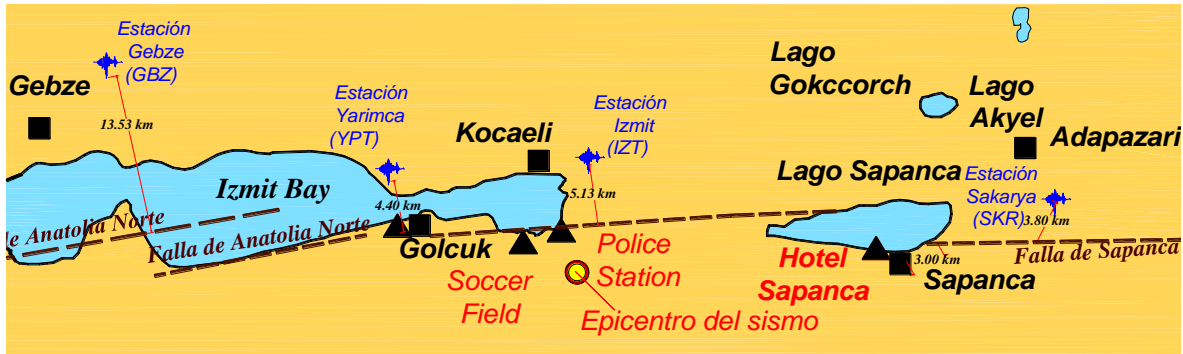


Figura 4.3. Localización de las estaciones sísmicas y sus distancias a la superficie de falla (Bray *et al.*, 2001).

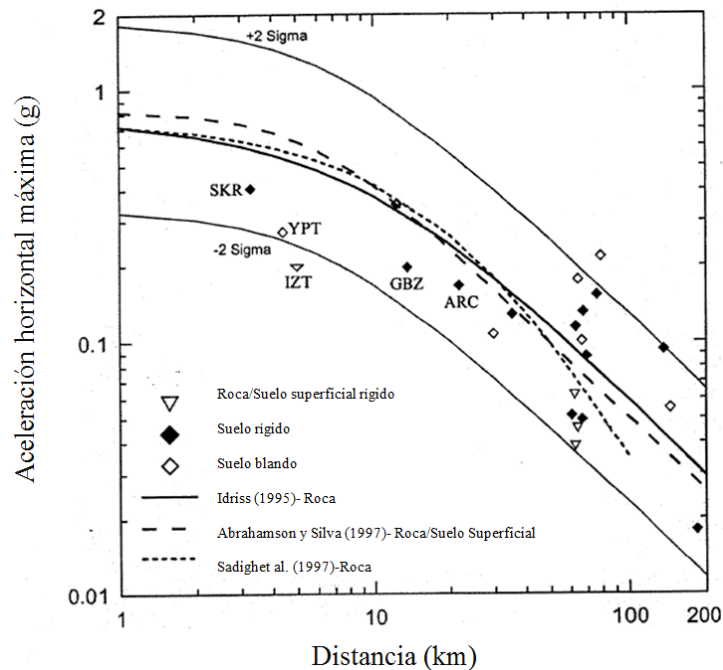


Figura 4.4. Comparación entre la media geométrica del registro de aceleración horizontal en las estaciones de sismos fuertes y las relaciones de atenuación propuestas por varios investigadores para magnitudes de $M_w = 7.4$, (Bay y Cox, 2001).

4.2.2. Metodología para obtener aceleraciones del terreno

El mejor método para obtener la aceleración del terreno es empleando el registro de la estación más cercana al sitio; sin embargo, la mayoría de los sitios que presentaron licuación durante el sismo de Kocaeli están localizados sobre suelo blando y los denominados “near field” (SMS’c) van desde suelo blando a roca, según el sitio de clasificación. Así mismo, las distancias de la superficie de falla a los sitios que presentaron licuación, no son iguales a la distancia de la superficie de falla a las estaciones (SMS’c), por lo tanto es necesario corregir cada registro para las clasificaciones de distancia y del sitio.

A continuación se presentan los pasos para la obtención de las aceleraciones en suelo blando (EERI, 2000).



- 1.- Se determina la distancia a partir de la localización específica del sitio a la proyección vertical más cercana a la superficie de falla y su estación.
- 2.- Selección de la estación más cercana al sitio.
- 3.- Registro geométrico medio y clasificación de las estaciones sísmicas.
- 4.- Si la estación no fue localizada en un sitio de roca, entonces el registro de aceleraciones se convierte en aceleraciones en roca escalando los valores de la gráfica propuesta por Idriss, misma que se muestra en la figura 4.4 (Kramer, 1996).
- 5.- Se estiman las aceleraciones en roca escalando los valores de las distancias dadas de la curva de atenuación de Sedigth, ver figura 4.4 (EERI, 2000).
- 6.- Relación sitio-estación. Esta relación refleja el rango de atenuación sobre la distancia entre el sitio que presentó licuación y la estación dada (*SMS*). Si el sitio está más cerca a la superficie de falla que la estación *SMS*, entonces este valor es mayor de uno.
- 7.- La estimación de la aceleración en roca en el sitio se determina multiplicando la aceleración en roca estimada para la estación *SMS* por la aceleración en roca predicha por la relación sitio – estación.
- 8.- La estimación de la aceleración en roca en el sitio se convierte a aceleración en suelo blando, escalando los valores de la gráfica desarrollada por Idriss, ver figura 4.5.

En la tabla 4.1 se presentan los valores obtenidos de la metodología para estimar las aceleraciones máximas en sitios que presentaron licuación en el sismo de Kocaeli.

Tabla 4.1. Metodología usada para estimar aceleraciones en suelos blandos (Bay y Cox, 2001).

Sitios	Distancia de la falla al sitio (km)	Estación más cercana (SMS)	Distancia de la falla a SMS (km)	Registro promedio de SMS (g)	Clasificación del sitio	Aceleración en roca estimada en SMS (g)	Aceleración en roca predicha en SMS (g)	Aceleración en roca predicha en el sitio (g)	Relación de Sitio-SMS Aceleraciones de roca predichas	Aceleración en roca estimada en el sitio (g)	Aceleración en suelo blando estimada en el sitio (g)
Sitios de Adapazari	8	SKR	3.4	0.41	Suelo rígido	0.42	0.61	0.47	0.77	0.32	0.38
Hotel Spanca	3	SKR	3.4	0.41	Suelo rígido	0.42	0.61	0.63	1.03	0.43	0.4
Campo de futbol, Degirmendere	<1	IZT , YPT	4.4 a 5.0	0.19 - 0.28	Roca , Suelo rígido	0.19	0.55 , 0.57	0.72, 0.72	1.31 , 1.26	0.25 , 0.19	0.4 , 0.30
Nose y estación de policía											
Puerto de Yalova	24	GBZ	13.5	0.2	Suelo rígido	0.15	0.34	0.22	0.65	0.08	0.32
		ARC	21.6	0.17	Suelo rígido	0.013	0.25	0.22	0.88	0.1	0.24

De acuerdo con los valores de la tabla 4.1, para el sitio Hotel Sapanca se asigna una aceleración máxima del terreno de 0.4 g usando la estación Sakarya (SKR), dicho valor será usado para el cálculo del *CSR* con métodos de campo.

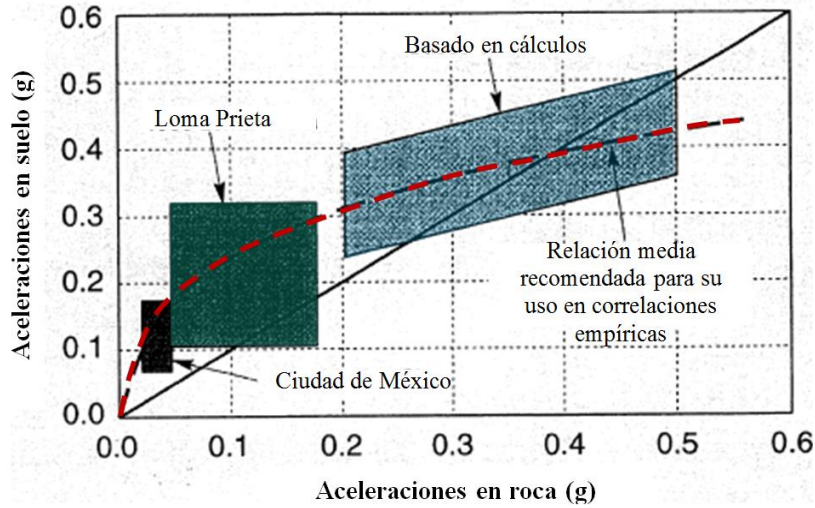


Figura 4.5 Curva desarrollada por Idriss para aproximar la relación entre la aceleración máxima en roca y suelo blando (tomado de Kramer, 1996).

4.2.3. Análisis del potencial de licuación con (SPT)

4.2.3.1. Parámetros para el cálculo del potencial de licuación con (SPT)

En la tabla 4.2 se presentan los datos de las pruebas con *SPT* (SH-4, SH-7 y SH-9), la caracterización del depósito de suelo, la granulometría, el contenido de finos y la densidad relativa, con los datos anteriores se determina la susceptibilidad natural de los depósitos a licuarse. Para el cálculo del potencial de licuación se emplearon, el número de golpes de la prueba *SPT* y el contenido de finos. En las tablas 4.3 y 4.4 se presentan los parámetros generales y de cálculo para la evaluación del potencial de licuación con el método basado en la prueba *SPT*.

Una descripción detallada del programa y resultados de investigación de campo pueden consultarse en la referencia de Bray *et al.* (1999).

Tabla 4.3. Parámetros generales para la evaluación del potencial de licuación.

PGA	M_w	MSF	r_d	K_σ
0.40	7.40	NCEER (1998)	Liao y Withman (1986)	NCEER (1998)

Tabla 4.4. Parámetros de cálculo del *SPT* para la evaluación del potencial de licuación.

Método de cálculo	Método de corrección de finos	Factores de corrección <i>SPT</i>				
		C_N	C_E	C_B	C_R	C_S
NCEER (1998)	Idriss y Seed (1982)	Liao y Withman (1986)	0.9	90	0.75	1

Los factores de corrección del *SPT* se determinaron a partir de las características del equipo y método empleado en la perforación. En la tabla 4.5 se muestran las características de la perforadora usada en el sitio de estudio.

Tabla 4.2. Datos de las pruebas de penetración estándar (Bray *et al.*, 1999).

SPT-SH-4

Prof. (m)	N_{SPT}	(N_1)	$(N_1)_{60}$	CF (%) < 75 μm	LL (%)	IP (%)	D_{50}	D_r	SUCS	Descripción	Susceptibilidad de licuación
1.2	3	2.7	3.44	5	NP	NP	6.4		GW	Gravas finas con arena gruesa	No susceptible
2.4	5	4.5	6.12	0	NP	NP	9.5				
3	10	9	13.01	5	NP	NP	9.5				
3.9	14	12.6	18.21	73	NP	NP	<0.07	Media	ML	Arena limosa	Alta Susceptibilidad
4.8	10	9	13.85	7	NP	NP	4.3				
5.6	7	6.3	8.99	4	NP	NP	4.7	Suelta			
6.6	9	8.1	10.66	4	NP	NP	3.2				
8	11	9.9	12.02	11	NP	NP	3				
9.56	11	9.9	11.62	7	NP	NP	3.9	Media			
11.3	20	18	18.98	7	NP	NP	4.5				

SPT-SH-7

Prof. (m)	N_{SPT}	(N_1)	$(N_1)_{60}$	CF (%) < 75 μm	LL (%)	IP (%)	D_{50}	D_r	SUCS	Descripción	Susceptibilidad de licuación
1.2	11	9.9	12.62	14	NP	NP	5		GM	Grava arenosa	No susceptible
2	3	2.7	3.67	1	NP	NP	3		SW	Arena limosa	Alta Susceptibilidad
2.8	5	4.5	6.5	5	NP	NP	3.9				
3.8	8	7.2	9.34	4	NP	NP	4.5	Suelta			
4.6	9	8.1	10.88	6	NP	NP	1.5				
5.4	9	8.1	10.19	6	NP	NP	1.6				
6.3	16	14.4	16.98	13	NP	NP	1.9		SW		
7.2	17	15.3	17.26	11	NP	NP	1.6	Media	SW-SM		
8.2	13	11.7	12.55	12	NP	NP	3.1				
9.2	12	10.8	11.59	6	NP	NP	2				
10.4	10	9	9.08	9	NP	NP	2	Suelta			
11.9	11	9.9	9.38	5	NP	NP	0.84				
13.38	13	11.7	10.54	14	NP	NP	0.84	Media			

SPT-SH-9

Prof. (m)	N_{SPT}	(N_1)	$(N_1)_{60}$	CF (%) < 75 μm	LL (%)	IP (%)	D_{50}	D_r	SUCS	Descripción	Susceptibilidad de licuación
1	14	12.6	16.07	46	NP	NP	0.12	Media	SM	Arena limosa	Baja Susceptibilidad
3.6	3	2.7	3.9	15	NP	NP	1.7				
3.8	9	8.1	11.49	16	NP	NP	1.9	Suelta			
4.75	14	12.6	18.26	15	NP	NP	2.6	Media			
6.3	8	7.2	9.28	14	NP	NP	1.6		ML	Limo arenoso	Alta Susceptibilidad
8.8	4	3.6	4.22	86	NP	NP	0.074	Suelta			
9.8	6	5.4	6.05	98	NP	NP	0.015				

Tabla 4.5 Lista de los métodos y equipo usado en la realización del *SPT* (Bray *et al.*, 1999)

Técnica de perforación	Lavado rotatorio
Ademe de perforación	Ademe, ID = 10cm
Broca de perforación	Broca Tricónica, 9 cm de diámetro
Barra de perforación	Tipo AWJ (Área = 5.94 cm ²)
Longitud de la barra de perforación	152 cm (5 pies)
Muestreador	O.D = 50.8 mm
	I.D = 35 mm (constante)
	Longitud = 600 mm
Diámetro de perforación	11.2 cm

4.2.3.2. Resultados de los análisis con *SPT*

Se utilizó el método de análisis publicado en el NCEER-1998 propuesto por Youd *et al.* (2001) para determinar el potencial de licuación con los parámetros generales y de cálculo anteriormente mencionados. En las figuras 4.6 a 4.8 se presentan los perfiles de resistencia al número de golpes de la prueba *SPT*, las gráficas de valores $CSR - CRR$ y FS_{lic} contra la profundidad, además se muestran los puntos evaluados en la gráfica de curva base para datos de *SPT* de Seed *et al.* (1985) para determinar el potencial de licuación. En estas gráficas se observa claramente el intervalo de profundidad potencialmente licuable, mientras que en la tabla 4.6 se presenta un resumen general de los resultados del análisis de cada sondeo con *SPT*, en donde se muestran los intervalos de profundidad potencialmente licuables, los valores de CRR , CSR y el FS_{lic} evaluado. Cabe mencionar que la susceptibilidad de licuación se realizó en función de la clasificación SUCS, densidad relativa y contenido de finos.

De acuerdo con lo observado en las gráficas antes mencionadas, es evidente que los depósitos de suelos granulares son potencialmente licuables; es decir, los esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo sobrepasan los esfuerzos cíclicos que se requieren para que el suelo se licue. La evidente licuación del suelo se debe en mayor parte a las condiciones sísmicas establecidas y el tipo de suelo, lo cual resulta congruente considerando que son arenas sueltas con $D_r < 65\%$ (Ovando y Segovia, 1996) y cuyos contenidos de finos fluctúan de 4 a 14%. Estos resultados presentan un escenario desfavorable para el sitio o resultados muy conservadores para el diseño; sin embargo, la estimación del potencial de licuación es adecuada en comparación con el comportamiento de los suelos ante el sismo de Kocaeli (1999).

Tabla 4.6. Resumen de evaluación del potencial de licuación con *SPT*

SPT	Intervalo de Prof. (m)	$CRR_{Promedio}$	$CSR_{Promedio}$	FS_{lic}	Potencial de Licuación
SH-4	1.50 - 11.30	0.14	0.54	0.25	Licuable
SH-7	1.20 - 13.38	0.13	0.51	0.25	Licuable
SH-9	1.56 - 9.80	0.15	0.51	0.29	Licuable



Parámetros de entrada y datos del análisis

Tipo de datos: Prueba de Penetración Estándar
 Tipo de análisis: Determinístico
 Método de análisis: NCEER 1998
 Método de corrección de finos: Idriss y Seed

Profundidad de nivel de agua: 0.50 m
 Magnitud del sismo: 7.40
 Aceleración máx. del terreno: 0.40 g
 F.S. definido: 1.00

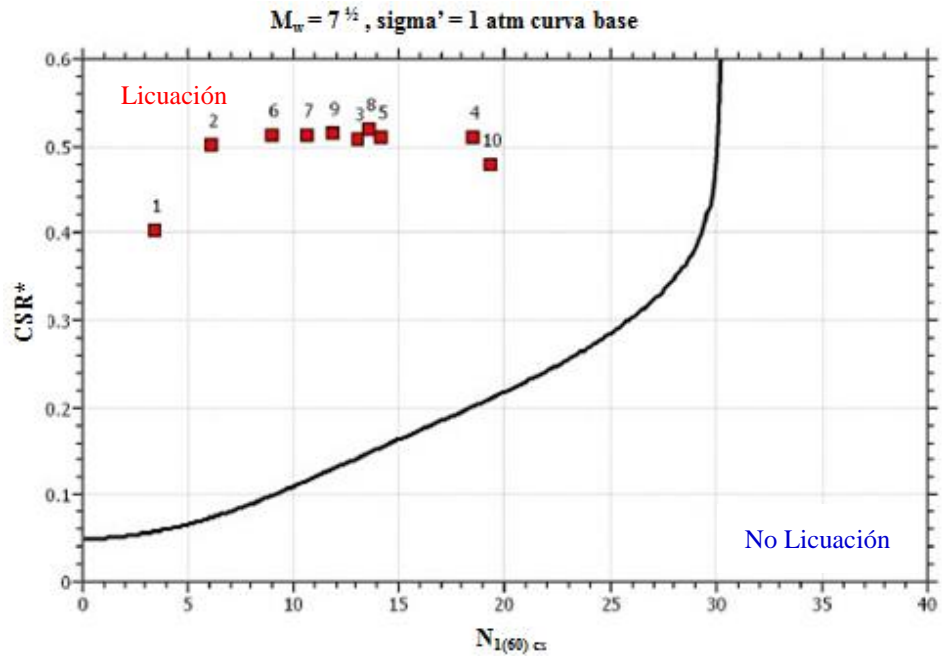
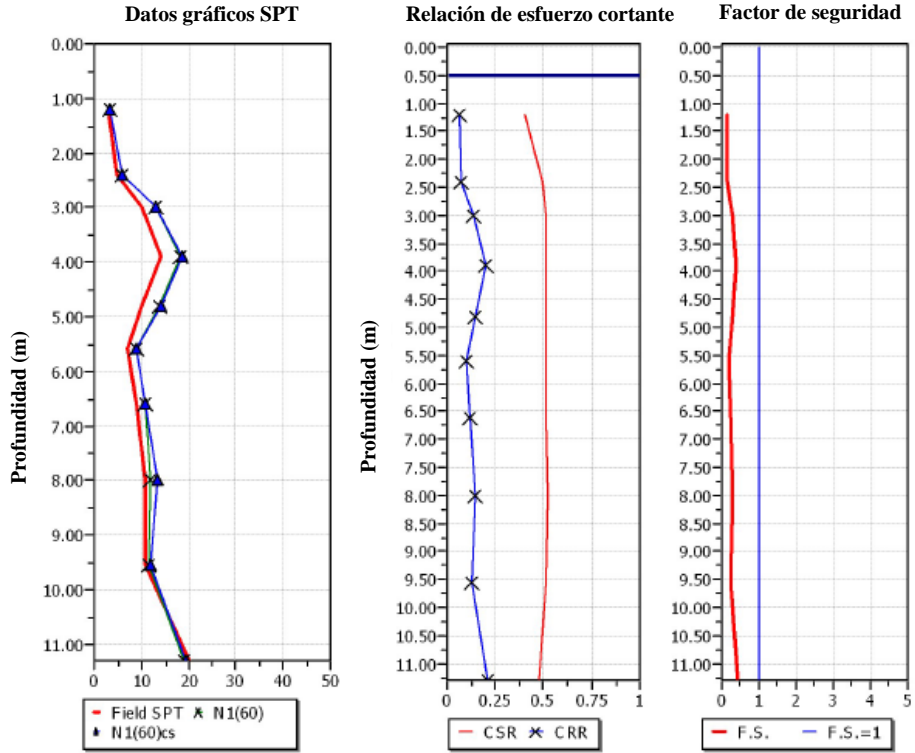


Figura 4.6. Resultados del análisis de licuación para el SPT-SH4.



Parámetros de entrada y datos del análisis

Tipo de datos: Prueba de Penetración Estándar
Tipo de análisis: Determinístico
Método de análisis: NCEER 1998
Método de corrección de finos: Idriss y Seed

Profundidad de nivel de agua: 0.50 m
Magnitud del sismo: 7.40
Aceleración máx. del terreno: 0.40 g
F.S. definido: 1.00

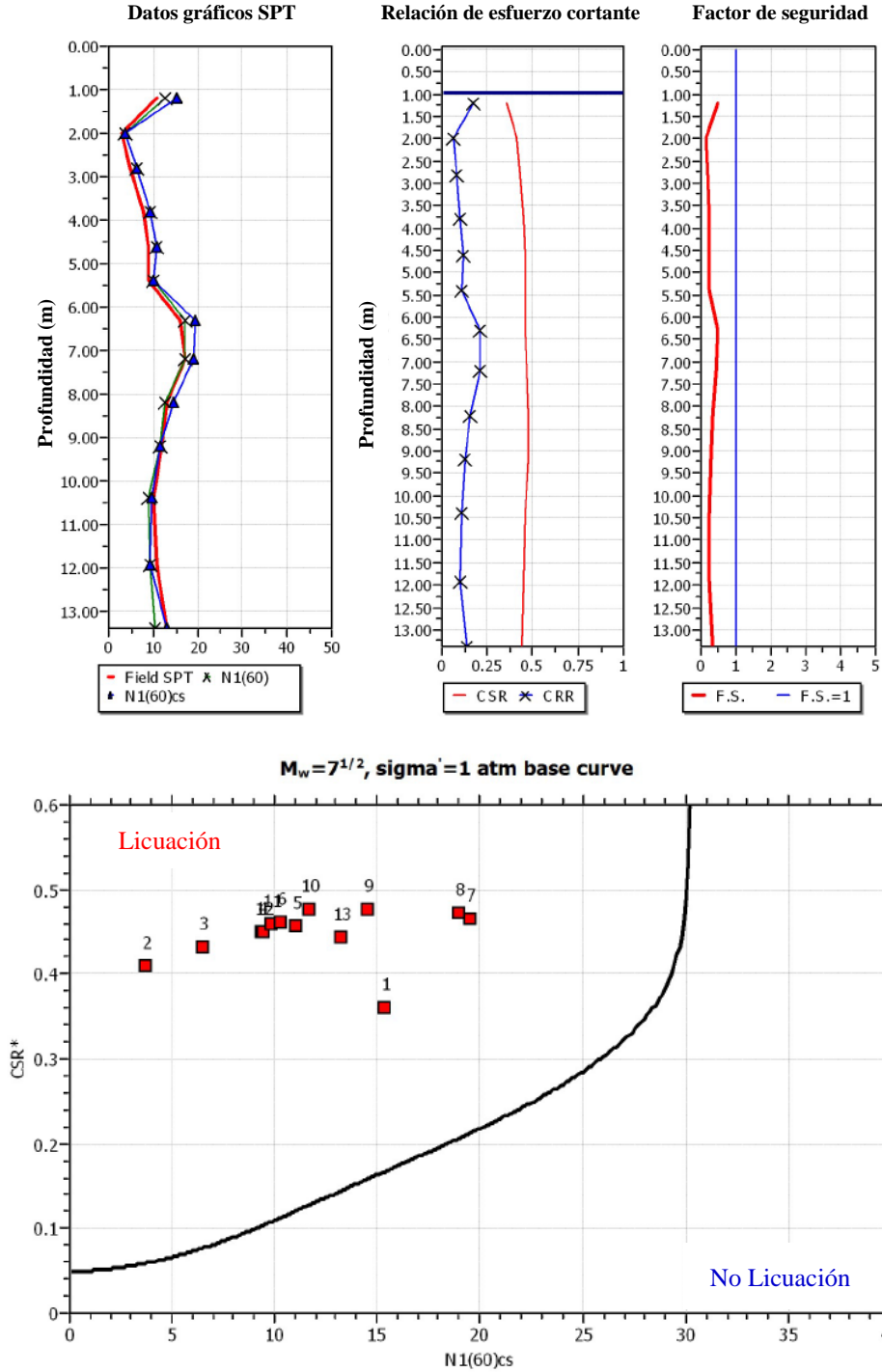


Figura 4.7. Resultados del análisis de licuación para el SPT-SH7.



Parámetros de entrada y datos del análisis

Tipo de datos: Prueba de Penetración Estándar
 Tipo de análisis: Determinístico
 Método de análisis: NCEER 1998
 Método de corrección de finos: Idriss y Seed

Profundidad de nivel de agua: 0.50 m
 Magnitud del sismo: 7.40
 Aceleración máx. del terreno: 0.40 g
 F.S. definido: 1.00

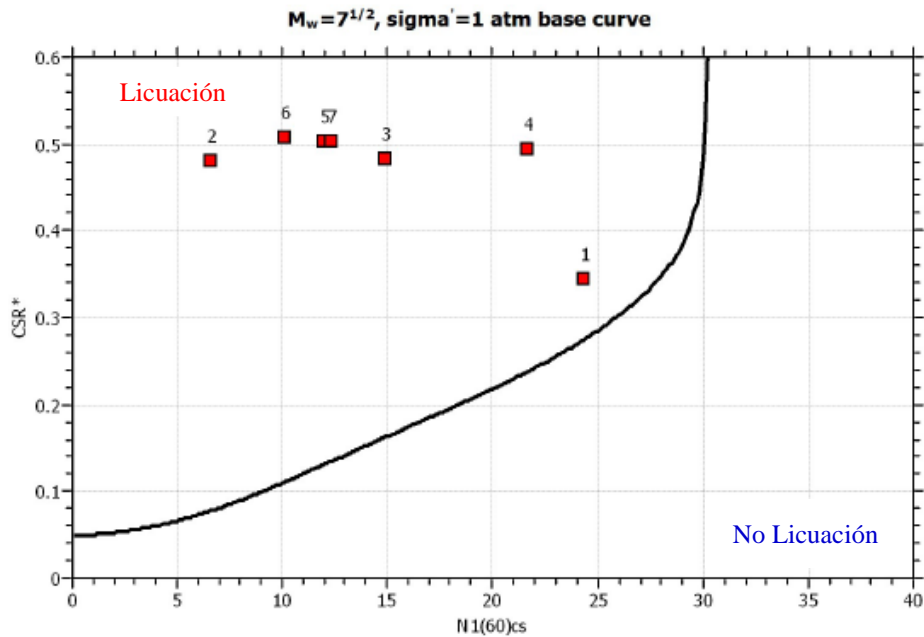
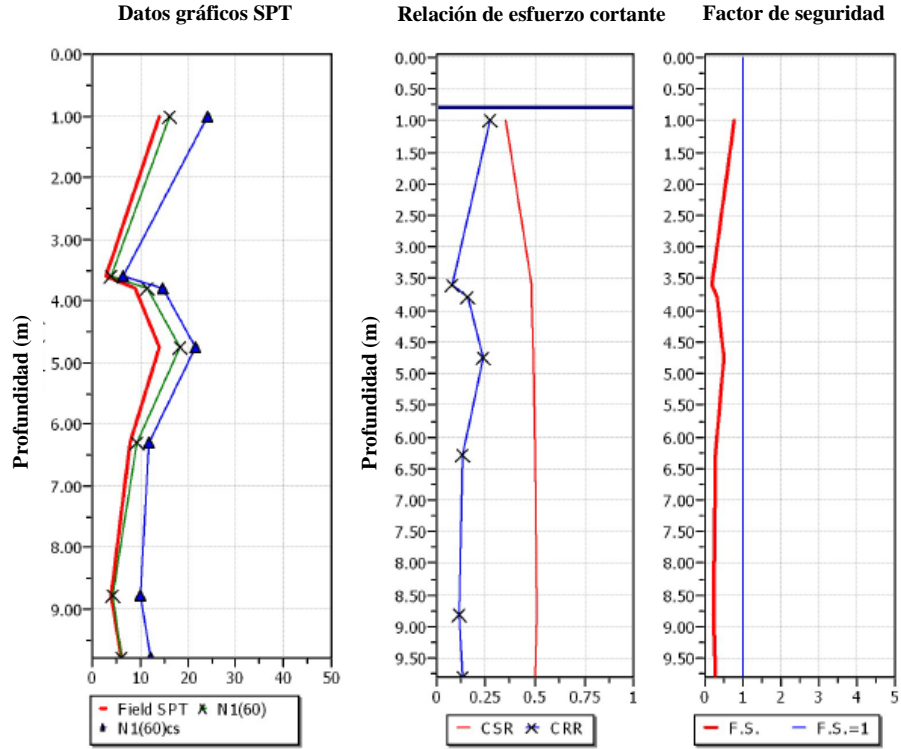


Figura 4.8. Resultados del análisis de licuación para el SPT-SH9.

4.2.4. Análisis del potencial de licuación con *CPT*

4.2.4.1. Parámetros para el cálculo del potencial de licuación con *CPT*

Para este cálculo se utilizó el método de Robertson y Wride (1998), para el cual se emplearon los valores de los registros de resistencia por punta del cono (q_t) y resistencia por fuste (f_s), ver figura 4.1, en conjunto con las condiciones iniciales de esfuerzos, ver figuras 4.9 a 4.14. Así mismo, en la tabla 4.7 se presentan los parámetros generales y de cálculo para la evaluación del potencial de licuación basado en la prueba con *CPT*. Una descripción detallada del programa y resultados de investigación de campo puede consultarse en la referencia de Bray *et al.* 1999.

Es preciso mencionar que la evaluación de la susceptibilidad de licuación se llevó a cabo empleando la carta de tipo de comportamiento de suelo propuesta por Robertson (1990), considerando como no susceptibles a licuarse los suelos con valores de I_c mayor de 2.6 (Limo arcilloso a arcilla limosa y arcilla). No obstante, se recomienda que debido a que la relación de I_c y el tipo de suelo es una aproximación, los suelos con un valor de I_c de 2.4 a 2.6 o mayores, deberán ser muestreados y ensayados para verificar su susceptibilidad a la licuación con el criterio de Andrews y Martin (2000). En este trabajo se utilizó la clasificación de Robertson (1990) para evaluar la susceptibilidad de licuación, ya que no se contaron con datos de plasticidad de los suelos finos.

Tabla 4.7. Parámetros generales para la evaluación y cálculo del potencial de licuación.

PGA	M_w	MSF	r_d	K_σ	I_c
0.40	7.40	NCEER (1998)	Liao y Withman (1986)	NCEER (1998)	2.6

4.2.4.2. Resultados de los análisis con *CPT*

En las figuras 4.9 a 4.14 se presentan los perfiles de resistencia por punta del cono, relación de fricción, gráficas del índice del comportamiento de tipo de suelo (I_c), $CSR - CRR$ y FS_{lic} contra la profundidad, además se muestran los puntos evaluados en la gráfica de la curva base de Robertson y Wride (1998) para determinar el potencial de licuación, igualmente se presentan estos puntos en la carta del tipo de comportamiento de suelo propuesta por Robertson (1990) para determinar la susceptibilidad del suelo a licuarse. De igual manera, en la tabla 4.8 se presenta un resumen general de los resultados del análisis de cada sondeo con *CPT*, se muestran los intervalos de profundidad potencialmente licuables, los valores de I_c , $CRR - CSR$ y el FS_{lic} evaluado.

Como puede observarse en las figuras antes mencionadas, para la sección analizada (A-A'), los depósitos de suelos están constituidos principalmente por arenas limpias de compacidad suelta a densa hasta una profundidad promedio de 16 m, a los cuales le subyace un estrato de arcilla limosa a limo arcilloso. No obstante, en el sondeo SH-9 el estrato de arcilla se presenta a una profundidad de 7 m, lo cual representa un cambio abrupto en la estratigrafía del sitio. Lo anterior se debe a la desviación en el alineamiento del sondeo SH-9 en el corte; sin embargo, para fines prácticos esta irregularidad en la estratigrafía servirá para observar una posible influencia en el modelo numérico.

De acuerdo con los resultados mostrados en las figuras 4.9 a 4.14 y el resumen de la tabla 4.8, se observa que los depósitos clasificados como arenas limpias son potencialmente licuables, excepto en zonas en donde el cono presentó mayor resistencia y en suelos con un I_c mayor de 2.70.



Por otra parte Robertson y Wride (1998) indican que suelos con un $I_c > 2.6$ no son susceptibles de licuarse, por lo que estos autores proponen evaluarlos con otro criterio si tienen un $F \% > 1$. Otra recomendación realizada por los mismos autores, es verificar la susceptibilidad de licuación a partir de un valor $I_c > 2.4$.

Por otra parte, se observa que la estimación de las zonas potencialmente licuables de cada sondeo es adecuada de acuerdo a las propiedades de los materiales y los parámetros determinados con la prueba de cono.

Para este caso en particular, se determinó que los suelos que se clasifican como arenas limpias, la resistencia a la licuación aumenta para registros de q_t mayores a 10 MPa y una relación de fricción mayor a 1. Finalmente, se observa que los parámetros del sondeo con cono son ideales para su uso en la integración del modelo, debido a la continuidad de su registro con respecto a la profundidad.

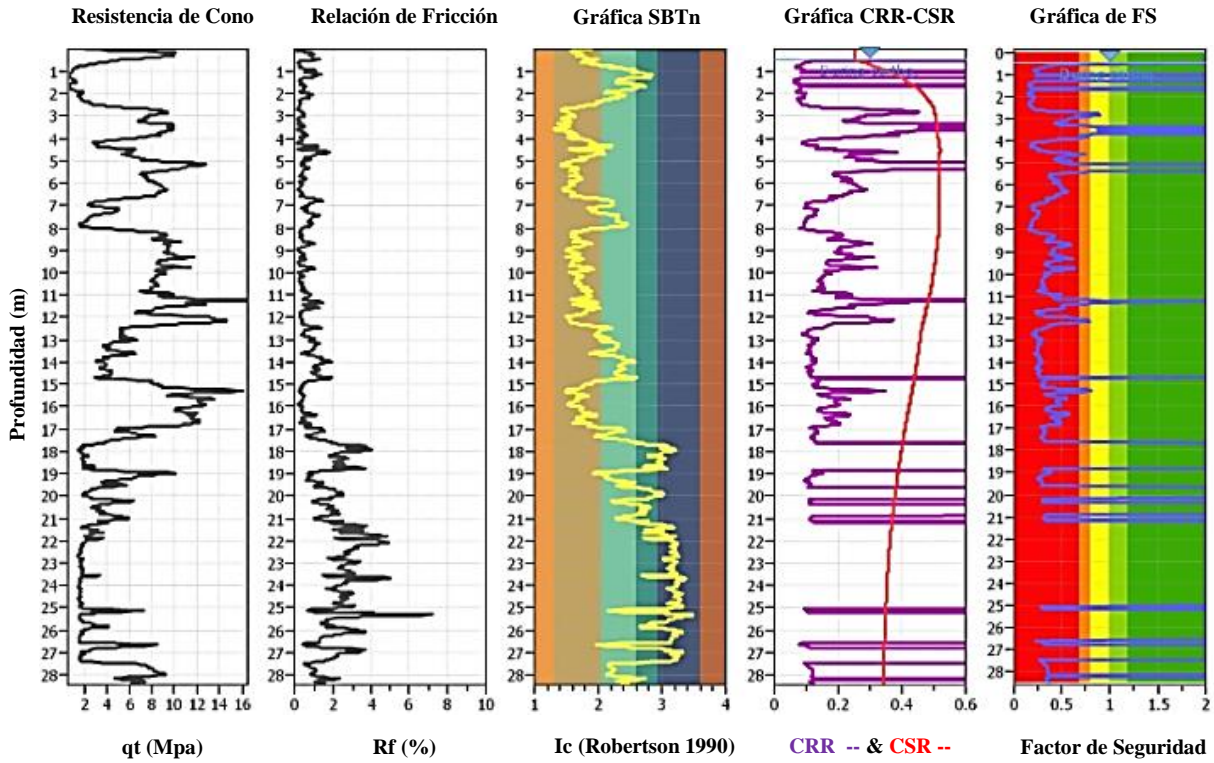
Tabla 4.8. Resumen de evaluación de potencial de licuación con CPT.

CPT	Intervalo de Prof. (m)		CRR	CSR	FS_{lic}	I_c promedio	Tipo de suelo	Potencial de licuación
SH-4	0.00	0.50	4.00	2.00	2.00	1.98	Arena limpia / arena limosa	No licuable
	0.50	17.50	0.17	0.47	0.36	1.90		Licuable
	17.50	18.50	4.00	0.39	2.00	2.94	Limo arcilloso /arcilla limosa	No licuable
	18.50	19.51	0.12	0.38	0.32	2.29		Licuable
	19.51	26.50	4.00	0.36	2.00	3.04	Arcilla limosa / Arcilla	No licuable
	26.50	28.00	0.10	0.34	0.29	2.15	Arena limosa / limo arenoso	Licuable
SH-5	0.00	0.50	4.00	2.00	2.00	1.98	Arena limpia / arena limosa	No licuable
	0.50	1.50	0.13	0.40	0.33	1.92		Licuable
	1.50	3.50	4.00	0.45	2.00	1.59		No licuable
	3.50	10.00	0.19	0.48	0.39	1.90		Licuable
SH-6	0.00	1.50	4.00	2.00	2.00	2.13	Arena limosa / limo arenoso	No licuable
	1.50	10.00	0.12	0.48	0.25	1.94	Arena limpia / arena limosa	Licuable
SH-7	0.00	0.50	4.00	2.00	2.00	1.92	Arena limpia / arena limosa	No licuable
	0.50	3.50	0.13	0.40	0.33	1.68		Licuable
	3.50	4.50	4.00	0.47	2.00	1.59		No licuable
	4.50	19.50	0.15	0.44	0.35	1.89		Licuable
	19.50	23.50	4.00	0.36	2.00	3.13	Arcilla limosa / Arcilla	No licuable
	23.50	28.50	0.13	0.34	0.39	2.04	Arena limosa / limo arenoso	Licuable
SH-8	0.00	0.50	4.00	2.00	2.00	2.04	Arena limosa / limo arenoso	No licuable
	0.50	10.00	0.21	0.46	0.44	1.85	Arena limpia / arena limosa	Licuable
SH-9	0.00	0.50	4.00	2.00	2.00	1.71	Arena limpia / arena limosa	No licuable
	0.50	6.50	0.13	0.47	0.27	2.25	Arena limosa / limo arenoso	Licuable
	6.50	7.50	4.00	0.51	2.00	2.80	Limo arcilloso /arcilla limosa	No licuable
	7.50	8.50	0.11	0.51	0.22	2.58	Arena limosa / limo arenoso	Licuable
	8.50	12.50	4.00	0.49	2.00	2.80	Limo arcilloso /arcilla limosa	No licuable
	12.50	13.50	0.14	0.46	0.30	2.27	Arena limosa / limo arenoso	Licuable
	13.50	15.50	4.00	0.44	2.00	3.14	Arcilla limosa / Arcilla	No licuable
	15.50	18.50	0.25	0.40	0.61	1.64	Arena limpia / arena limosa	Licuable
	18.50	19.50	4.00	0.38	2.00	3.21	Arcilla limosa / Arcilla	No licuable
	19.50	28.50	0.16	0.35	0.46	1.83	Arena limpia / arena limosa	Licuable



Parámetros de entrada y datos del análisis CPT-SH4

Método de análisis:	NCEER (1998)	N.A.F. in situ:	0.50 m
Método de corrección de finos:	NCEER (1998)	N.A.F. (sismo):	0.50
Puntos a prueba:	Basado en el Ic	Valor Ic:	2.60
Magnitud del sismo M_w :	7.40	Cálculo del peso específico:	Basado en SBT
Aceleración máxima del terreno:	0.40	$K\sigma$ aplicado:	si



$M_w = 7^{1/2}$, sigma = 1 atm curva base

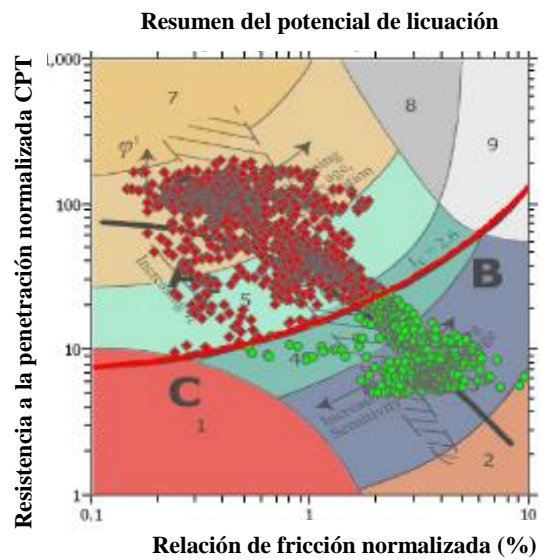
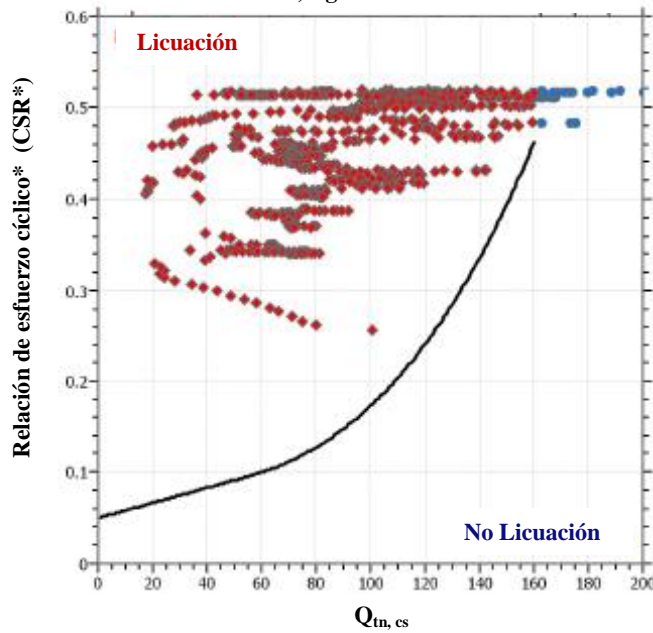


Figura 4.9. Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH4.



Parámetros de entrada y datos del análisis CPT-SH5

Método de análisis:	NCEER (1998)	N.A.F. in situ:	1.20 m
Método de corrección de finos:	NCEER (1998)	N.A.F. (sismo):	0.50
Puntos a prueba:	Basado en el Ic	Valor Ic:	2.60
Magnitud del sismo M_w :	7.40	Cálculo del peso específico:	Basado en SBT
Aceleración máxima del terreno:	0.40	$K\sigma$ aplicado:	si

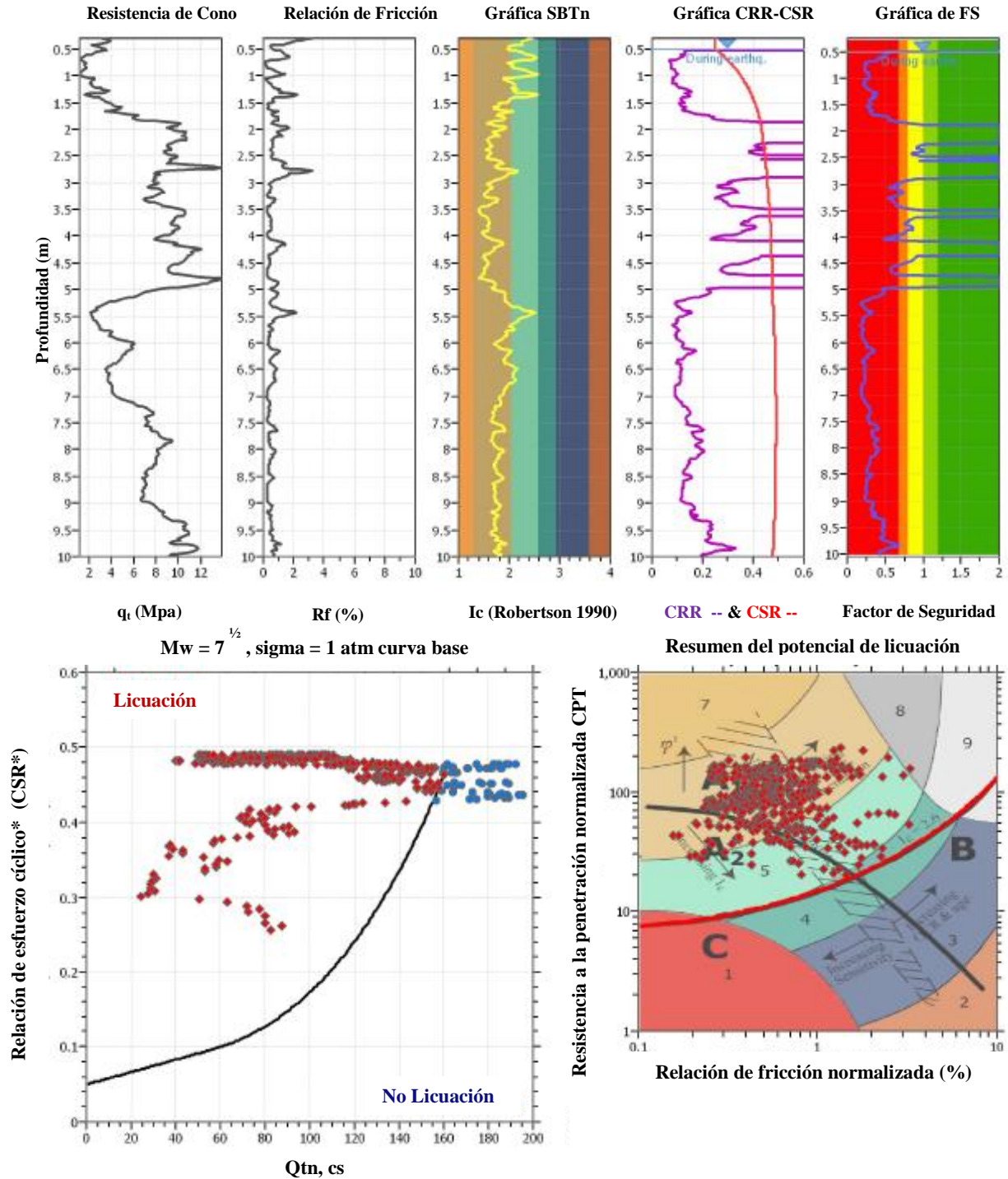
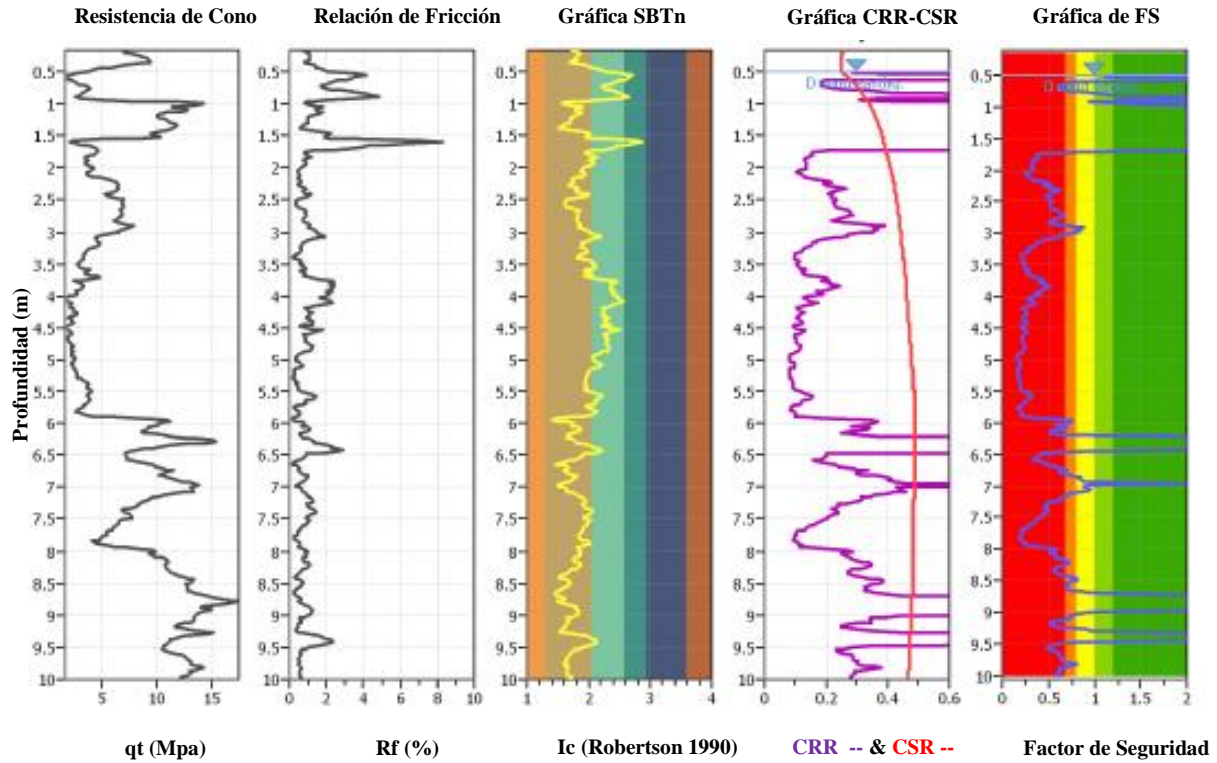


Figura 4.10. Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH5



Parámetros de entrada y datos del análisis CPT-SH6

Método de análisis:	NCEER (1998)	N.A.F. in situ:	1.20 m
Método de corrección de finos:	NCEER (1998)	N.A.F. (sismo):	0.50
Puntos a prueba:	Basado en el Ic	Valor Ic:	2.60
Magnitud del sismo M_w :	7.40	Cálculo del peso específico:	Basado en SBT
Aceleración máxima del terreno:	0.40	$K\sigma$ aplicado:	si



$M_w = 7^{1/2}$, $\sigma = 1 \text{ atm}$ curva base

Resumen del potencial de licuación

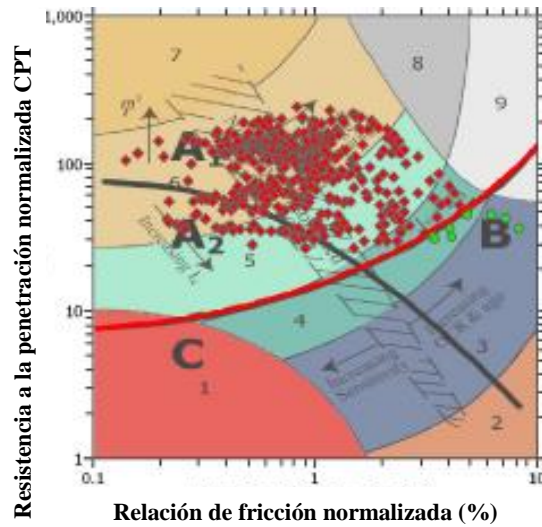
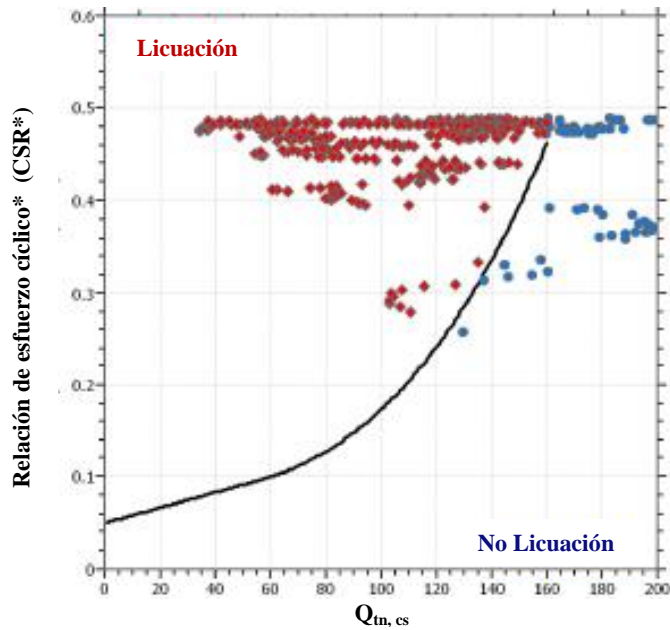


Figura 4.11. Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH6.



Parámetros de entrada y datos del análisis CPT-SH7

Método de análisis:	NCEER (1998)	N.A.F. in situ:	0.96 m
Método de corrección de finos:	NCEER (1998)	N.A.F. (sismo):	0.50
Puntos a prueba:	Basado en el Ic	Valor Ic:	2.60
Magnitud del sismo M_w :	7.40	Cálculo del peso específico:	Basado en SBT
Aceleración máxima del terreno:	0.40	$K\sigma$ aplicado:	si

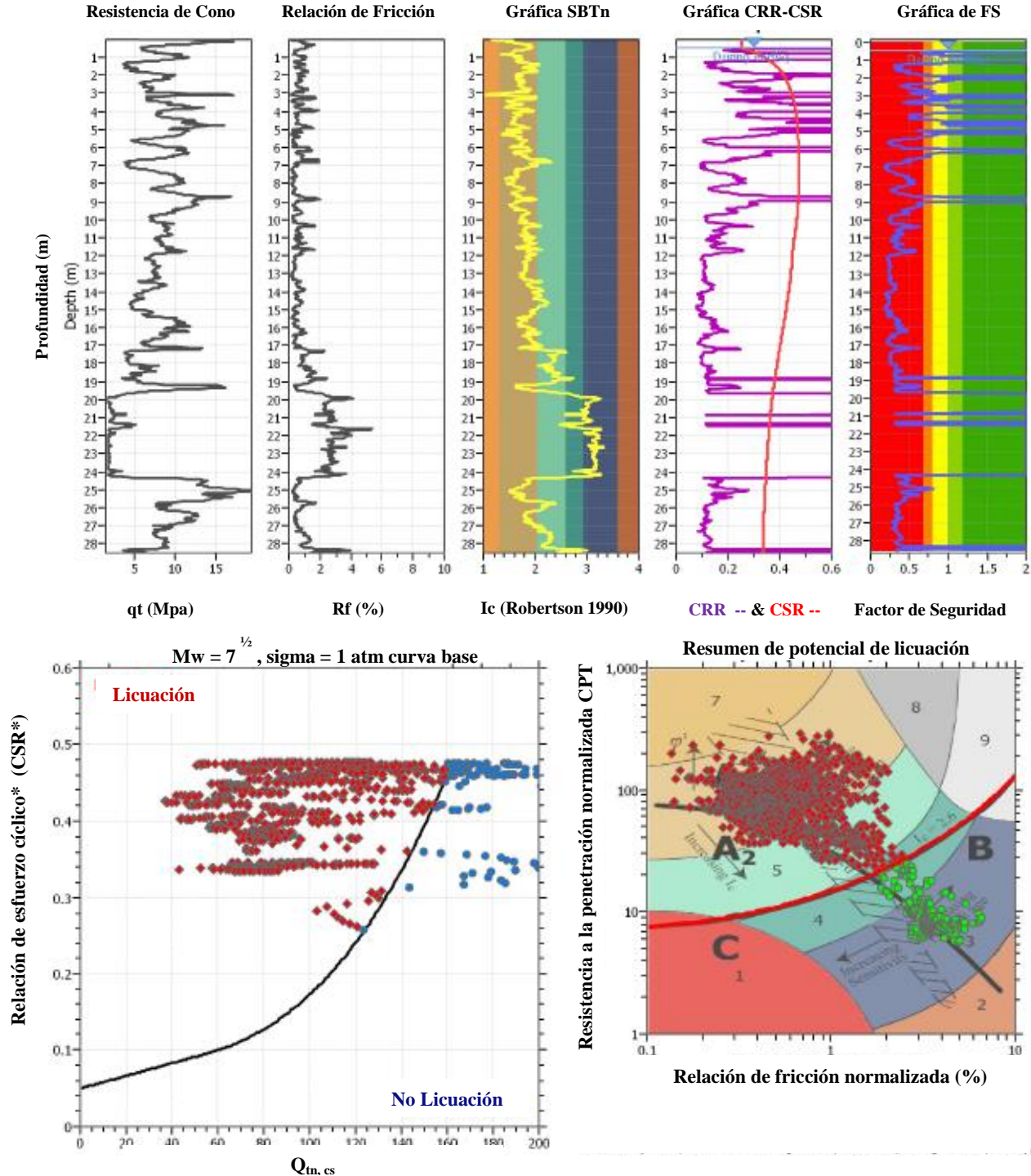


Figura 4.12. Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH7.



Parámetros de entrada y datos del análisis CPT-SH8

Método de análisis:	NCEER (1998)	N.A.F. in situ:	0.95 m
Método de corrección de finos:	NCEER (1998)	N.A.F. (sismo):	0.50
Puntos a prueba:	Basado en el Ic	Valor Ic:	2.60
Magnitud del sismo M_w :	7.40	Cálculo del peso específico:	Basado en SBT
Aceleración máxima del terreno:	0.40	$K\sigma$ aplicado:	si

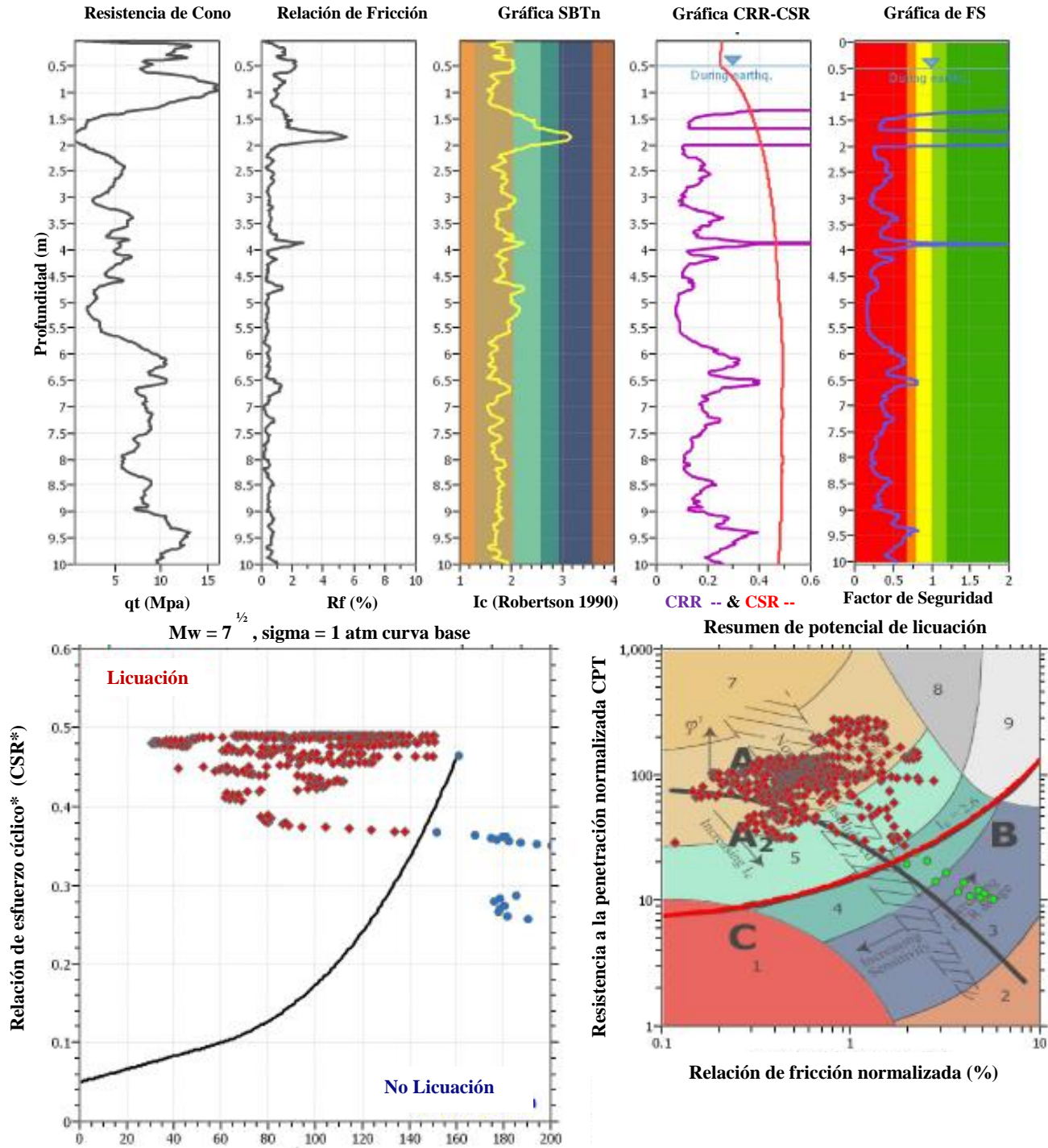


Figura 4.13. Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH8.



Parámetros de entrada y datos del análisis CPT-SH9

Método de análisis:	NCEER (1998)	N.A.F. in situ:	0.80 m
Método de corrección de finos:	NCEER (1998)	N.A.F. (sismo):	0.50
Puntos a prueba:	Basado en el Ic	Valor Ic:	2.60
Magnitud del sismo M_w :	7.40	Cálculo del peso específico:	Basado en SBT
Aceleración máxima del terreno:	0.40	$K\sigma$ aplicado:	si

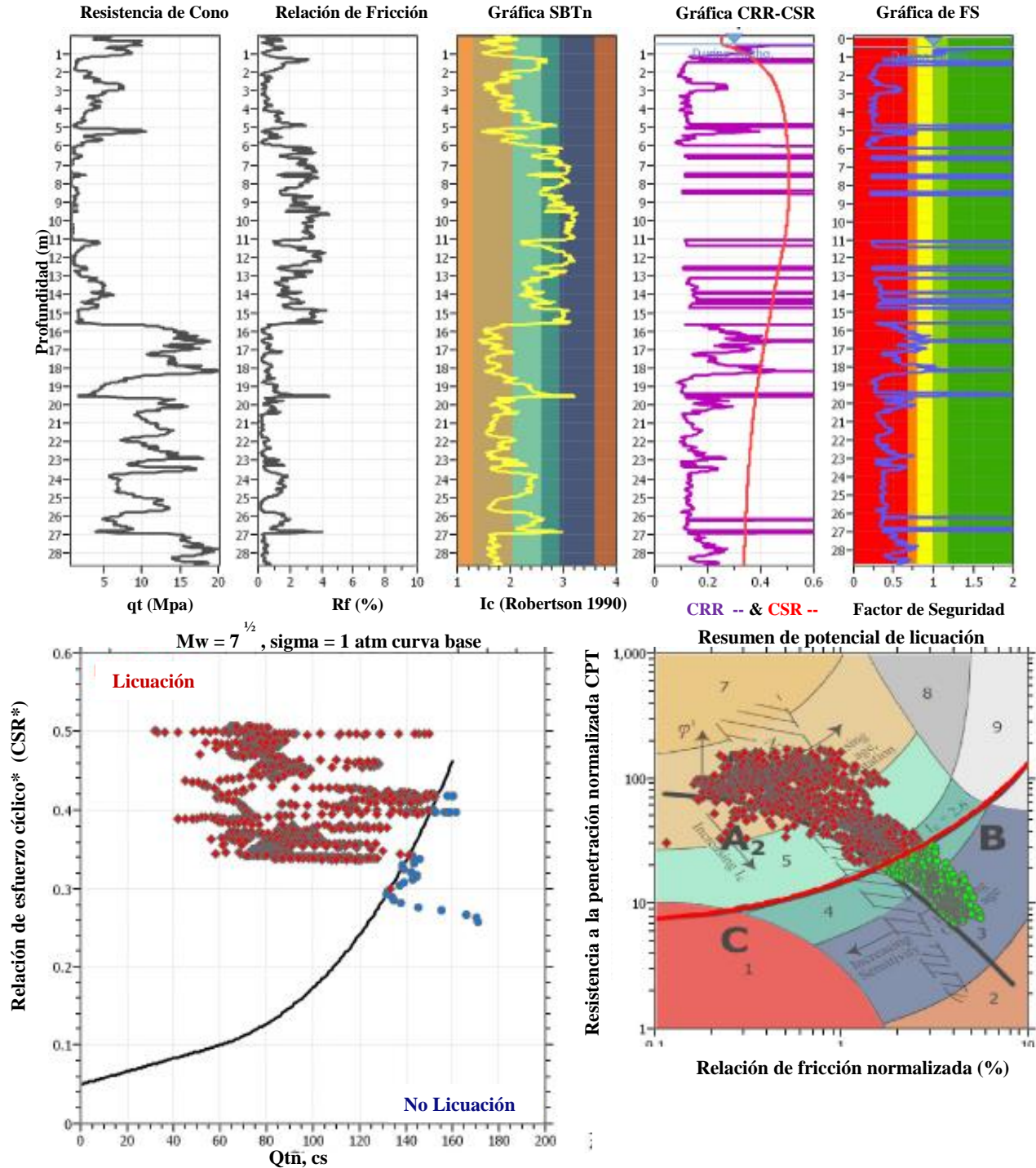


Figura 4.14. Resultados del análisis del potencial de licuación del CPT-SH9.

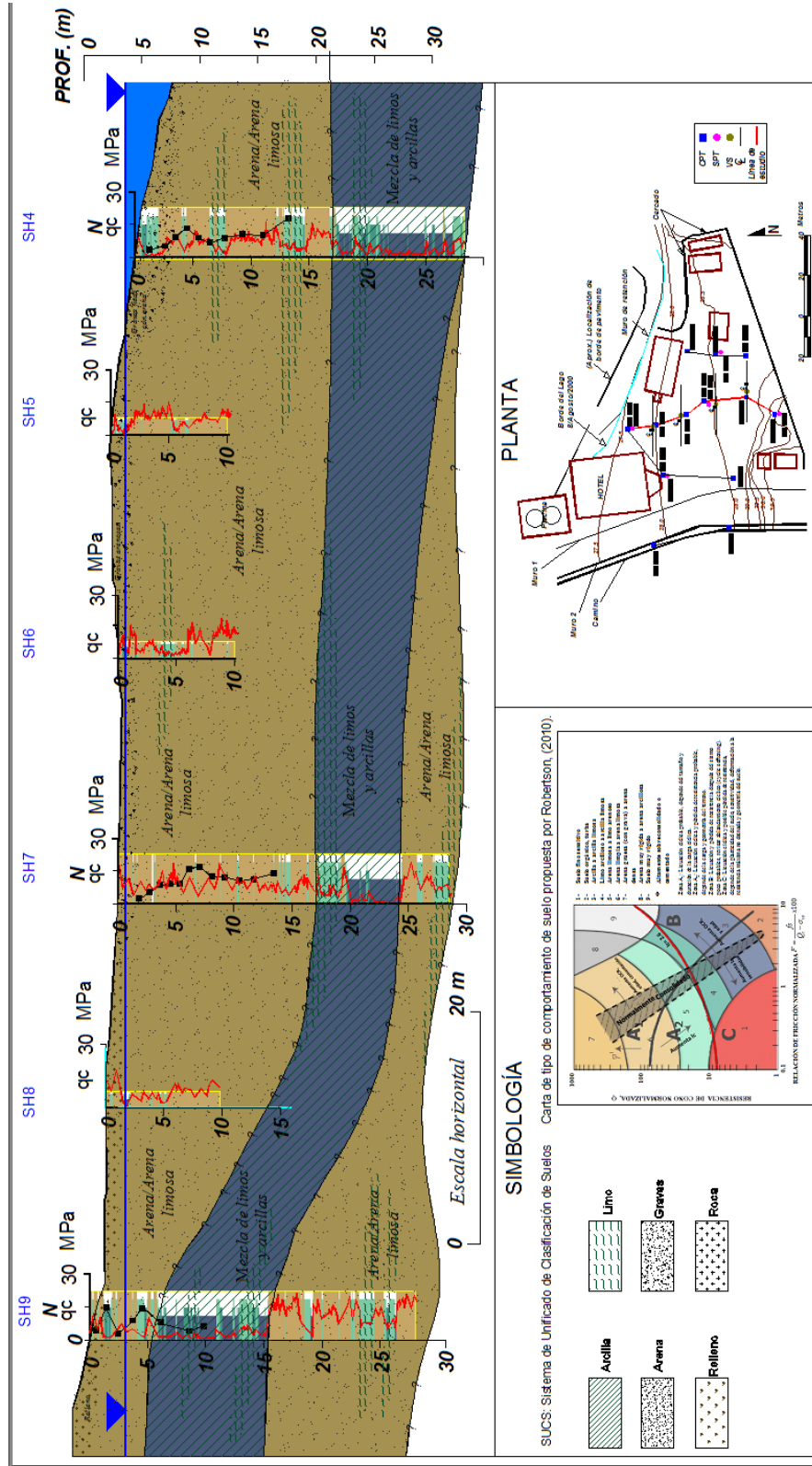


Figura 4.15. Perfil característico del suelo con base en los resultados de la prueba CPT.

4.2.5. Análisis del potencial de licuación con medición de V_s (Andrus *et al.*, 2004)

4.2.5.1. Parámetros para el cálculo del potencial de licuación con V_s

Comúnmente en la práctica se estiman los perfiles de onda de corte indirectamente con pruebas de campo, tales como *SPT* y *CPT* por medio de correlaciones empíricas desarrolladas a partir de mediciones directas *in situ*. Para este estudio se contó con las mediciones de V_s a partir de la técnica de análisis espectral de ondas de corte (*SASW*); sin embargo, debido a lo somero de estos sondeos, ejecutados hasta 14 m de profundidad, se consideró estimar la velocidad de onda a partir de la información de los sondeos con *CPT*, los cuales tuvieron profundidades máximas de 28 m.

Para suelos arenosos se utilizaron varias correlaciones empíricas para estimar los valores de G_{max} o V_s , a partir de los cuales se generó un perfil escalonado de V_s como envolvente. Para suelos arcillosos se usó la correlación de Robertson (2010), debido a que para otras correlaciones se necesitan parámetros de laboratorio. En la tabla 4.9 se presentan las correlaciones empíricas utilizadas y los parámetros que éstas involucran. El perfil mejor estimado de cada sondeo se utilizó para los análisis con el método de Andrus *et al.* (2004). En las figuras 4.16 y 4.17 se presentan los perfiles V_s estimados de cada sondeo, mismos que sirvieron como parámetro de entrada para el análisis. Asimismo en la tabla 4.10 se presentan los parámetros generales y de cálculo para la evaluación del potencial de licuación basado en la medición de onda de corte V_s .

4.2.5.2. Resultados de los análisis con medición de velocidad de onda de corte (V_s)

Se utilizó el método de análisis de Andrus *et al.* (2004) para determinar el potencial de licuación con los parámetros generales y de cálculo anteriormente mencionados. En las figuras 4.18 a 4.23 se presentan los perfiles de V_s , contenido de finos, valores de $CSR - CRR$ y FS_{lic} contra la profundidad; además se muestran los puntos evaluados en la gráfica de curva base para datos de V_s propuesta por Andrus *et al.* (2004) para determinar el potencial de licuación. De acuerdo con estos resultados, se observa que los suelos son potencialmente licuables en toda la profundidad evaluada; sin embargo, se observó que los depósitos con estratos de arcilla a arcilla limosa (sondeos SH-4, SH-7 y SH-9) con contenidos de finos mayores de 50 % presentan valores de $FS_{liq} < 1$, esto se debe a que el método no hace una clasificación del tipo de suelo para saber la susceptibilidad de licuación, por lo tanto es necesario caracterizar el material a fin de conocer la susceptibilidad en función del contenido de finos.

El método propuesto por Andrus *et al.* (2004) presenta un escenario muy desfavorable para el sitio o resultados muy conservadores para el diseño; sin embargo, la estimación del potencial de licuación es adecuada en comparación con el comportamiento de los suelos, observado durante el sismo de Kocaeli (1999); sin embargo, sobrestima las zonas potencialmente licuables.

Tabla 4.10. Parámetros generales y de cálculo para la evaluación del potencial de licuación.

PGA	M_w	MSF	r_d	K_σ	Método de Cálculo	$K_{\alpha 1}$
0.40	7.40	NCEER (1998)	Liao y Withman (1986)	NCEER (1998)	Andrus <i>et al.</i> (2004)	0.83



Tabla 4.9. Correlaciones para determinar parámetros de rigidez.

Referencia	Parámetros de rigidez	Tipo de suelo	Parámetros correlacionados	Correlaciones
Robertson (2010)	V_s	Suelos de la carta de I_c SBT.	*Resistencia por punta del cono, q_c . *Esfuerzo vertical efectivo, σ'_v * Presión atmosférica, Pa *Índice de tipo comportamiento de tipo de suelo, I_c .	$V_s = [\alpha_{vs} ((q_c - \sigma'_v) / Pa)]^{0.5}$ Donde $\alpha_{vs} = 10^{(0.55I_c + 1.68)}$
Rix y Stokoe (1991)	G_{max}	Arenas silicas	*Resistencia por punta del cono, q_c . *Esfuerzo vertical efectivo, σ'_v	$G_{max} = 1634(q_c^{0.25})(\sigma'_v)^{0.375}$ Donde G_{max} , q_c y σ'_v están en kPa. $G_{max} = 1000K_2(\sigma'_v)^{0.5}$
Seed e Idriss (1970)	G_{max}	Arenas silicas	*Esfuerzo vertical efectivo, σ'_v	Donde K_2 es un parámetro de rigidez que depende de la densidad de la arena y varia de ~35 para arenas muy sueltas a ~ 75 para arenas muy compactas G_{max} y σ'_v están en lb/pie ² .
Andrus et al. (2001)	V_s	Arenas	*Resistencia por punta del cono, q_c *Esfuerzo vertical efectivo, σ'_v * Presión atmosférica, Pa * Factor de escalado por envejecimiento, (ASF)	$V_s = 77.4(q_{c1N})^{0.178} ASF (Pa / \sigma'_v)^{-0.25}$ Donde ASF se tomó de la tabla 3.3.

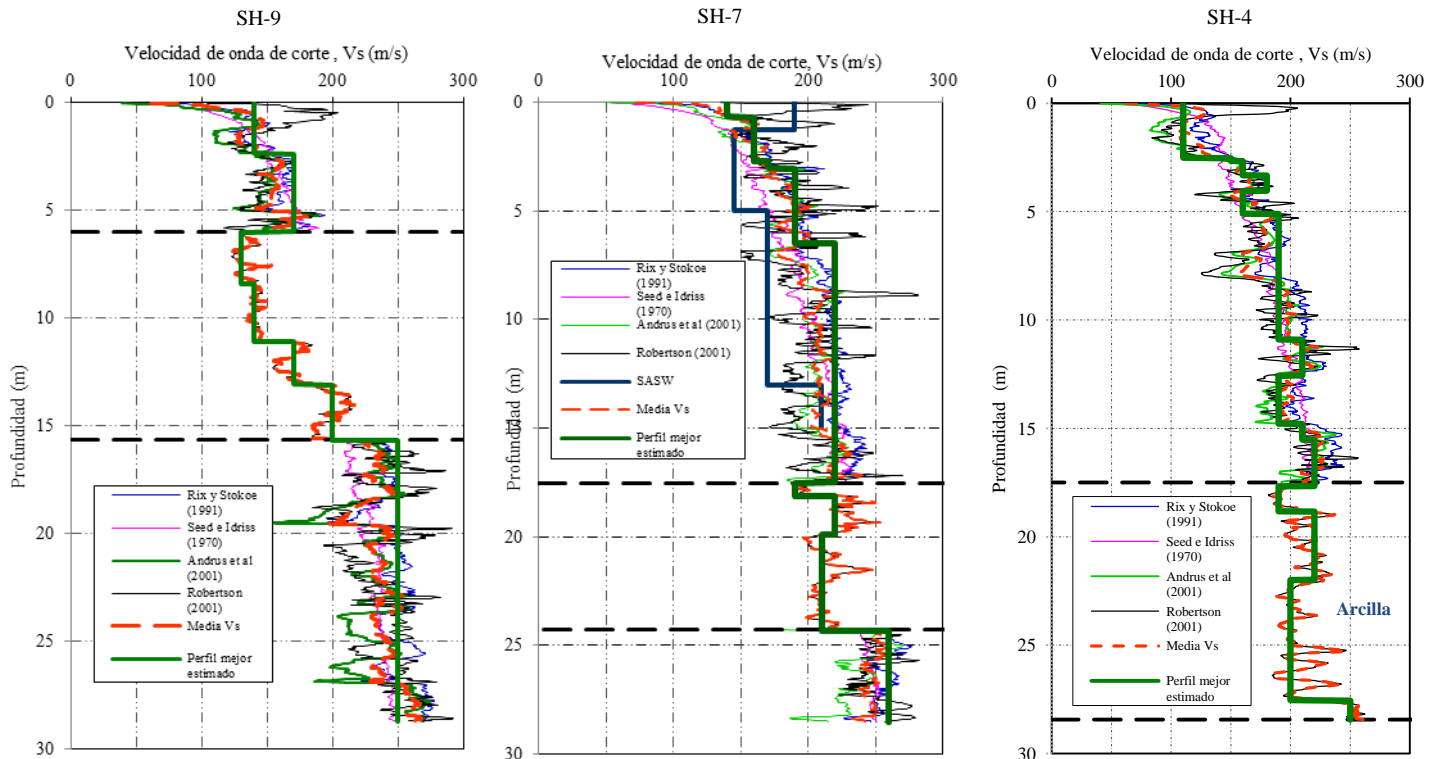


Figura 4.16. Perfiles de velocidad de onda de corte estimados a partir de correlaciones, análisis espectral (SASW) y perfil mejor estimado.

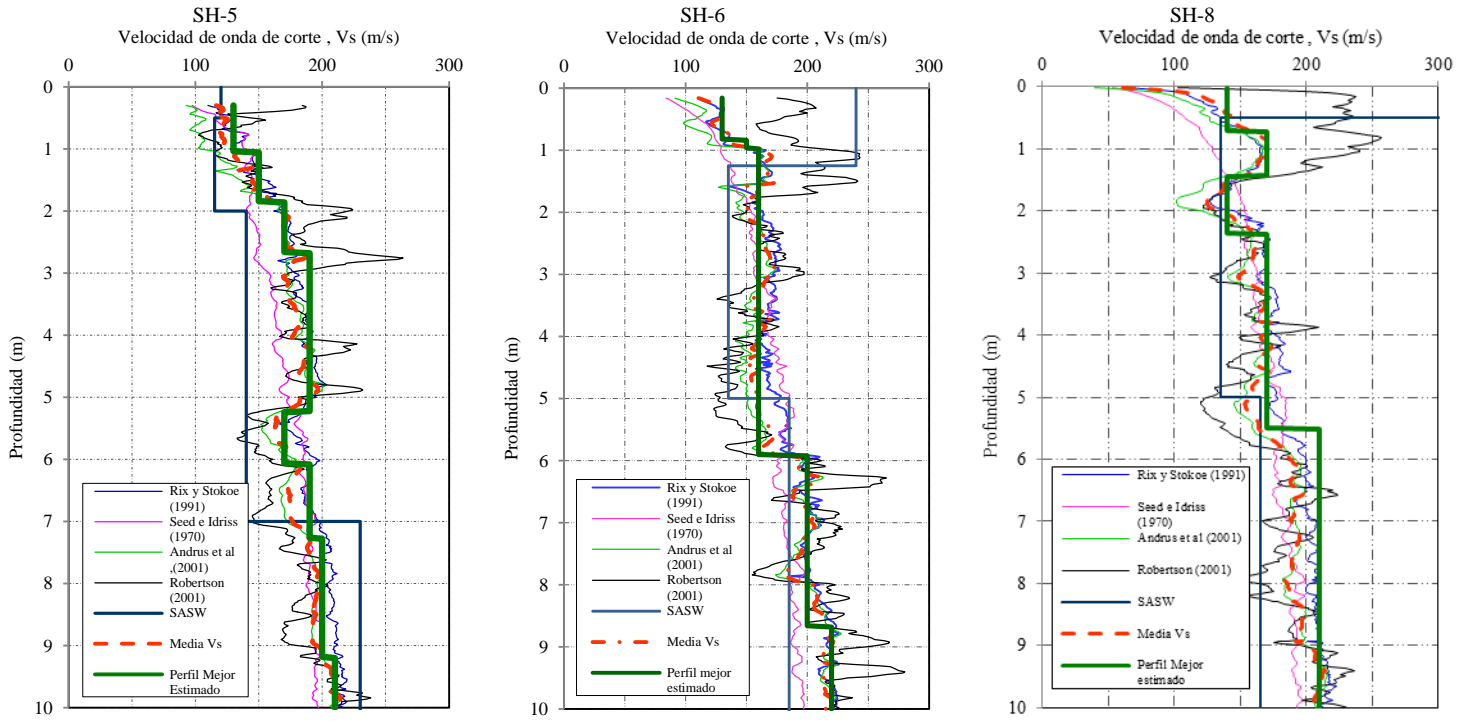
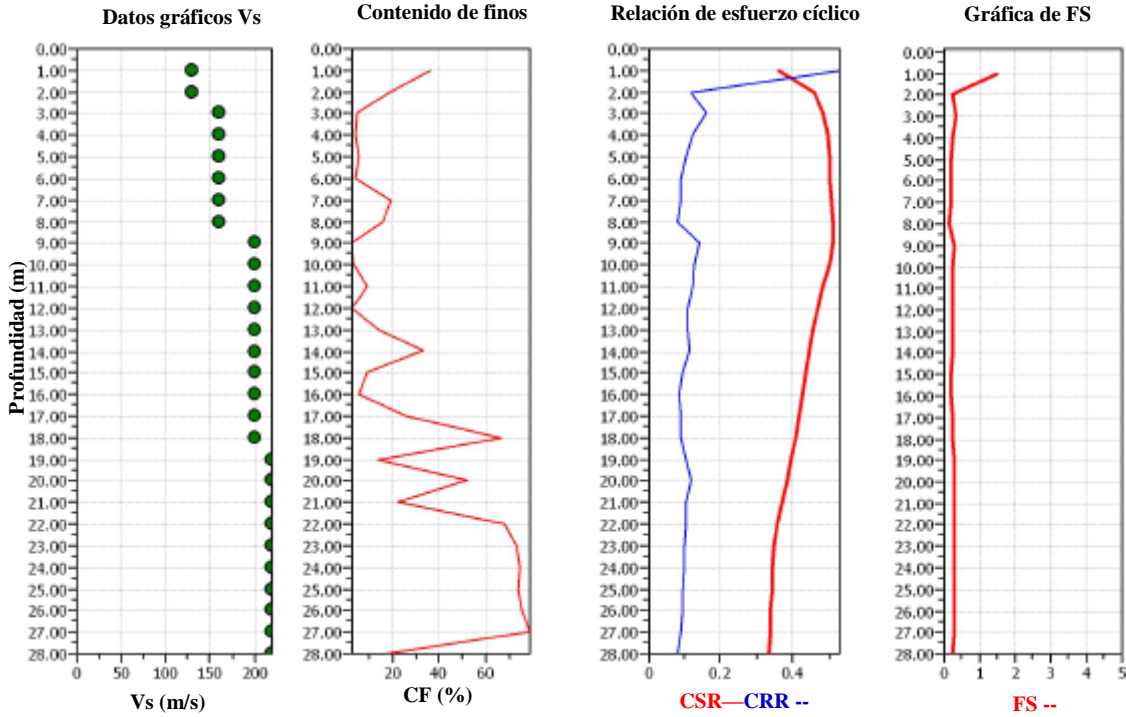


Figura 4.17. Perfiles de velocidad de onda de corte estimados a partir de correlaciones, análisis espectral (SASW) y perfil mejor estimado.



Parámetros de entrada y datos del análisis Vs-SH4

Tipo de datos :	Velocidad de onda de corte	N.A.F. in situ:	0.50 m
Tipo de análisis:	Determinístico	N.A.F. (sismo):	0.50 m
Método de análisis:	Andrus <i>et al.</i> (2004)	Magnitud del sismo M_w:	7.40
Método de corrección de finos:	Juang <i>et al.</i> (2002)	Aceleración máxima del terreno:	0.40 g



$M_w = 7^{1/2}$, $\sigma = 1$ atm curva base

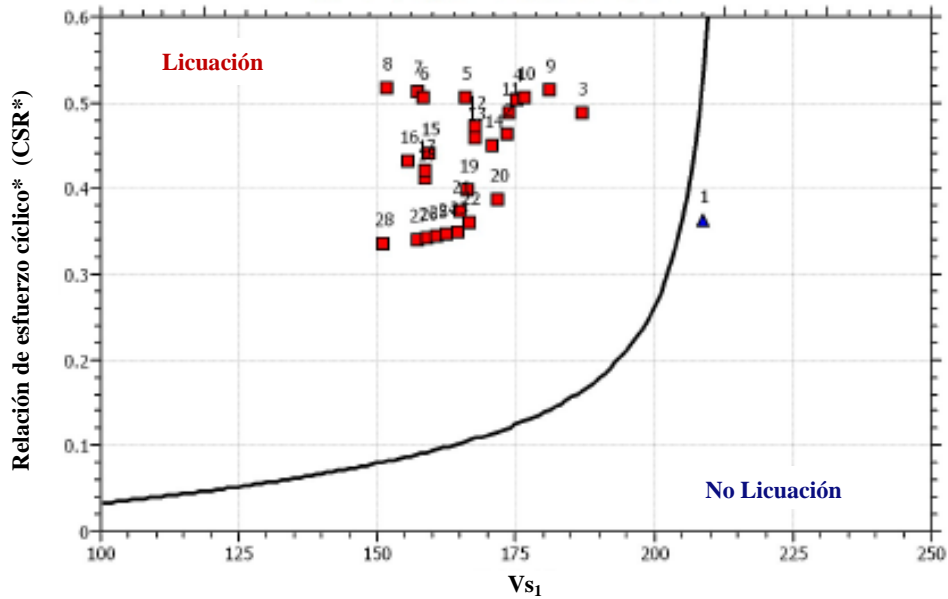
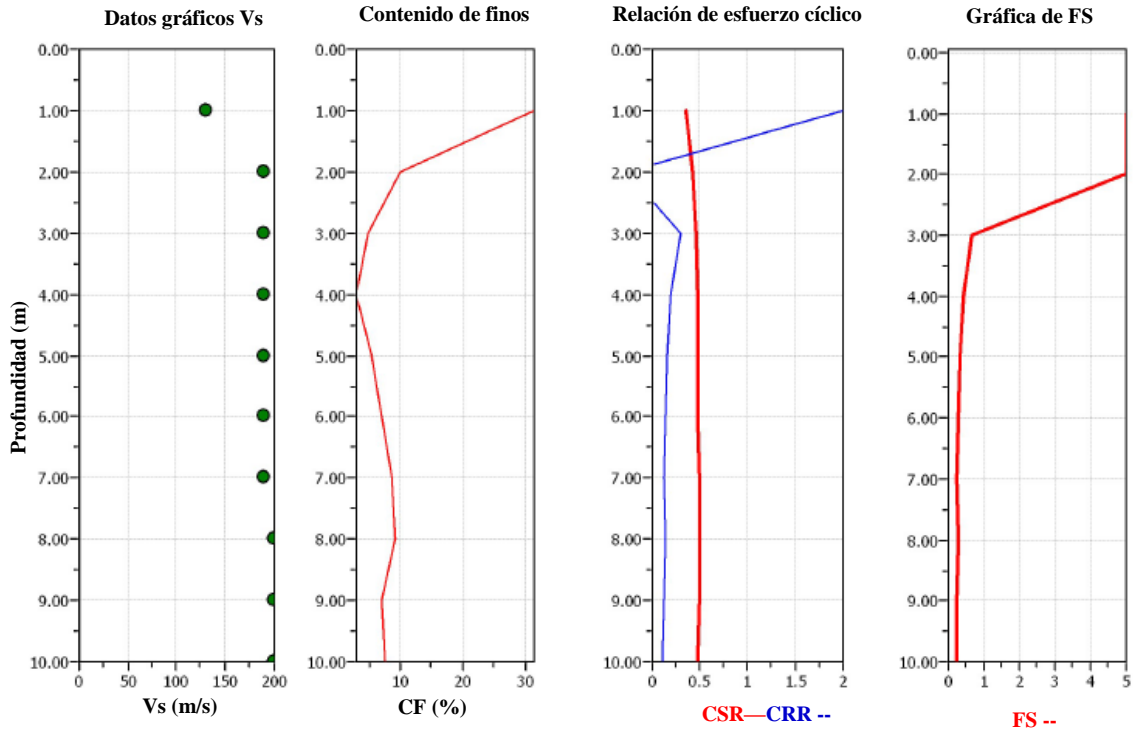


Figura 4.18. Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-4



Parámetros de entrada y datos del análisis Vs-SH5

Tipo de datos :	Velocidad de onda de corte	N.A.F. in situ:	1.20 m
Tipo de análisis:	Determinístico	N.A.F. (sismo):	0.50 m
Método de análisis:	Andrus et al. (2004)	Magnitud del sismo M_w :	7.40
Método de corrección de finos:	Juang et al. (2002)	Aceleración máxima del terreno:	0.40



$M_w = 7^{1/2}$, sigma = 1 atm curva base

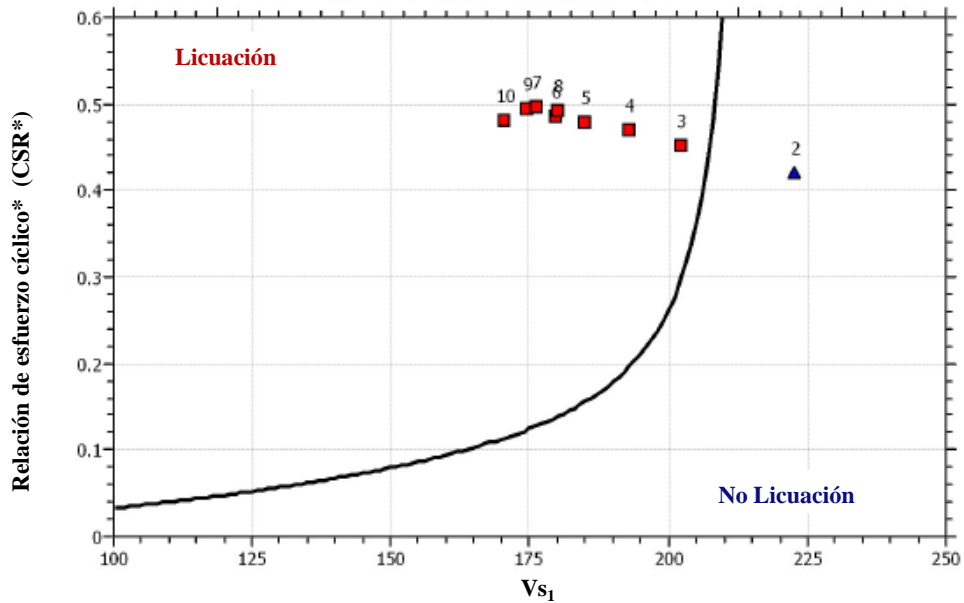
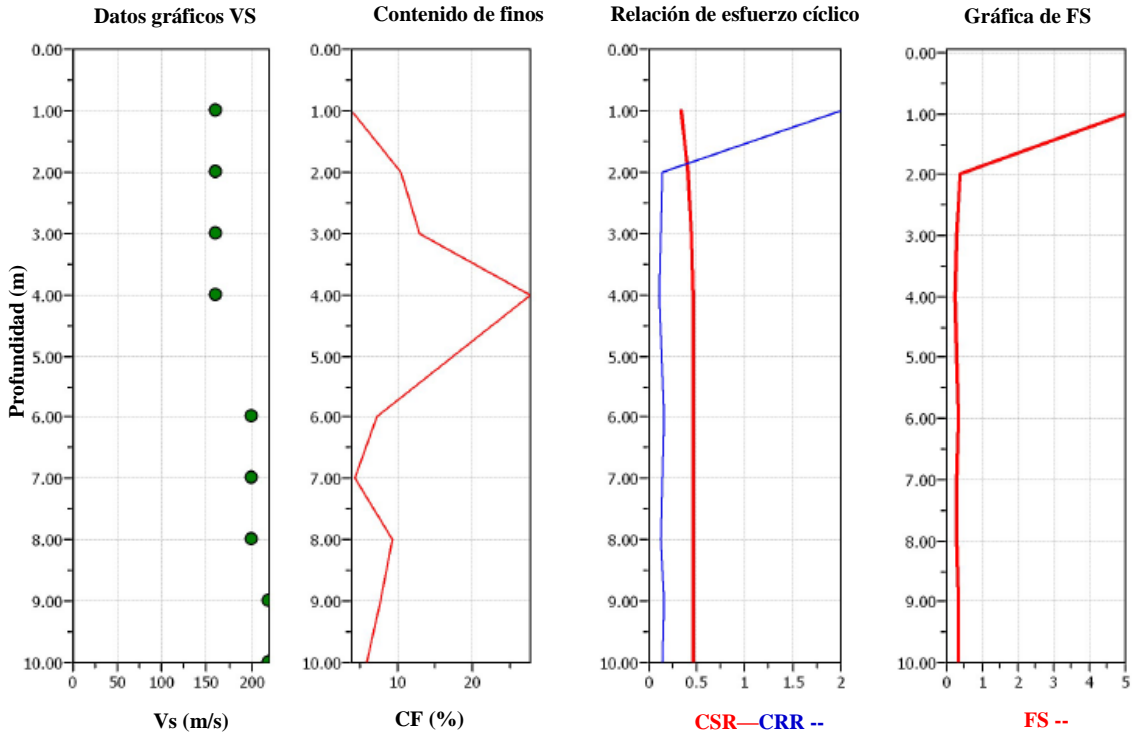


Figura 4.19. Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-5



Parámetros de entrada y datos del análisis Vs-SH6

Tipo de datos :	Velocidad de onda de corte	N.A.F. in situ:	1.20 m
Tipo de análisis:	Determinístico	N.A.F. (sismo):	0.50 m
Método de análisis:	Andrus et al. (2004)	Magnitud del sismo M_w :	7.40
Método de corrección de finos:	Juang et al. (2002)	Aceleración máxima del terreno:	0.40



$M_w = 7^{1/2}$, $\sigma = 1$ atm curva base

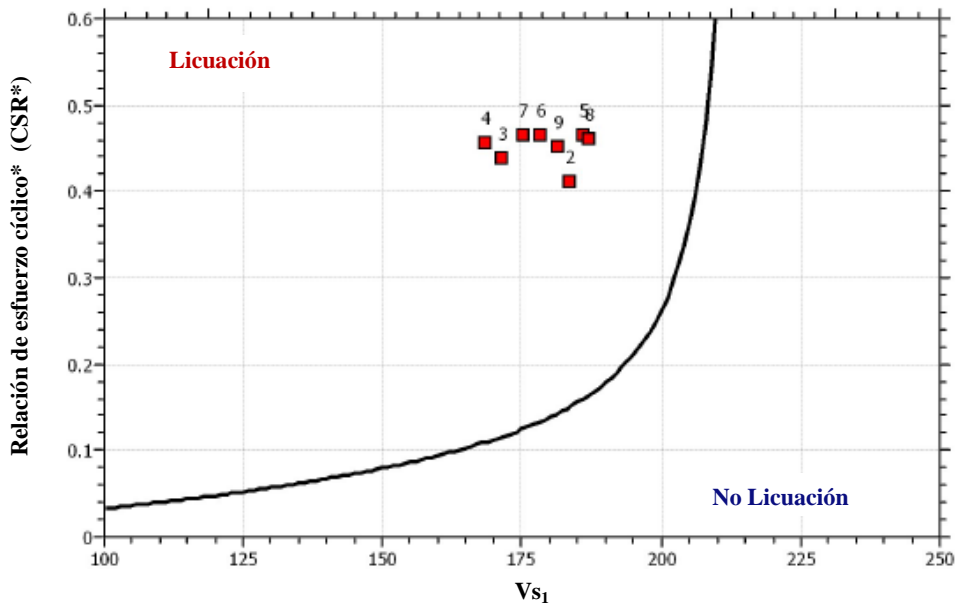


Figura 4.20. Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-6.



Parámetros de entrada y datos del análisis Vs-SH7

Tipo de datos :	Velocidad de onda de corte	N.A.F. in situ:	0.96 m
Tipo de análisis:	Determinístico	N.A.F. (sismo):	0.50 m
Método de análisis:	Andrus et al. (2004)	Magnitud del sismo M_w :	7.40
Método de corrección de finos:	Juang et al. (2002)	Aceleración máxima del terreno:	0.40

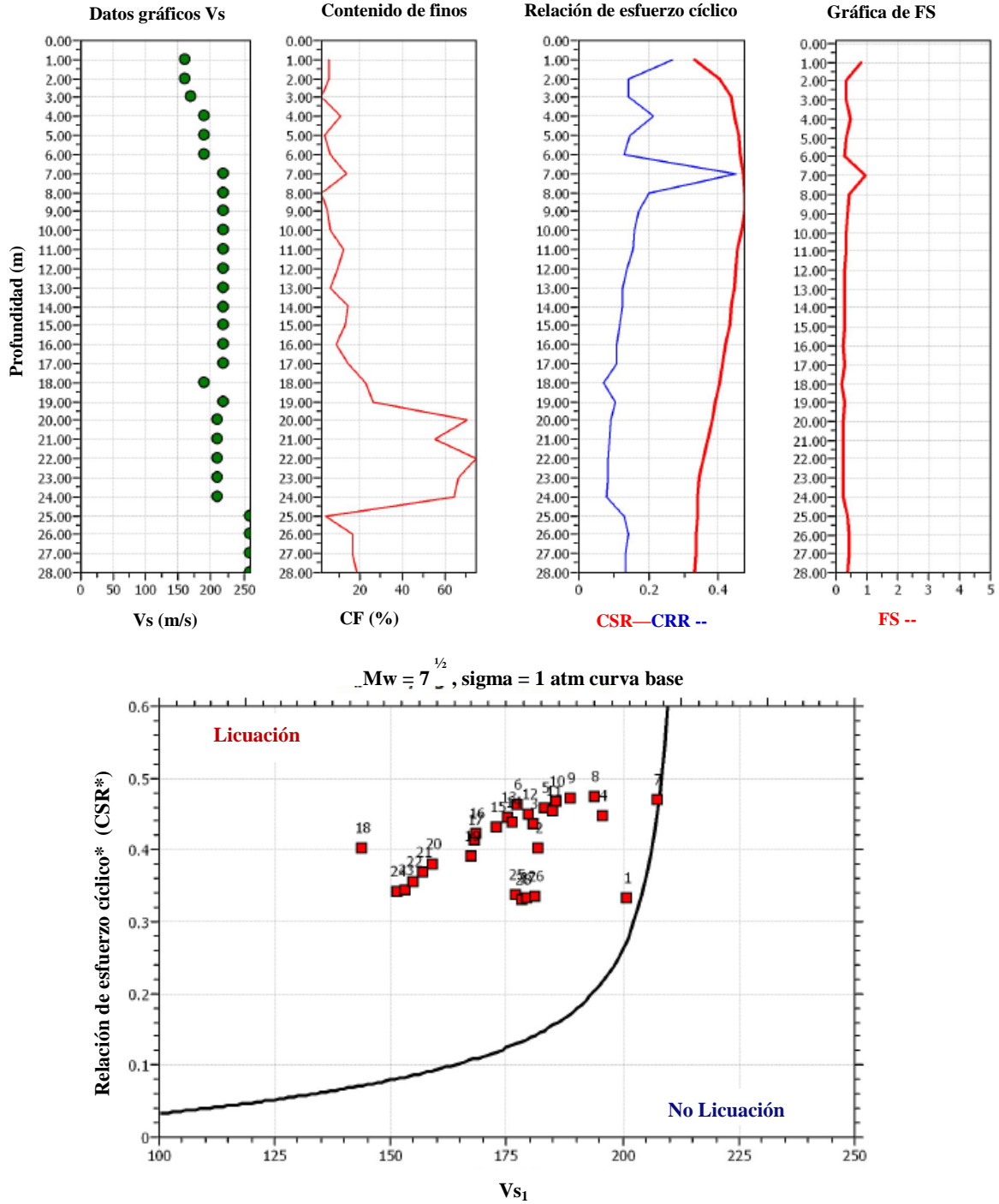


Figura 4.21. Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-7



Parámetros de entrada y datos del análisis Vs-SH8

Tipo de datos :	Velocidad de onda de corte	N.A.F. in situ:	0.95 m
Tipo de análisis:	Determinístico	N.A.F. (sismo):	0.50 m
Método de análisis:	Andrus et al. (2004)	Magnitud del sismo M_w :	7.40
Método de corrección de finos:	Juang et al. (2002)	Aceleración máxima del terreno:	0.40

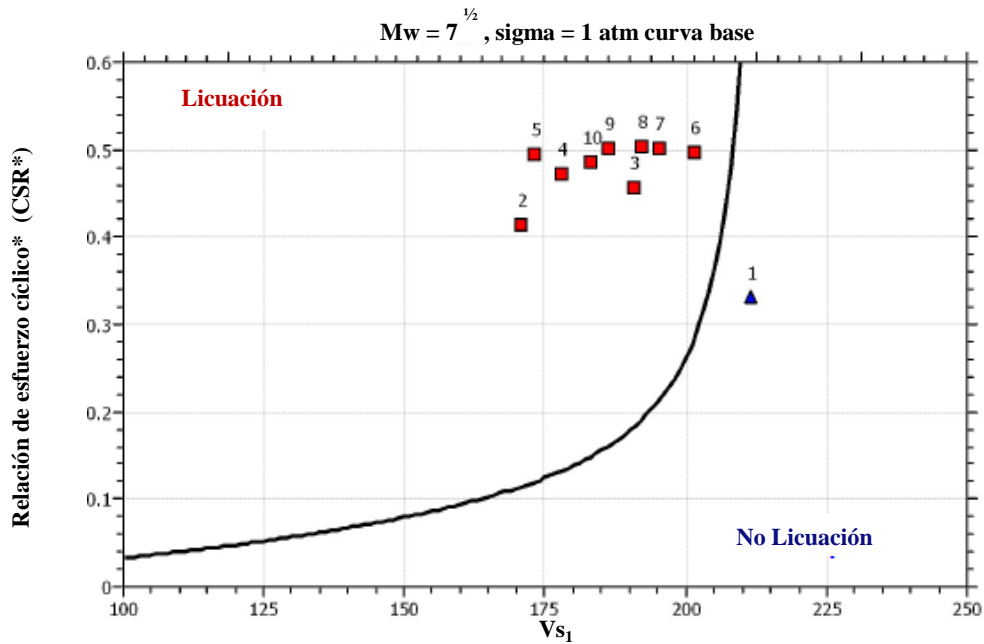
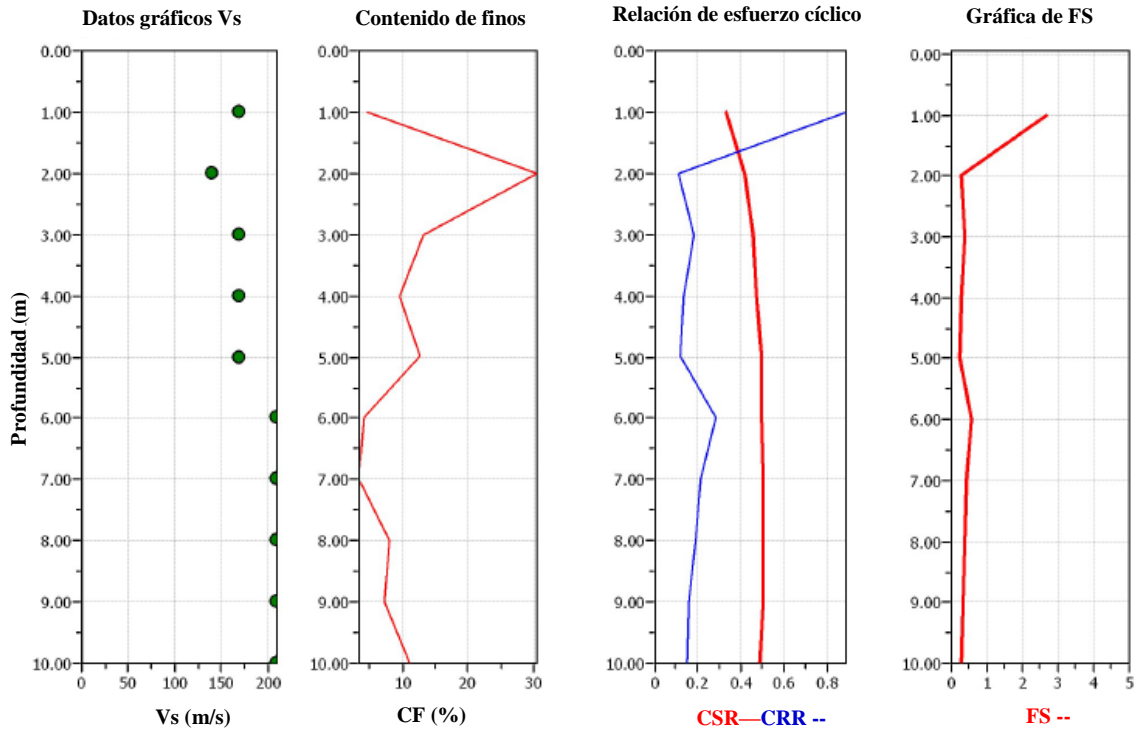


Figura 4.22. Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-8



Parámetros de entrada y datos del análisis Vs-SH9

Tipo de datos :	Velocidad de onda de corte	N.A.F. in situ:	0.80 m
Tipo de análisis:	Determinístico	N.A.F. (sismo):	0.50 m
Método de análisis:	Andrus et al. (2004)	Magnitud del sismo M_w :	7.40
Método de corrección de finos:	Juang et al. (2002)	Aceleración máxima del terreno:	0.40

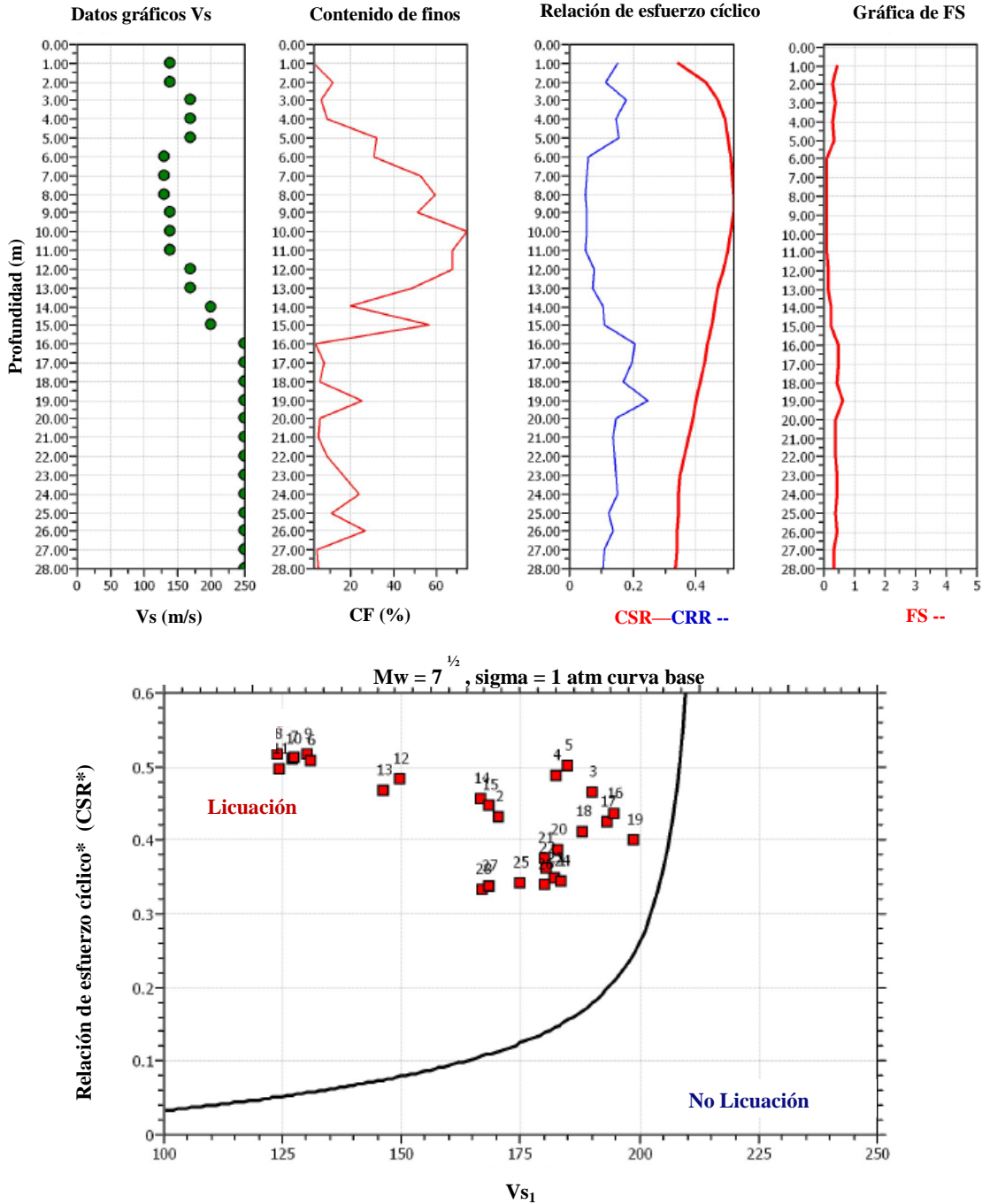


Figura 4.23. Resultados del análisis del potencial de licuación del Vs-SH-9

4.3. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO PARA EL CÁLCULO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

4.3.1. Propiedades del suelo

Con base en la caracterización geotécnica mostrada en la figura 4.15 se realizaron los modelos para los análisis de respuesta de sitio, para ello se utilizó el programa SHAKE 91 (Shnabel *et al.*, 1972), el cual usa un algoritmo numérico que resuelve la ecuación de onda adaptada para considerar movimientos transitorios a través de la transformada rápida de Fourier. Debido a que el método de análisis usado en SHAKE no toma en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, se 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 los pesos específicos (γ) de los estratos, las propiedades dinámicas de los suelos, tales como el perfil de velocidad de onda de corte (V_s), el módulo de rigidez al corte a bajas deformaciones, la degradación del módulo de rigidez al corte dependiente de la deformación angular y los parámetros de amortiguamiento del material como función de la deformación angular. Los pesos específicos de los estratos definidos en la caracterización geotécnica fueron obtenidos a partir de los resultados con *CPT*.

Los perfiles de V_s fueron obtenidos a partir de las correlaciones que se presentaron para el método de Andrus *et al.* (2004), ya sea a partir de G_{max} o V_s , las cuales se relacionan por la siguiente expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = V_s^2 \rho_{tot} \quad (4.2)$$

Cabe mencionar que de acuerdo con la caracterización de los depósitos de suelo, éstos están compuestos en su mayoría por arenas limpias a arenas limosas; sin embargo, existen estratos clasificados como mezcla de limos y arcillas. En las tablas 4.11 y 4.12 se presentan los parámetros utilizados en los análisis.

Para el análisis de respuesta de sitio los movimientos de entrada deben aplicarse a un material firme, 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 más allá de la profundidad máxima explorada en el sondeo, para este caso en particular, se asumió que V_s se incrementa linealmente en función del esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) (Seed e Idriss, 1970) bajo la siguiente relación:

$$V_s = K \sigma'_v{}^n \quad (4.3)$$

El exponente n tiene un rango de 0.25 a 0.50 para suelos arenosos y arcillosos, respectivamente. La constante K fue recalculada para cada sondeo, obteniendo un valor promedio de 100.56, el cual se utilizó para el cálculo de la extrapolación de V_s , con estos valores se calcularon los perfiles de la velocidad de onda cortante hasta una profundidad de 180 m, en donde se desarrolló la velocidad de onda cortante requerida de 620 m/s. Por otra parte, de acuerdo con la geología del sitio se encontró la roca basal a 200 m de profundidad subyaciendo a los depósitos aluviales (Ulutas *et al.*, 2010), ver figura 4.24. Para los suelos que se encuentran más allá del fondo del sondeo se asume que tendrán

un comportamiento lineal; por consiguiente, para estos suelos se asumió que no sufrirán degradación del módulo cortante ($G/G_{max} = 1$) y que su amortiguamiento será del 2 por ciento.

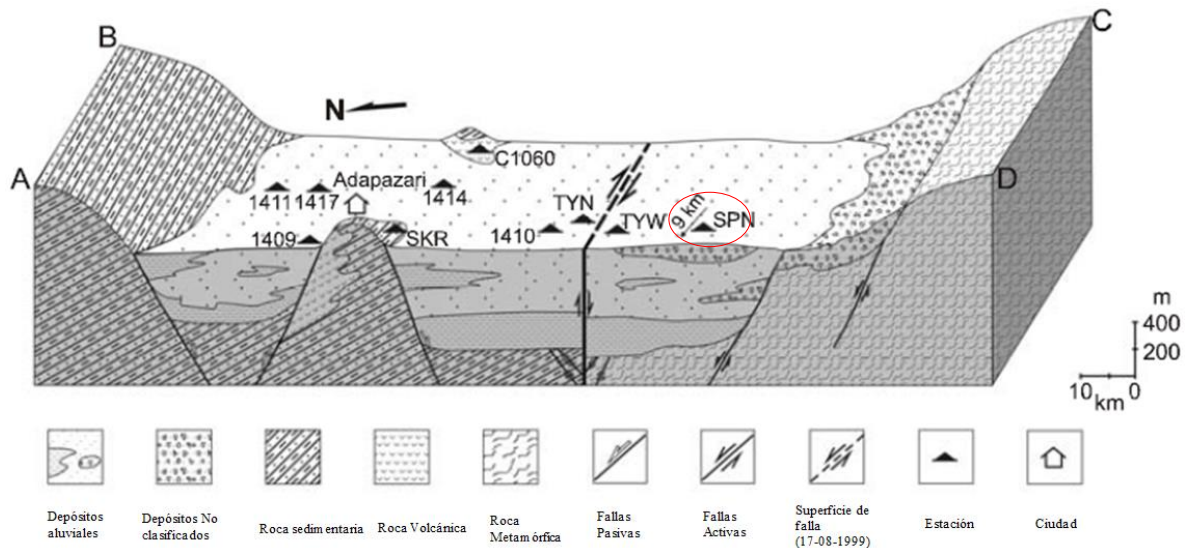


Figura 4.24. Modelo geológico y tectónico dentro del área de estudio y sus alrededores (Ulutas *et al.*, 2010).

Las curvas de relación de G/G_{max} y de λ en función de la deformación angular al corte cíclico se obtuvieron de la literatura (Seed y Sun 1989; Seed e Idriss, 1970 y Sun *et al.*, 1970). Para los estratos clasificados como mezclas de limos y arcillas se emplearon curvas de arcillas con índices de plasticidad bajos. En la figura 4.25 se presentan las curvas de degradación utilizadas en los análisis. En la Figura 4.26 se muestran los perfiles de V_s inferidos y que se utilizan en los análisis de respuesta sísmica del sitio para cada sondeo.

Movimiento de entrada

El registro de aceleraciones de la estación Sakarya (SKR) se utilizó en la base de los modelos numéricos como movimiento de entrada. En la figura 4.27 se presenta la historia de aceleraciones y el espectro respuesta correspondiente al sismo del 17 de agosto de 1999 de Kocaeli, Turquía. Cabe mencionar que para el registro se tomó sólo la parte más intensa del sismo y también fue corregido por línea base; sin embargo, los procedimientos para la corrección del registro quedan fuera del alcance de este trabajo, para mayor información se recomienda consultar la referencia de Ayes y Flores (2014).

4.3.2. Resultados de los análisis de respuesta de sitio y cálculo del potencial de licuación.

En las figuras 4.28 a 4.33 se muestran los resultados en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos; igualmente, se presentan los valores de CSR obtenidos con este método y se comparan con los CRR de campo y los valores de FS_{lic} . La discusión de los resultados del potencial de licuación obtenido con este método serán tratados en el capítulo 5.

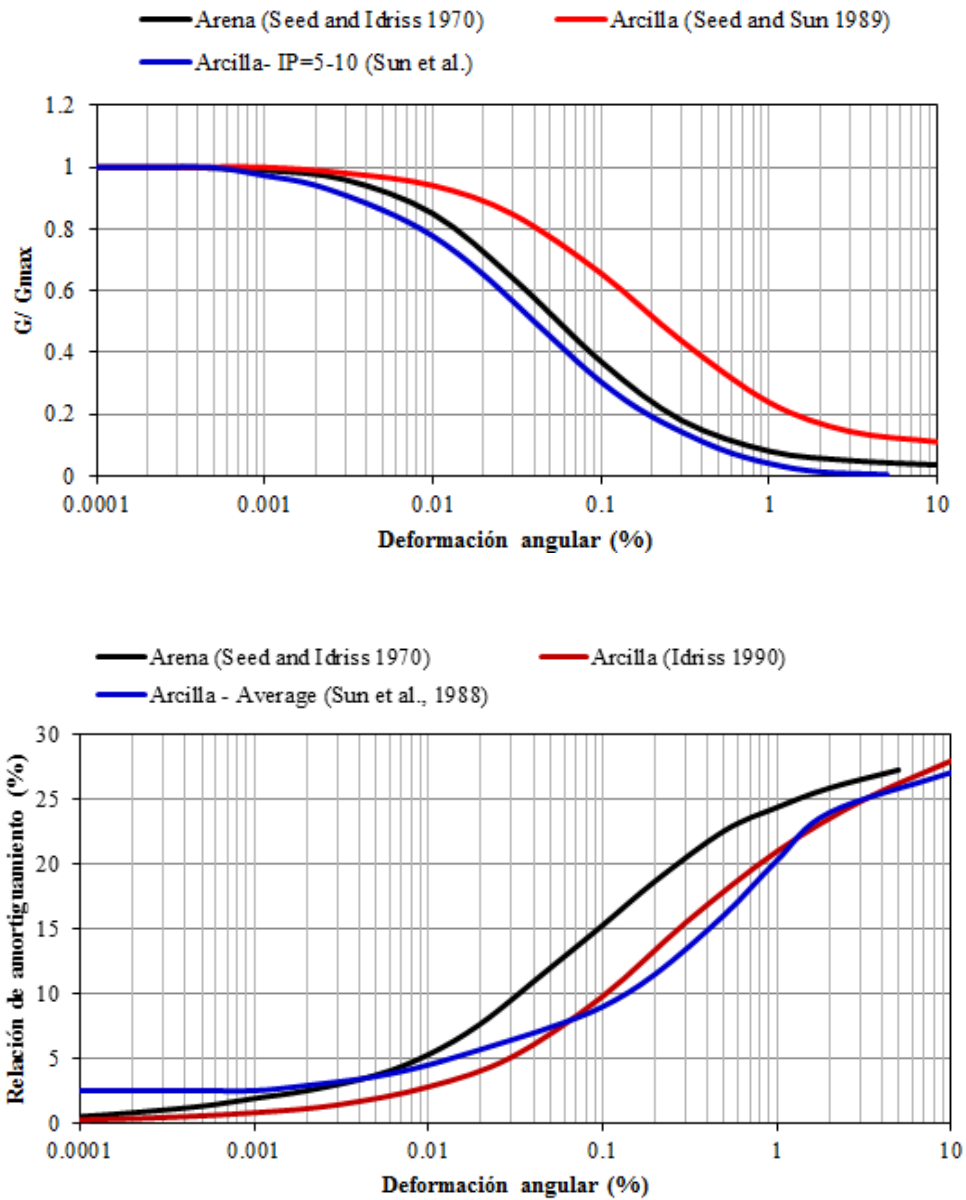


Figura 4.25. Relación de $G/G_{m\acute{a}x}$ y de λ en función de la deformación angular al corte cíclico (γ) para los análisis de respuesta de sitio (Seed y Sun 1989; Seed e Idriss 1970 y Sun *et al.*, 1970).

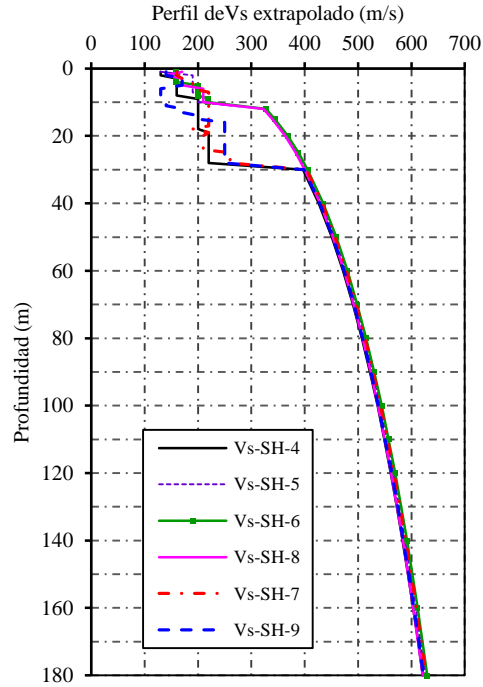


Figura 4.26. Perfiles de Vs extrapolados hasta una velocidad de 620 m/s.

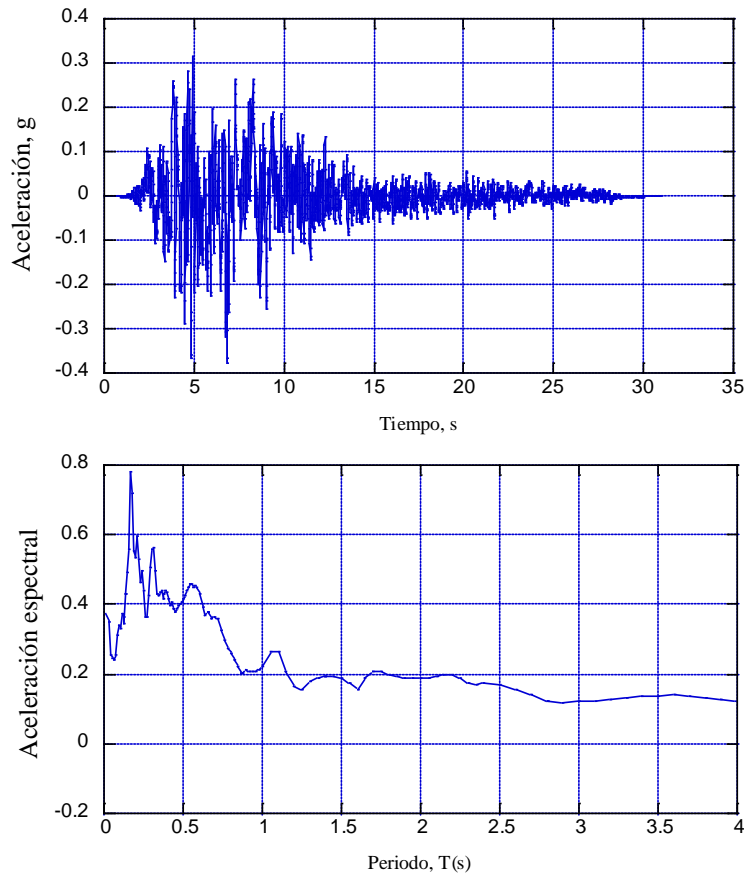


Figura 4.27. (a) Historia de aceleraciones y (b) espectro respuesta del movimiento de entrada. (<http://peer.berkeley.edu>)



Tabla 4.11. Parámetros de entrada para el modelo de SHAKE correspondientes a los sondeos SH-4, SH-7 y SH-9.

SH-4					Vs-SH-7					Vs-SH-9				
Tipo de Material	Prof. m	γ kN/m ³	ρ	Vs, m/s	Tipo de Material	Prof. m	γ kN/m ³	ρ	Vs, m/s	Tipo de Material	Prof. m	γ kN/m ³	ρ	Vs, m/s
Arena limpia / arena limosa	1.00	15.67	1.60	130	Arena limpia / arena limosa	1.00	19.38	1.98	160	Arena limpia / arena limosa	1	17.69	1.80	140
	2.00	15.82	1.61	130		2.00	18.82	1.92	160		2	16.71	1.70	140
	3.00	17.97	1.83	160		3.00	17.98	1.83	170		3	17.54	1.79	170
	4.00	17.16	1.75	160		4.00	19.34	1.97	190		4	16.61	1.69	170
	5.00	18.05	1.84	160		5.00	17.79	1.81	190		5	16.84	1.72	170
	6.00	17.72	1.81	160		6.00	18.40	1.88	190	6	16.82	1.71	130	
	7.00	16.62	1.69	160		7.00	17.20	1.75	220	7	16.60	1.69	130	
	8.00	16.30	1.66	160		8.00	17.23	1.76	220	8	16.51	1.68	130	
	9.00	17.28	1.76	200		9.00	18.83	1.92	220	9	16.83	1.72	140	
	10.00	17.17	1.75	200		10.00	17.08	1.74	220	10	16.64	1.70	140	
	11.00	18.88	1.92	200		11.00	18.73	1.91	220	11	16.75	1.71	140	
	12.00	18.16	1.85	200		12.00	17.69	1.80	220	12	17.21	1.75	170	
	13.00	18.41	1.88	200		13.00	16.99	1.73	220	13	17.84	1.82	170	
	14.00	18.15	1.85	200		14.00	18.00	1.83	220	14	18.71	1.91	200	
	15.00	18.13	1.85	200		15.00	17.00	1.73	220	15	17.90	1.82	200	
	16.00	18.48	1.88	200		16.00	18.38	1.87	220	16	18.50	1.89	250	
	17.00	18.54	1.89	200		17.00	17.98	1.83	220	17	19.72	2.01	250	
Arcilla limosa / Arcilla	18.00	17.61	1.80	200	18.00	17.65	1.80	190	18	19.49	1.99	250		
	19.00	18.89	1.93	220	19.00	18.65	1.90	220	19	18.21	1.86	250		
	20.00	17.77	1.81	220	20.00	17.83	1.82	210	20	19.07	1.94	250		
	21.00	18.42	1.88	220	21.00	18.22	1.86	210	21	17.69	1.80	250		
	22.00	18.55	1.89	220	22.00	18.15	1.85	210	22	18.04	1.84	250		
	23.00	17.71	1.81	220	23.00	17.80	1.81	210	23	19.61	2.00	250		
	24.00	17.20	1.75	220	24.00	18.04	1.84	210	24	19.05	1.94	250		
	25.00	17.40	1.77	220	25.00	18.98	1.93	260	25	18.59	1.90	250		
	26.00	18.07	1.84	220	26.00	18.80	1.92	260	26	19.01	1.94	250		
	27.00	17.71	1.81	220	27.00	18.05	1.84	260	27	18.27	1.86	250		
	28.00	18.96	1.93	220	28.00	18.76	1.91	260	28	19.07	1.94	250		
Elástico	30.00	19.09	1.95	396.67	Elástico	30.00	18.89	1.93	403.79	Elástico	30	18.95	1.93	398.61
	40.00	19.28	1.97	426.36		40.00	19.10	1.95	432.92		40	19.15	1.95	428.10
	50.00	19.48	1.99	450.89		50.00	19.31	1.97	457.14		50	19.35	1.97	452.51
	60.00	19.67	2.01	471.97		60.00	19.51	1.99	478.02		60	19.56	1.99	473.50
	70.00	19.87	2.03	490.55		70.00	19.72	2.01	496.47		70	19.76	2.01	492.03
	80.00	20.06	2.04	507.23		80.00	19.93	2.03	513.08		80	19.96	2.04	508.67
	90.00	20.25	2.06	522.41		90.00	20.13	2.05	528.21		90	20.17	2.06	523.82
	100.0	20.45	2.08	536.37		100.0	20.34	2.07	542.14		100	20.37	2.08	537.77
	110.0	20.64	2.10	549.32		110.0	20.55	2.09	555.07		110.0	20.58	2.10	550.70
	120.0	20.84	2.12	561.41		120.0	20.76	2.12	567.16		120.0	20.78	2.12	562.78
	130.0	21.03	2.14	572.77		130.0	20.96	2.14	578.52		130.0	20.98	2.14	574.13
	140.0	21.22	2.16	583.49		140.0	21.17	2.16	589.25		140.0	21.19	2.16	584.85
	150.0	21.42	2.18	593.65		150.0	21.38	2.18	599.42		150.0	21.39	2.18	595.00
	160.0	21.61	2.20	603.31		160.0	21.59	2.20	609.10		160.0	21.59	2.20	604.66
	170.0	21.81	2.22	612.53		170.0	21.79	2.22	618.34		170.0	21.80	2.22	613.88
	180.0	22.00	2.24	621.36		180.0	22.00	2.24	627.18		180.0	22.00	2.24	622.70



Tabla 4.12. Parámetros de entrada para el modelo de SHAKE correspondientes a los sondeos SH-5, SH-6 y SH-8.

SH-5					SH-6					SH-8					
Tipo de Material	Prof. (m)	γ (kN/m ³)	ρ	Vs (m/s)	Tipo de Material	Prof. (m)	γ (kN/m ³)	ρ	Vs (m/s)	Tipo de Material	Prof. (m)	γ (kN/m ³)	ρ	Vs (m/s)	
Arcilla limosa	1	16.20	1.65	127	Arena limpia / arena limosa	1	19.49	1.99	160	Arena limpia / arena limosa	1	19.83	2.02	170	
Arena limpia / arena limosa	2	19.55	1.99	162		2	17.30	1.76	160		2	16.70	1.70	140	
	3	18.01	1.84	179		3	18.98	1.93	160		3	16.58	1.69	170	
	4	17.51	1.78	192		Arcilla limosa / Limo arcilloso	4	17.73	1.81		160	4	17.63	1.80	170
	5	17.99	1.83	195		5	15.93	1.62	200		5	15.63	1.59	170	
	6	17.11	1.74	196		6	18.95	1.93	200		6	18.02	1.84	210	
	7	16.11	1.64	198		Arena limpia / arena limosa	7	18.87	1.92		200	7	16.92	1.72	210
	8	18.47	1.88	204		8	19.10	1.95	200		8	17.08	1.74	210	
	9	17.55	1.79	211		9	19.60	2.00	220		9	18.20	1.86	210	
	10	18.57	1.89	217		10	18.86	1.92	220		10	19.23	1.96	210	
	Elástico	15	18.59	1.90	342	Elástico	15	18.95	1.93	344	Elástico	15	19.31	1.97	339
20		18.61	1.90	366	20		19.04	1.94	368	20		19.39	1.98	363	
25		18.63	1.90	386	25		19.14	1.95	388	25		19.47	1.99	383	
30		18.65	1.90	403	30		19.23	1.96	406	30		19.56	1.99	400	
35		18.67	1.90	418	35		19.32	1.97	421	35		19.64	2.00	415	
40		18.69	1.91	432	40		19.41	1.98	435	40		19.72	2.01	429	
45		18.71	1.91	445	45		19.51	1.99	447	45		19.80	2.02	441	
50		18.73	1.91	456	50		19.60	2.00	459	50		19.88	2.03	453	
55		18.75	1.91	467	55		19.69	2.01	470	55		19.96	2.03	464	
60		18.77	1.91	477	60		19.78	2.02	480	60		20.04	2.04	474	
65		18.79	1.92	487	65		19.88	2.03	490	65		20.13	2.05	483	
70		18.81	1.92	495	70		19.97	2.04	499	70		20.21	2.06	492	
75		18.83	1.92	504	75		20.06	2.04	507	75		20.29	2.07	500	
80		18.85	1.92	512	80		20.15	2.05	515	80		20.37	2.08	508	
85		18.87	1.92	520	85		20.25	2.06	523	85		20.45	2.08	516	
90		18.89	1.93	527	90		20.34	2.07	530	90		20.53	2.09	523	
95		18.91	1.93	534	95		20.43	2.08	537	95		20.62	2.10	530	
100		18.93	1.93	541	100		20.52	2.09	544	100		20.70	2.11	537	
105		18.98	1.94	548	105		20.61	2.10	551	105		20.78	2.12	544	
110		19.04	1.94	554	110		20.71	2.11	557	110		20.86	2.13	550	
115		19.09	1.95	560	115		20.80	2.12	563	115		20.94	2.13	556	
120		19.14	1.95	566	120		20.89	2.13	569	120		21.02	2.14	562	
125		19.19	1.96	572	125		20.98	2.14	575	125		21.10	2.15	568	
130		19.24	1.96	577	130		21.08	2.15	581	130		21.19	2.16	573	
135		19.29	1.97	583	135		21.17	2.16	586	135		21.27	2.17	578	
140		19.34	1.97	588	140		21.26	2.17	592	140		21.35	2.18	584	
145		19.39	1.98	593	145		21.35	2.18	597	145		21.43	2.18	589	
150		19.44	1.98	598	150		21.45	2.19	602	150		21.51	2.19	594	
155	19.49	1.99	603	155	21.54	2.20	607	155	21.59	2.20	599				
160	19.55	1.99	608	160	21.63	2.20	611	160	21.67	2.21	603				
165	19.60	2.00	612	165	21.72	2.21	616	165	21.76	2.22	608				
170	19.65	2.00	617	170	21.82	2.22	621	170	21.84	2.23	613				
175	19.70	2.01	621	175	21.91	2.23	625	175	21.92	2.23	617				
180	19.75	2.01	626	180	22.00	2.24	630	180	22.00	2.24	621				

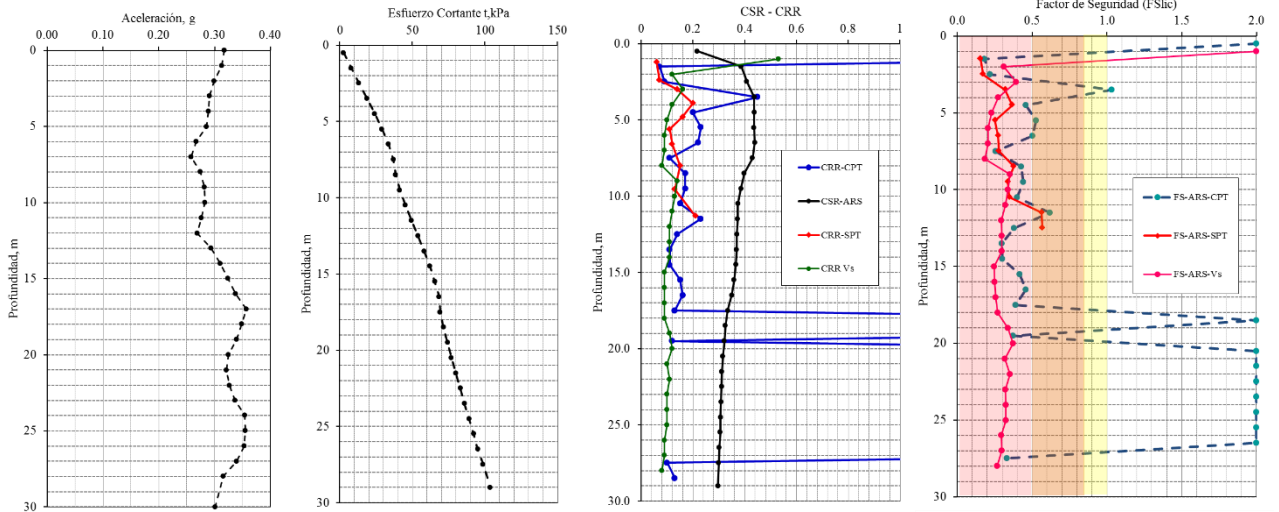


Figura 4.28. Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-4).

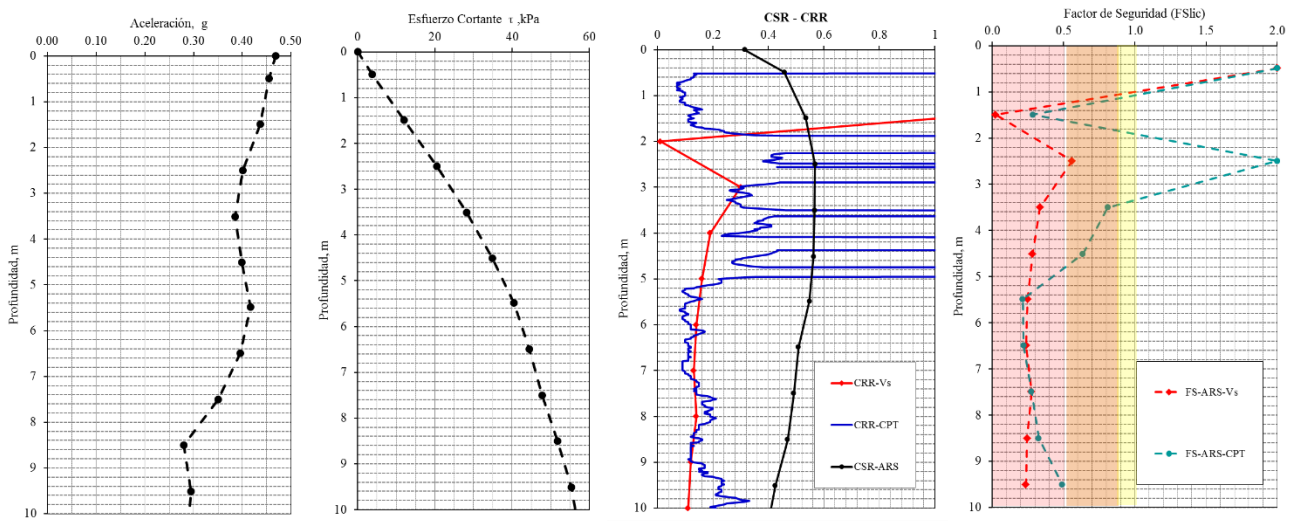


Figura 4.29. Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-5).

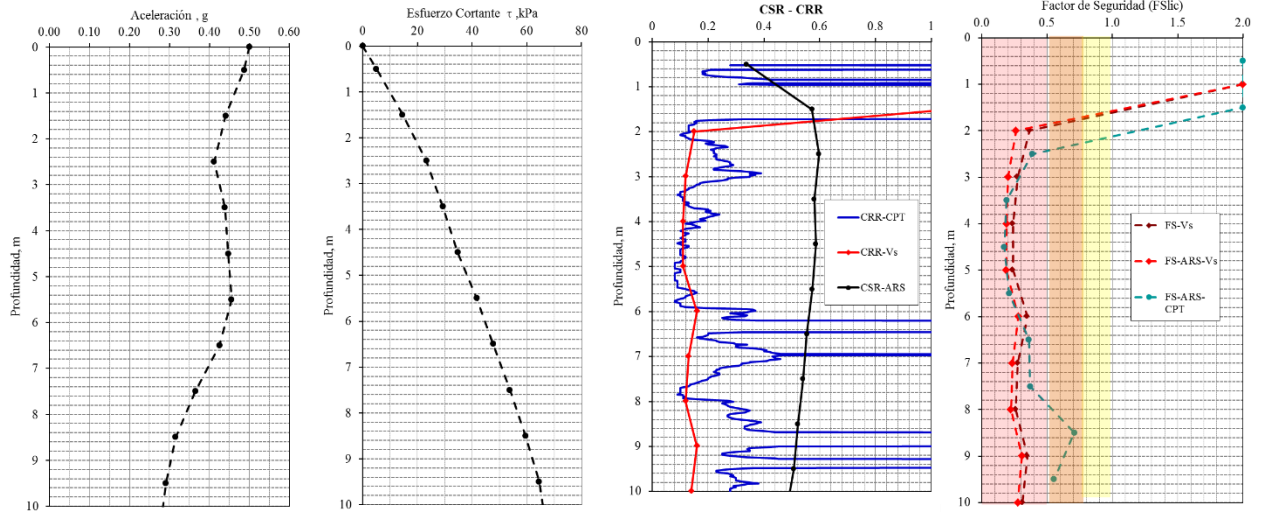


Figura 4.30. Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-6).

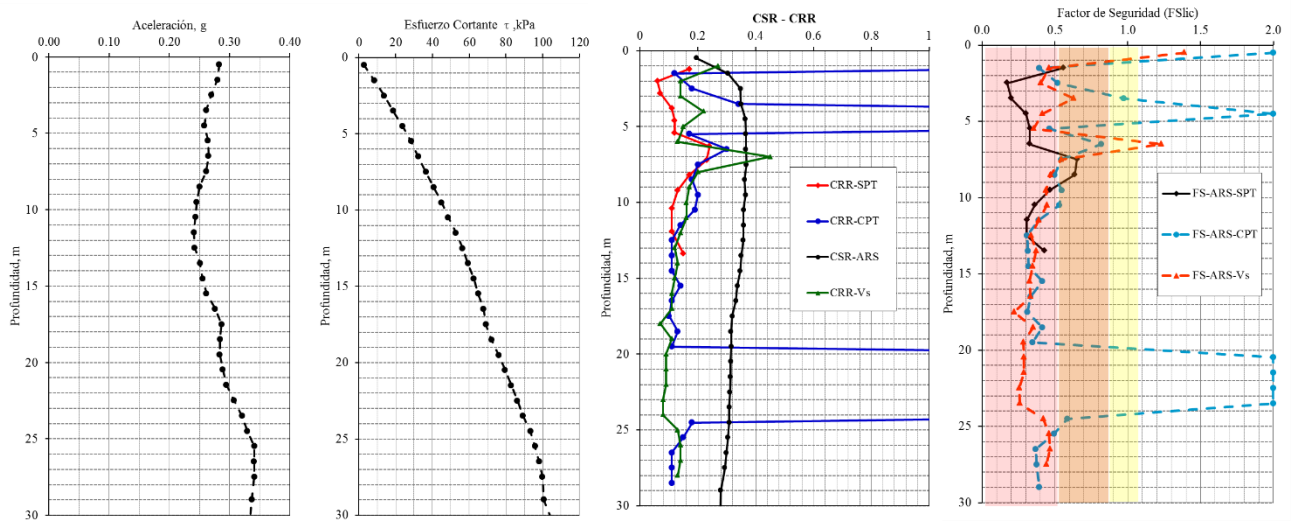


Figura 4.31. Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-7).

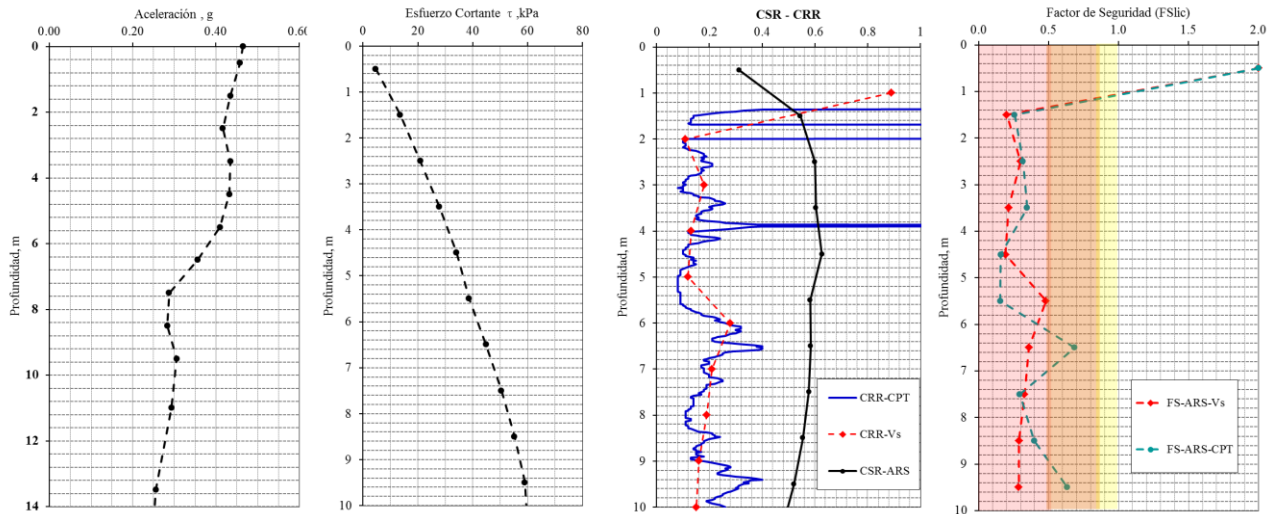


Figura 4.32. Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-8).

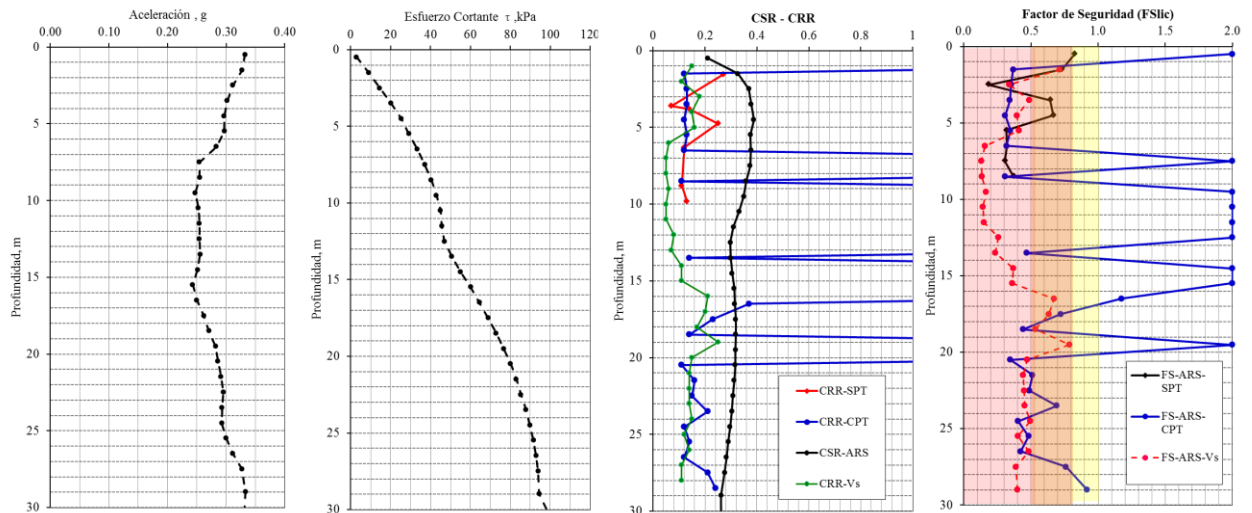


Figura 4.33. Resultados del análisis de respuesta de sitio en términos de aceleraciones y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Resultados de CSR obtenidos con este método comparados con los CRR de campo y FS_{lic} evaluado (SH-9).

4.4. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DE ASENTAMIENTOS

4.4.1. Análisis de desplazamientos laterales con métodos de campo.

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 las pruebas SPT y CPT. En la figura 4.34 se presenta la configuración geométrica del caso de estudio, el cual corresponde al Caso 2 “Componente a nivel de terreno con superficie libre” (Zhang *et al.*, 2004). Esta configuración se definió a pesar de tener un pendiente general de 1.5%, ya que se observó que la topografía del sitio se encuentra en forma escalonada y con pendientes menores.

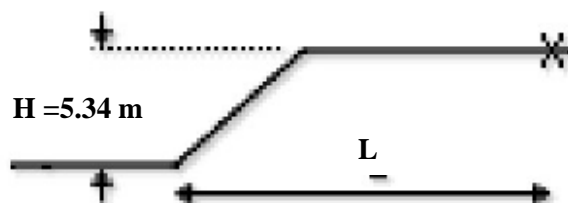


Figura 4.34. Condiciones del terreno para el cálculo de desplazamientos laterales.

En las tablas 4.13 a 4.15 se presentan los parámetros evaluados a diferentes profundidades, para la estimación de los desplazamientos laterales calculados con SPT, mientras que en las figuras 4.35 a 4.37 se presentan las gráficas en términos de desplazamientos laterales y deformaciones angulares calculados a partir del CPT. En la tabla 4.16 se presenta un resumen con los resultados de los desplazamientos laterales (LD) evaluados por métodos de campo.

De acuerdo con los resultados obtenidos con el SPT, se observó que el máximo desplazamiento se presenta en el SH-4 (Borde del Lago) y disminuye conforme el punto evaluado se aleja del pie del talud de la superficie libre, tal como se aprecia en el SH-9 ($LD = 1.02$ m). En la tabla 4.16 se observa que los desplazamientos calculados con SPT sobrestiman de 2 a 5 veces a los observados en el sitio, lo anterior se puede atribuir a diferentes factores, tales como: 1) Las gráficas del método de Zhang *et al.* 2004, se desarrollaron a partir de 4 casos historia, en los que la aceleración máxima fue de 0.19, 0.20, 0.31 y 0.55 g, mientras que en el sismo de Kocaeli se tuvo una aceleración máxima de 0.40 g, por lo que se observa que existe una interpolación entre los datos de 0.31 a 0.55 g, lo que genera una incertidumbre en estas correlaciones. 2) Otra influencia puede ser el hecho, de que la aceleración máxima fue determinada con relaciones de atenuación; sin embargo, existe la posibilidad de que el movimiento del suelo pudo no haber sido tan intenso en el sitio, por lo tanto evaluar los desplazamientos laterales con una aceleración menor podría influir en una mejor precisión. 3) Otro factor puede encontrarse en la relación L/H , en el que para las correlaciones desarrolladas por Zhang *et al.* (2004), el rango fue de 6.3 a 23.5, mientras que para el SH-4 se tuvo una relación de 2, el cual presenta la mayor variación respecto al valor observado de LD. 4) Por último, se observó que las propiedades de las arenas con el método de Zhang *et al.* (2004) correspondieron a arenas medias a finas con un número de golpes máximo de 10 después del sismo (Casos de Niigata y Alaska 1964), mientras que para el caso del Hotel Sapanca se tuvieron arenas gruesas con poco contenido de finos.

Para los casos evaluados con CPT, se evaluaron dos condiciones, 1) Considerando la profundidad total del sondeo (prof. 28 m) y 2) Considerando sólo el estrato superficial potencialmente licuable o la profundidad máxima a la que un suelo puede licuarse (20 m). Lo anterior se realizó considerando las recomendaciones de Robertson y Wride (1998), los cuales sugieren que se evalúe hasta una profundidad de 25 m. Tomando en cuenta estas consideraciones, se observó una sobrestimación de los resultados de desplazamientos laterales; sin embargo, se observó una buena precisión en el SH-9, para el cual sólo se evaluaron 6 m de profundidad, dadas las condiciones del sitio. Lo anterior deja ver que es necesario investigar qué influencia de profundidad tendrán los desplazamientos en el sitio. La sobreestimación de los resultados puede obedecer a diferentes factores, tal es el caso de la aceleración máxima y otro dato muy importante es, que la correlación de Zhang fue estimada considerando un solo caso historia.

De manera general se observa que los métodos de campo sobrestiman los desplazamientos laterales observados en el sitio, por lo que es necesario realizar análisis paramétricos variando la aceleración máxima, ya que ésta es menor en la superficie una vez que ocurre el fenómeno de licuación.



Tabla 4.13. Parámetros para el cálculo de desplazamientos laterales en el SPT-SH-4.

Prof.	N _{SPT}	N ₁	(N ₁) ₆₀	FS _{lic}	Dr(%)	γ _{máx} (%)	LDI (cm)	LD (cm)
1.20	3.00	2.70	3.44	0.14	25.98	51.20	61.44	107.22
2.40	5.00	4.50	6.12	0.15	34.63	51.20	46.08	80.42
3.00	10.00	9.00	13.01	0.28	50.49	34.10	25.57	44.62
3.90	14.00	12.60	18.21	0.39	59.74	22.70	20.43	35.65
4.80	10.00	9.00	13.85	0.30	52.11	34.10	28.98	50.57
5.60	7.00	6.30	8.99	0.19	41.97	51.20	46.08	80.42
6.60	9.00	8.10	10.66	0.23	45.70	34.10	40.92	71.41
8.00	11.00	9.90	12.02	0.28	48.54	34.10	50.47	88.08
9.56	11.00	9.90	11.62	0.25	47.73	34.10	56.27	98.20
11.30	20.00	18.00	18.98	0.44	61.00	22.70	19.75	34.47
Total							691.06	

Tabla 4.14. Parámetros para el cálculo de desplazamientos laterales en el SPT-SH-7.

Prof.	N _{SPT}	N ₁	(N ₁) ₆₀	FS _{lic}	Dr(%)	γ _{máx} (%)	LDI (cm)	LD (cm)
1.20	11.00	9.90	12.62	0.46	49.74	34.10	34.10	26.11
2.00	3.00	2.70	3.67	0.14	26.83	51.20	40.96	31.37
2.80	5.00	4.50	6.50	0.18	35.70	51.20	46.08	35.29
3.80	8.00	7.20	9.34	0.23	42.79	51.20	46.08	35.29
4.60	9.00	8.10	10.88	0.26	46.18	34.10	27.28	20.89
5.40	9.00	8.10	10.19	0.24	44.68	51.20	43.52	33.33
6.30	16.00	14.40	16.98	0.46	57.70	22.70	20.43	15.64
7.20	17.00	15.30	17.26	0.44	58.16	22.70	21.57	16.52
8.20	13.00	11.70	12.55	0.33	49.59	34.10	34.10	26.11
9.20	12.00	10.80	11.59	0.27	47.66	34.10	37.51	28.72
10.40	10.00	9.00	9.08	0.23	42.19	51.20	69.12	52.93
11.90	11.00	9.90	9.38	0.23	42.88	51.20	76.29	58.42
13.38	13.00	11.70	10.54	0.33	45.46	34.10	25.23	19.32
Total							399.94	

Tabla 4.15. Parámetros para el cálculo de desplazamientos laterales en el SPT-SH-9

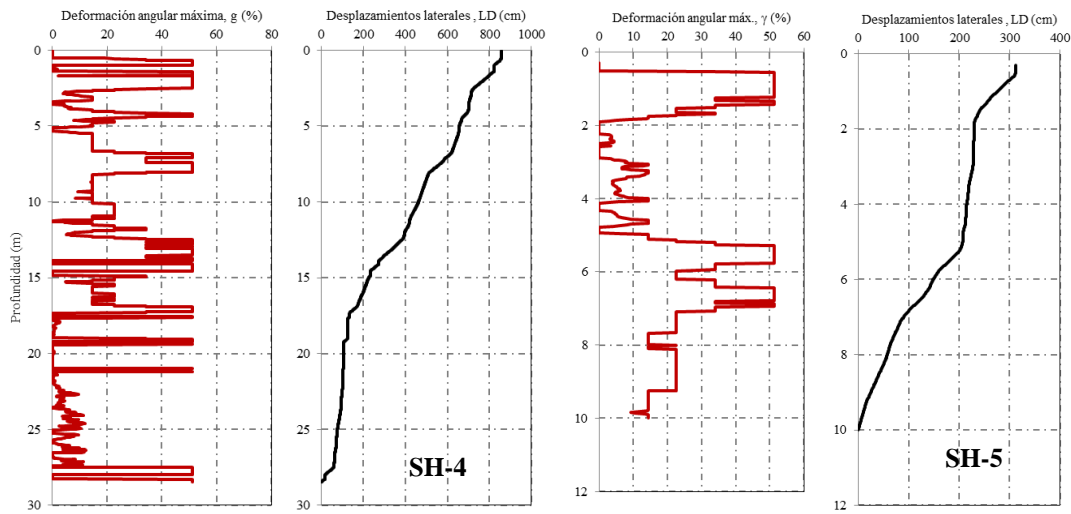
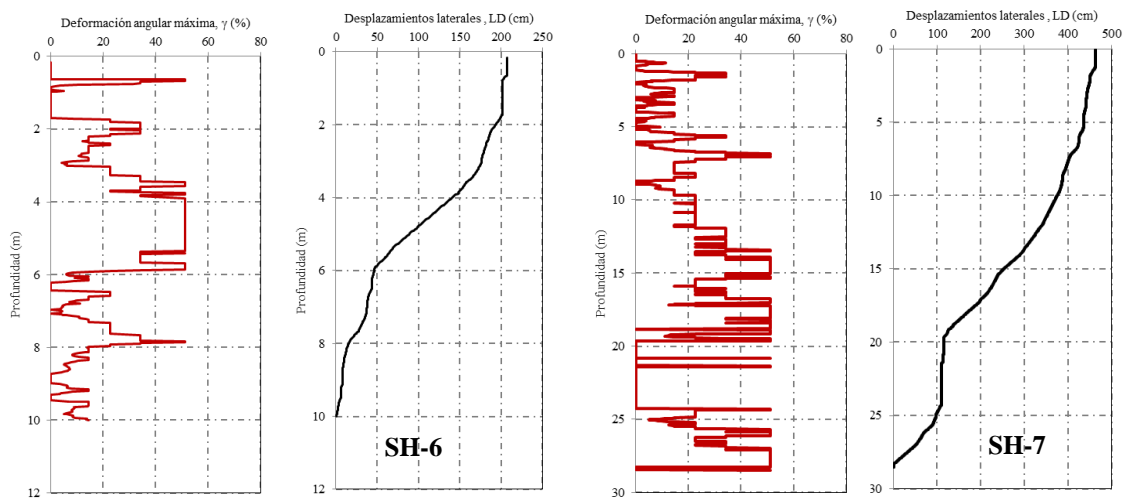
Prof.	N _{SPT}	N ₁	(N ₁) ₆₀	FS _{lic}	Dr(%)	γ _{máx} (%)	LDI (cm)	LD (cm)
1.00	14.00	12.60	16.07	0.79	56.11	0.00	0.00	0.00
3.60	3.00	2.70	3.90	0.16	27.65	51.20	71.68	38.80
3.80	9.00	8.10	11.49	0.34	47.45	0.74	0.42	0.23
4.75	14.00	12.60	18.26	0.48	59.82	0.24	0.31	0.17
6.30	8.00	7.20	9.28	0.26	42.65	11.43	23.20	12.56
8.80	4.00	3.60	4.22	0.22	28.76	51.20	89.60	48.50
9.80	6.00	5.40	6.05	0.27	34.44	8.41	4.21	2.28
Total							102.54	

Tabla 4.16. Resumen de resultados de desplazamientos laterales evaluados con CPT y SPT.

Desplazamientos laterales, LD (m)						
Método	SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
Zhang <i>et al</i> ; 2004 (SPT)	6.91	--	--	3.99	--	1.02
*Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	8.57	3.12	2.07	4.63	1.26	3.34
**Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	7.52	--	--	3.48	--	0.88
Observado (Cetin <i>et al</i> ; 2002)	1.30	--	--	0.70	--	0.20

* Se evaluó la profundidad total del sondeo

** Se evaluó hasta una prof. de 20 m, para el SH-9 se evaluó una profundidad de 6 m


Figura 4.35. Desplazamientos laterales y deformaciones angulares máximas correspondientes a los sondeos SH-4 y SH-5.

Figura 4.36. Desplazamientos laterales y deformaciones angulares máximas correspondientes a los sondeos SH-6 y SH-7.

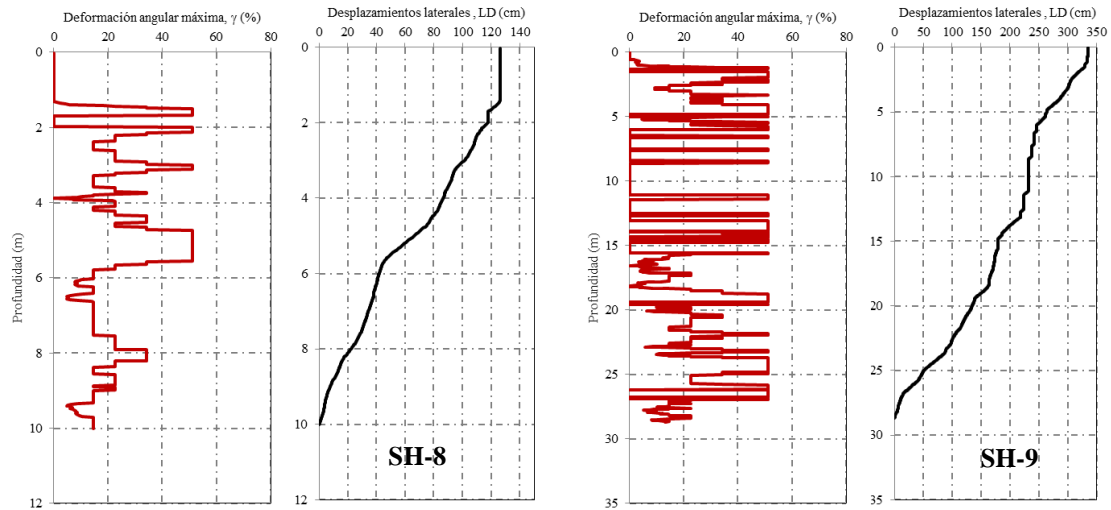


Figura 4.37. Desplazamientos laterales y deformaciones angulares máximas correspondientes a los sondeos SH-8 y SH-9.

4.4.2. Análisis de asentamientos con métodos de campo.

Para la estimación de los asentamientos se utilizó el método empírico de Zhang *et al.* (2002), para el cual se utilizaron los resultados del cálculo del potencial de licuación y los datos de las pruebas con SPT y CPT. En las tablas 4.17 a 4.19 se presentan los parámetros evaluados a diferentes profundidades, para la estimación de los asentamientos con SPT, mientras que en las figuras 4.38 a 4.40 se presentan las gráficas en términos de asentamientos y deformación volumétrica determinados con el CPT. En la tabla 4.20 se presenta un resumen de los asentamientos evaluados con los métodos de campo y los observados en el sitio.

De acuerdo con los resultados del SPT, se observó que para el SH-4 y SH-7 se subestimaron los asentamientos observados en el sitio, no así para el SH-9, en el que se presentó una sobrestimación. Sin embargo, se puede decir que la estimación de los asentamientos es adecuada, pero del lado conservador.

De igual forma que en los desplazamientos laterales, para los casos evaluados con CPT, se evaluaron dos condiciones, 1) Considerando la profundidad total del sondeo (prof. 28 m) y 2) Considerando sólo el estrato superficial potencialmente licuable o la profundidad máxima a la que un suelo puede licuarse (20 m). Para el caso de los asentamientos evaluados con CPT se observó que estos subestiman a los observados en el sitio, con diferencias de 25 y 35 cm para cada caso. No obstante, para el caso del SH-9 se sobrestimaron los asentamientos; sin embargo, para el caso 2 se obtuvo un resultado preciso de 13 cm.



Tabla 4.17. Parámetros para el cálculo de asentamientos en el SPT-SH-4.

Prof.	$(N_1)_{60}$	N_1	FS_{lic}	e_v (%)	Asentamiento, S (cm)
1.20	3.44	2.87	0.14	5.50	6.60
2.40	6.12	5.10	0.15	4.73	4.26
3.00	13.01	10.84	0.28	3.35	2.52
3.90	18.48	15.40	0.39	2.65	2.38
4.80	14.09	11.74	0.30	3.20	2.72
5.60	8.99	7.49	0.19	4.07	3.66
6.60	10.66	8.88	0.23	3.75	4.50
8.00	13.55	11.29	0.28	3.27	4.85
9.56	11.84	9.87	0.25	3.53	5.82
11.30	19.26	16.05	0.44	2.58	2.24
Acumulado					39.55

Tabla 4.18. Parámetros para el cálculo de asentamientos en el SPT-SH-7.

Prof.	$(N_1)_{60}$	N_1	FS_{lic}	e_v (%)	Asentamiento, S (cm)
1.20	15.36	12.80	0.46	3.01	3.01
2.00	3.67	3.06	0.14	5.48	4.38
2.80	6.50	5.42	0.18	4.61	4.15
3.80	9.34	7.78	0.23	4.00	3.60
4.60	10.96	9.13	0.26	3.69	2.96
5.40	10.26	8.55	0.24	3.83	3.25
6.30	19.50	16.25	0.46	2.56	2.30
7.20	18.92	15.77	0.44	2.61	2.48
8.20	14.50	12.08	0.33	3.14	3.14
9.20	11.68	9.73	0.27	3.56	3.92
10.40	9.79	8.16	0.23	3.91	5.28
11.90	9.38	7.82	0.23	3.99	5.95
13.38	13.19	10.99	0.33	3.33	2.46
Acumulado					46.88

Tabla 4.19. Parámetros para el cálculo de asentamientos en el SPT-SH-9.

Prof.	$(N_1)_{60}$	N_1	FS_{lic}	e_v (%)	Asentamiento, S (cm)
1.00	24.28	20.23	0.79	2.12	3.81
3.60	6.59	5.49	0.16	4.59	6.42
3.80	14.87	12.39	0.34	3.08	1.76
4.75	21.64	18.03	0.48	2.36	2.95
6.30	11.88	9.90	0.26	3.52	7.15
8.80	10.07	8.39	0.22	3.86	6.76
9.80	12.26	10.22	0.27	3.46	1.73
Acumulado					30.58

Tabla 4.20. Resumen de resultados de asentamientos evaluados con CPT y SPT.

Asentamientos, S (m)						
Método	SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
Zhang <i>et al</i> ; 2002 (SPT)	0.39	--	--	0.46	--	0.30
*Zhang <i>et al</i> ; 2002 (CPT)	0.51	0.2	0.19	0.55	0.21	0.51
**Zhang <i>et al</i> ; 2002 (CPT)	0.41	--	--	0.43	--	0.13
Observado (Cetin <i>et al</i> ; 2002)	0.75	--	--	0.80	--	0.10

* Se evaluó la profundidad total del sondeo

** Se evaluó hasta una prof. de 20 m, para el SH-9 se evaluó una profundidad de 6 m

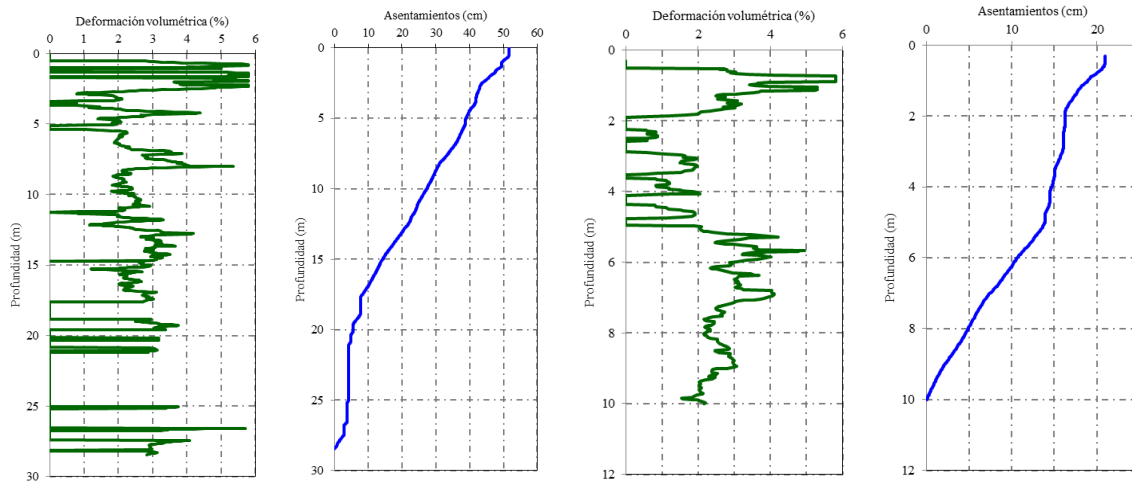


Figura 4.38. Asentamientos y deformaciones volumétricas correspondientes al SH-4 y SH-5

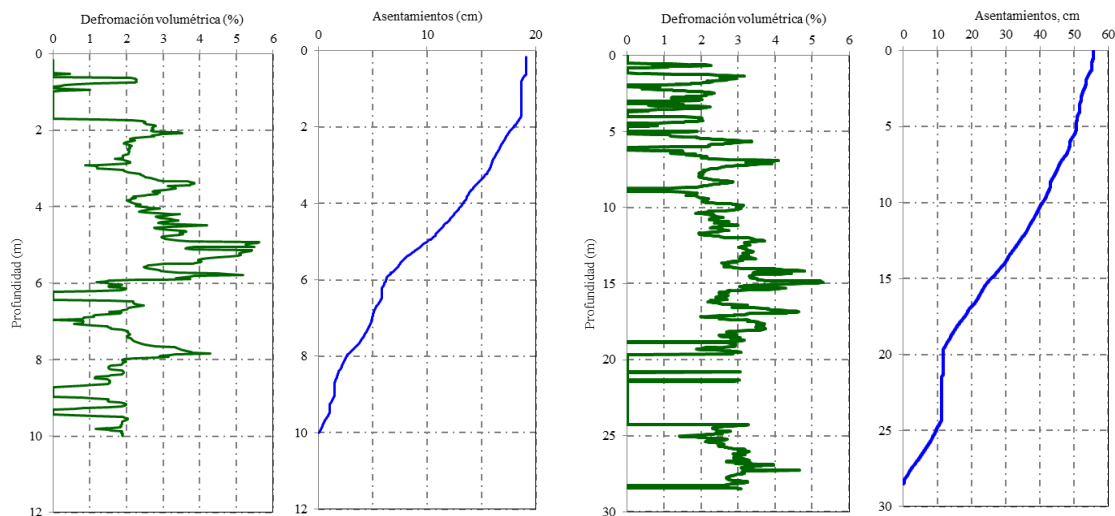


Figura 4.39. Asentamientos y deformaciones volumétricas correspondientes al SH-6 y SH-7

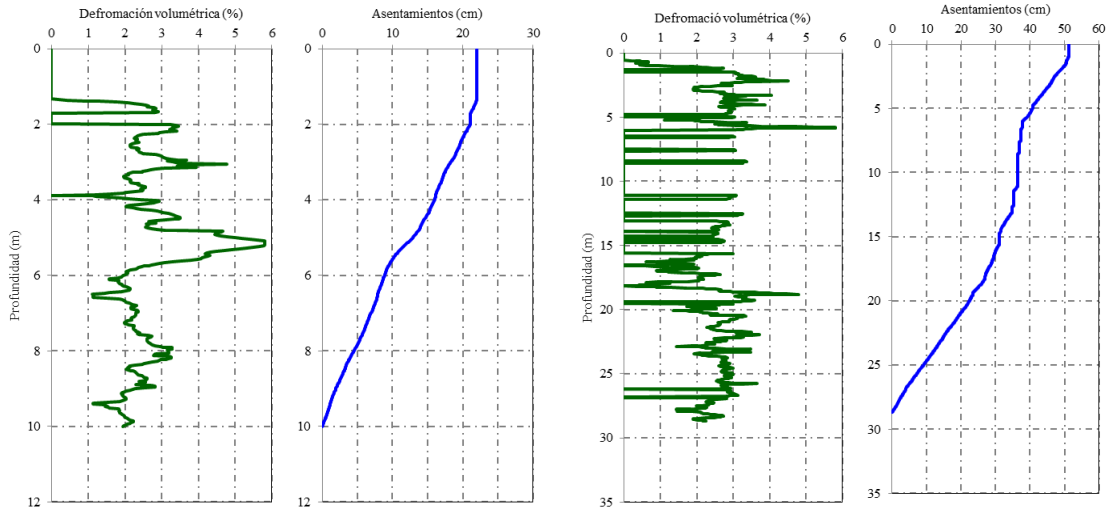


Figura 4.40. Asentamientos y deformaciones volumétricas correspondientes al SH-8 y SH-9



CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE LICUACIÓN EMPLEANDO MODELOS DE GENERACIÓN DE PRESIÓN DE PORO

5.1. INTRODUCCIÓN

En esta sección se presenta el desarrollo y etapas de cálculo del modelo numérico bidimensional de diferencias finitas para la simulación del proceso de licuación durante el evento dinámico. Para este estudio se desarrollaron 6 modelos representados por capas horizontales correspondientes a cada sondeo, los cuales corresponden a los modelos desarrollados con SHAKE-91. Además se desarrolló un modelo integrado que representa las condiciones del sitio Hotel Sapanca, tales como superficie y caracterización irregular, configuración del borde del lago y nivel de agua en el subsuelo. Lo anterior tiene como objetivos: 1) Determinar la respuesta dinámica y simulación del proceso de licuación de los modelos que representan las columnas de suelo de cada sondeo (SH-4, SH-5, SH-6, SH-7, SH-8 y SH-9). 2) Determinar la respuesta dinámica y simulación del proceso de licuación del sitio Hotel Sapanca, considerando la topografía y caracterización irregular del sitio y 3) Comparar los resultados de los modelos contra los observados en el sitio.

Cabe aclarar, que el procedimiento del modelado para las columnas y el modelo integrado es el mismo, con la diferencia en la asignación de parámetros y la configuración de la malla para representar la topografía del sitio.

5.2. ANÁLISIS NUMÉRICO

Para la simulación de los modelos 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 programa incorpora dichos modelos para simular el proceso de licuación, calculando el incremento de presión de poro ante cargas cíclicas, aunque de manera indirecta, ya que emplea un análisis dinámico y de flujo de agua acoplado para su modelación (Itasca, 2003).

El análisis de diferencias finitas 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 la simulación de los modelos numéricos se consideraron las siguientes etapas de cálculo:

Etapas 1: Calibración del modelo en campo libre

Etapas 2: Cálculo de equilibrio estático (Condiciones iniciales de esfuerzos)

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

5.2.1. Propiedades estáticas y dinámicas de los suelos.

Las propiedades estáticas de los suelos fueron tomadas a partir de correlaciones basadas en datos de SPT y CPT. De acuerdo con los datos de la exploración, de manera general, se tiene que los suelos están compuestos por arenas limpias con intercalaciones de limos arcillosos y arcillas limosas. En la Figura 5.1 se presenta el modelo geotécnico formado a partir de la información de las pruebas de campo. En el anexo IV se presenta un resumen de las propiedades de los suelos.



Las propiedades dinámicas empleadas en los modelos, fueron las que se obtuvieron a partir de las correlaciones presentadas en la tabla 4.9 de la sección 4.2.5.2 (Resultados de los análisis con medición de velocidad de onda de corte) del capítulo 4 de esta tesis. Las propiedades lineales equivalentes obtenidas de los análisis con SHAKE-91 fueron empleadas en los modelos de cada sondeo, integrándose después para el modelo que representa las condiciones del sitio Hotel Sapanca.

5.2.2. Desarrollo del modelo numérico

Los modelos fueron similares a los construidos para el análisis de respuesta de sitio con SHAKE-91. Se empleó una malla de 1936 elementos rectangulares, empleándose las propiedades lineales equivalentes obtenidas del análisis unidimensional. Para el modelo que representa las condiciones topográficas del sitio, se ajustaron los elementos de la malla a la configuración geométrica de la superficie del terreno, ver figuras 5.2 y 5.3. El tamaño de los elementos de la malla fue definido de manera que la longitud de onda más corta esté resuelta en por lo menos 10 elementos (Kuhlemeyer y Lysmer, 1973).

$$\Delta x \leq \frac{\lambda}{10} \quad (5.1)$$

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).

Se utilizaron fronteras absorbentes en los costados de la malla para minimizar la reflexión de ondas sísmicas. En FLAC se emplean fronteras denominadas fronteras de campo libre (Cundall *et al.*, 1980). 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 5.2). Para evitar reflexiones en la base del modelo se emplearon fronteras viscosas desarrolladas por Lysmer y Kuhlemeyer (1969), ecuaciones 5.2 y 5.3.

$$t_n = -\rho C_p v_n \quad (5.2)$$

$$t_s = -\rho C_s v_s \quad (5.3)$$

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.

Dado que se emplean fronteras viscosas en la base del modelo, el movimiento debe ser introducido empleando una historia de velocidades. El sismo presentado en la sección 4.3.2 fue integrado para obtener las velocidades y éstas se aplicaron en la base del modelo en término de esfuerzos de acuerdo con la expresión 5.3 (ver figura 5.4).

Para definir la matriz de amortiguamiento, C , en la ecuación de movimiento generalmente se recurre al amortiguamiento tipo Rayleigh, que es proporcional a la masa y a la rigidez ($C = \alpha M + \beta K$). Se usó una frecuencia central de 0.60 Hz para establecer el amortiguamiento equivalente tipo Rayleigh a bajas deformaciones del suelo. Este valor corresponde a la frecuencia fundamental del modelo de campo libre de SHAKE-91.

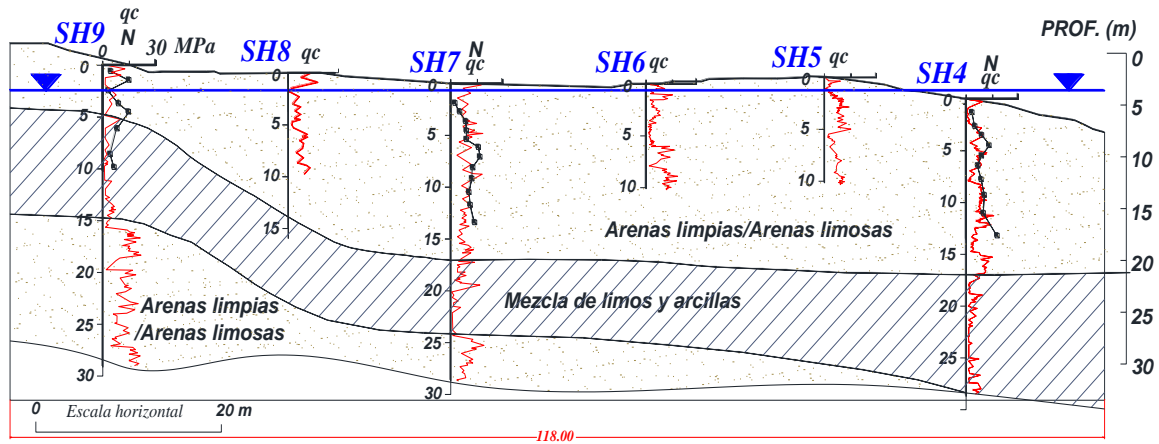


Figura 5.1. Caracterización geotécnica del sitio Hotel Sapanca.

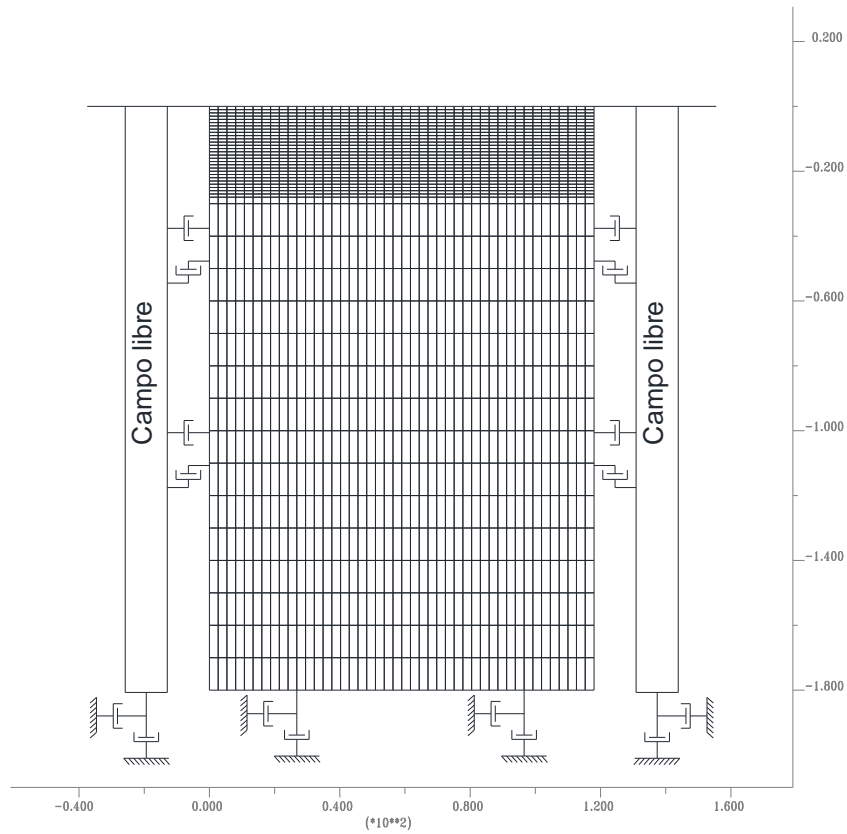


Figura 5.2. Modelo de diferencias finitas representativo para las columnas de suelo.

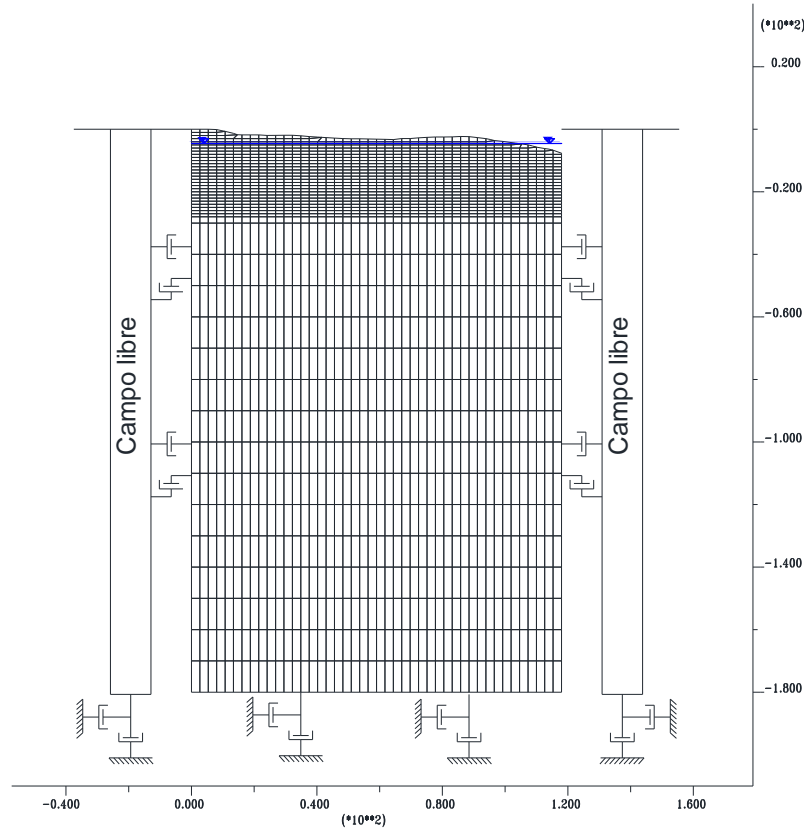


Figura 5.3. Modelo de diferencias finitas representativo del sitio Hotel Sapanca (Sección A-A).

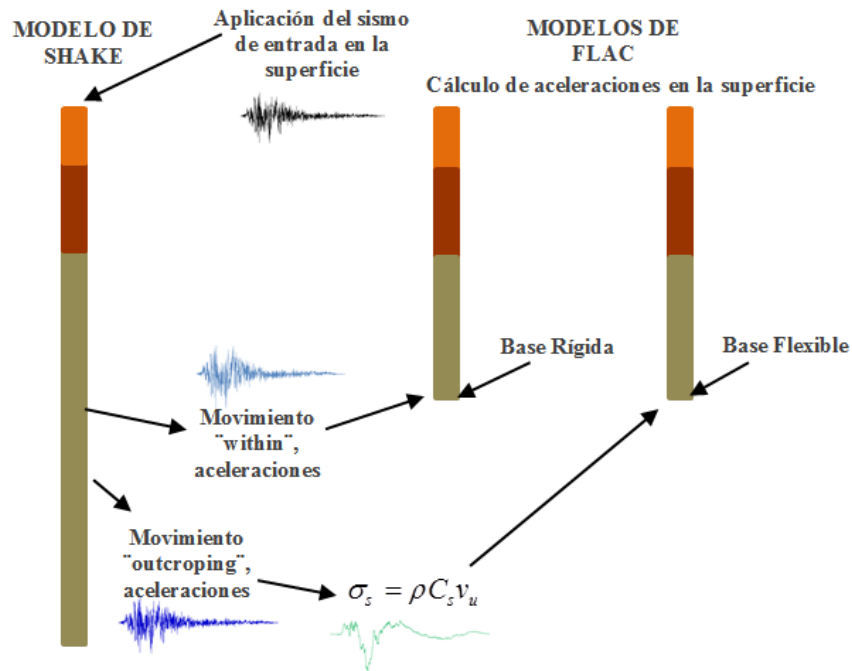


Figura 5.4. Esquema de movimiento de entrada en la base del modelo.



5.2.3. Calibración del modelo (movimiento de campo libre)

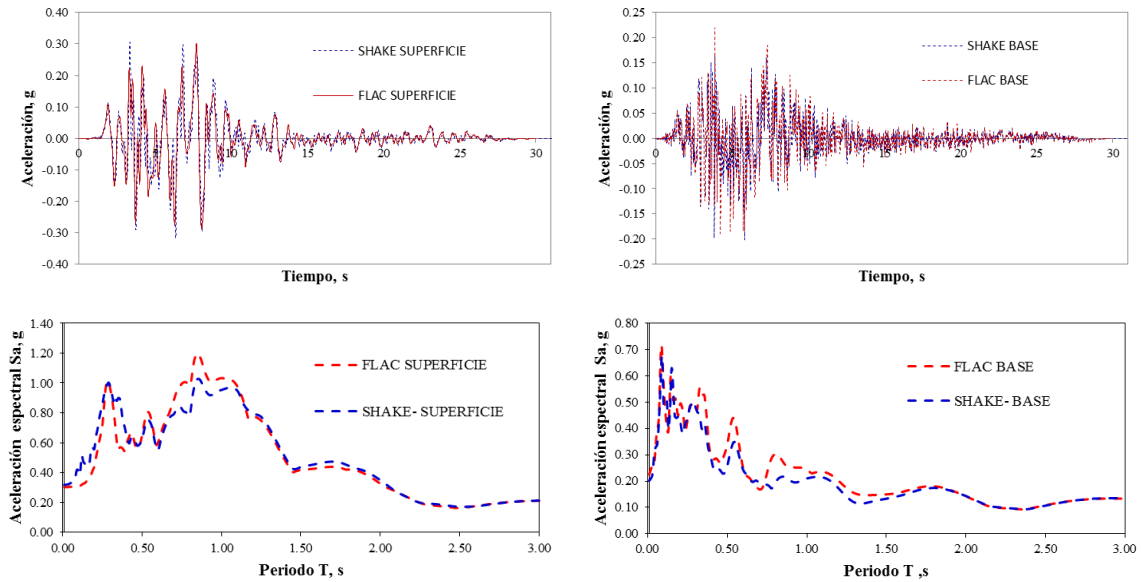
La calibración del movimiento de campo libre se realizó desarrollando modelos en FLAC que representen las columnas de suelo analizadas con SHAKE-91, asignándole a los elementos las propiedades dinámicas equivalentes correspondientes al nivel de deformación inducido en cada estrato. Para cada modelo se realizó la calibración del movimiento de campo libre comparando la historia de aceleraciones en la base y en la superficie de los modelos de SHAKE-91 y FLAC. Para los modelos se utilizó el modelo elástico.

En las figuras 5.5 a 5.7 se presentan las historias de aceleraciones y espectros de respuesta para un 5 % de amortiguamiento, obtenidos en la base y en la superficie con SHAKE 91 y FLAC. En dichas figuras se observa una buena correlación de los resultados; sin embargo, en algunos llegó a amplificarse ligeramente el movimiento; no obstante, no tiene gran influencia, ya que se observan valores de aceleración iguales en los periodos fundamentales del suelo, por lo tanto el movimiento de campo libre está calibrado.

Por otra parte, se observó que las columnas de suelo que presentan mayor espesor (SH-4, SH-7 y SH-9), las cuales presentan estratos de arcillas y limos de consistencia blanda, tienen un periodo de vibración mayor ($T = 0.8$ a 1.0); no obstante, presentan una menor amplificación debido a que en el estrato de arena predomina una compactación media ($S_a = 1.20$ g). Para las columnas de suelo de menor espesor y compuestas de arenas limpias, se tuvieron periodos predominantes menores ($T = 0.3$ a 0.4), sin embargo estos presentaron mayores amplificaciones ($S_a = 1.4$ a 1.6 g), ya que en comparación con las columnas 4, 7 y 9, éstas presentan una compactación más suelta. La máxima amplificación ocurrió en la columna de suelo SH-6, para el cual se tuvo un PGA de 0.44 g, con una aceleración espectral máxima de 1.67 g en un periodo predominante de 0.29 s.



MODELO SH-4



MODELO SH-5

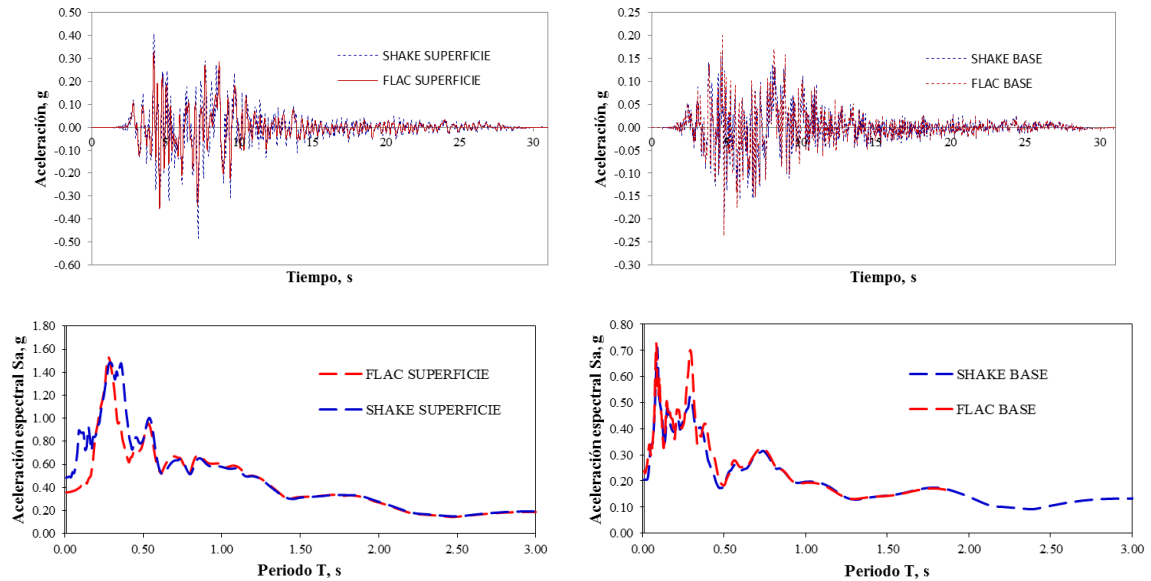
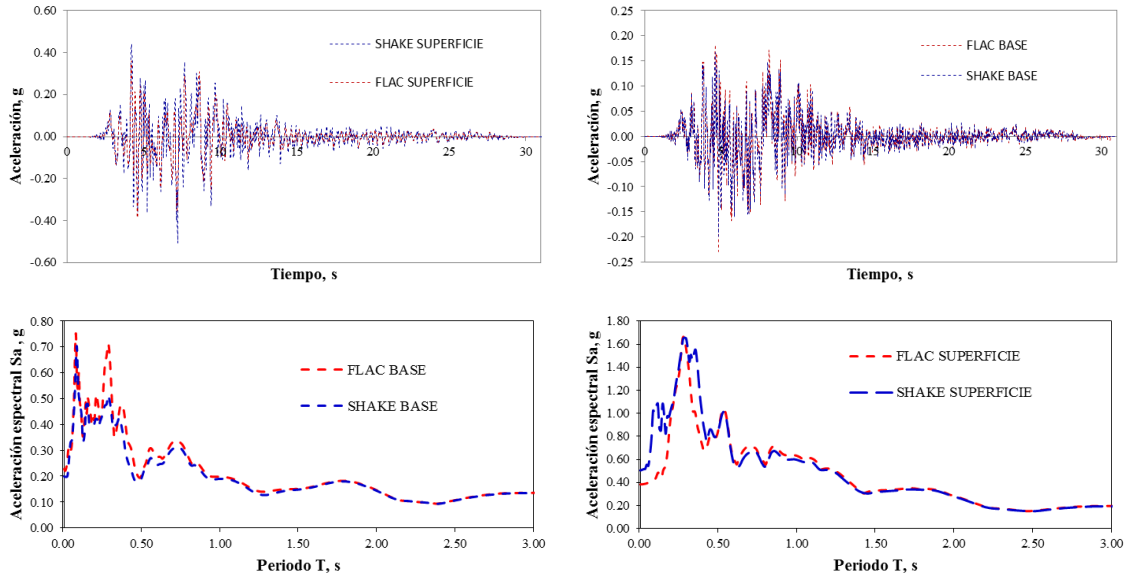


Figura 5.5. Calibración de los movimientos de campo libre, espectro de respuesta e historia de aceleraciones, correspondiente a los modelos SH-4 y SH-5.



MODELO SH-6



MODELO SH-7

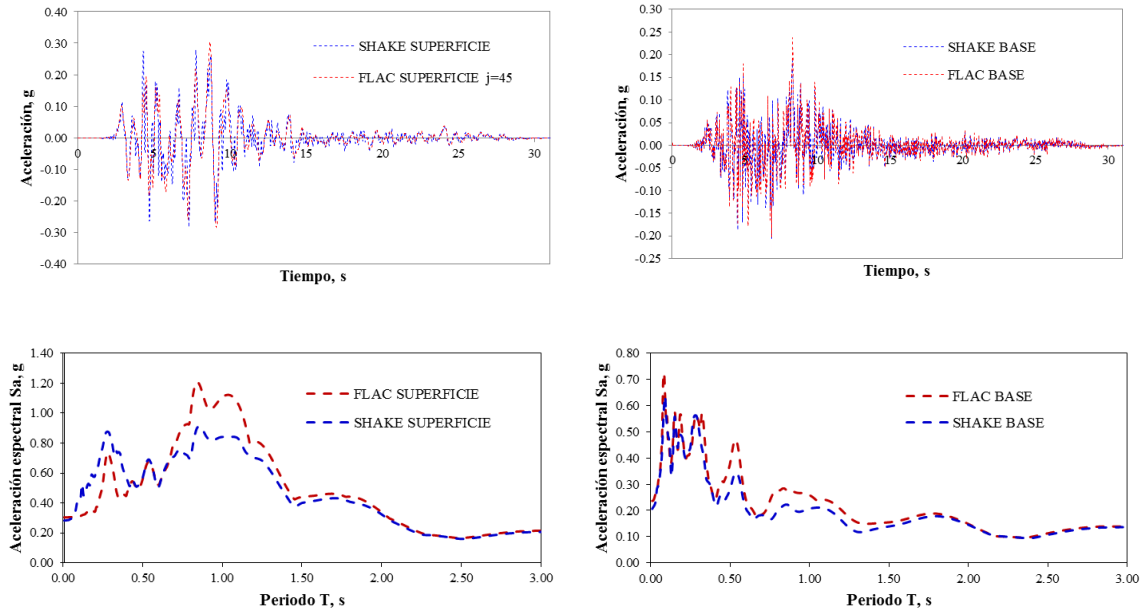
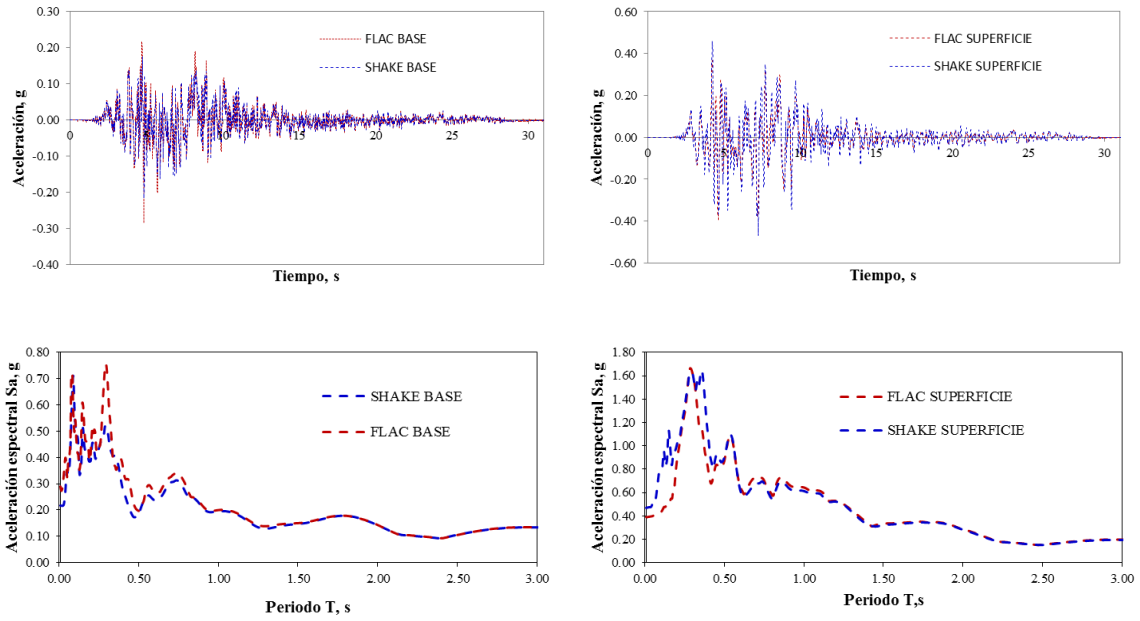


Figura 5.6. Calibración de los movimientos de campo libre, espectro de respuesta e historia de aceleraciones, correspondiente a los modelos SH-6 y SH-7.



MODELO SH-8



MODELO SH-9

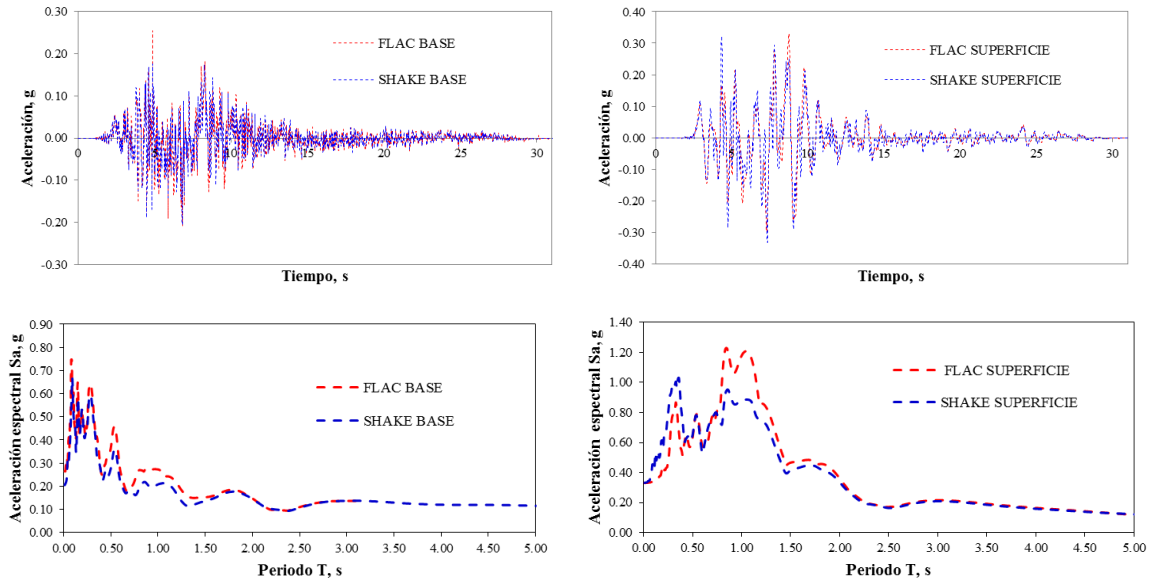


Figura 5.7. Calibración de los movimientos de campo libre, espectro de respuesta e historia de aceleraciones, correspondiente a los modelos SH-8 y SH-9.

5.2.4. Cálculo del equilibrio estático (Condiciones iniciales de esfuerzos)

Para llevar a cabo una simulación dinámica acoplada mecánicamente y de flujo de agua, es necesario establecer un equilibrio estático. Por lo tanto se definieron las siguientes etapas:

1) Se establecieron las condiciones iniciales asignando propiedades elásticas al modelo, se aplicaron presiones de poro, siguiendo la configuración del nivel de agua en el subsuelo y el borde del lago para obtener una respuesta mecánica. En esta etapa se asume que no existe flujo de agua ni cambios en la presión de poro, por lo tanto se asigna de manera temporal un módulo volumétrico igual a cero.

2) Para este caso en particular, es de interés la condición final del flujo establecido, ya que no es de interés el tiempo en que éste ocurre. Por lo tanto, el cálculo de flujo y el ajuste mecánico se realizan de forma separada.

3) Una vez establecido el campo de flujo de equilibrio, se realiza un ajuste mecánico, colocando de manera parcial el módulo volumétrico igual a cero para evitar el flujo de agua y cambios en la presión de poro.

En la figura 5.8 se muestra la asignación de parámetros de resistencia del modelo Mohr Coulomb.

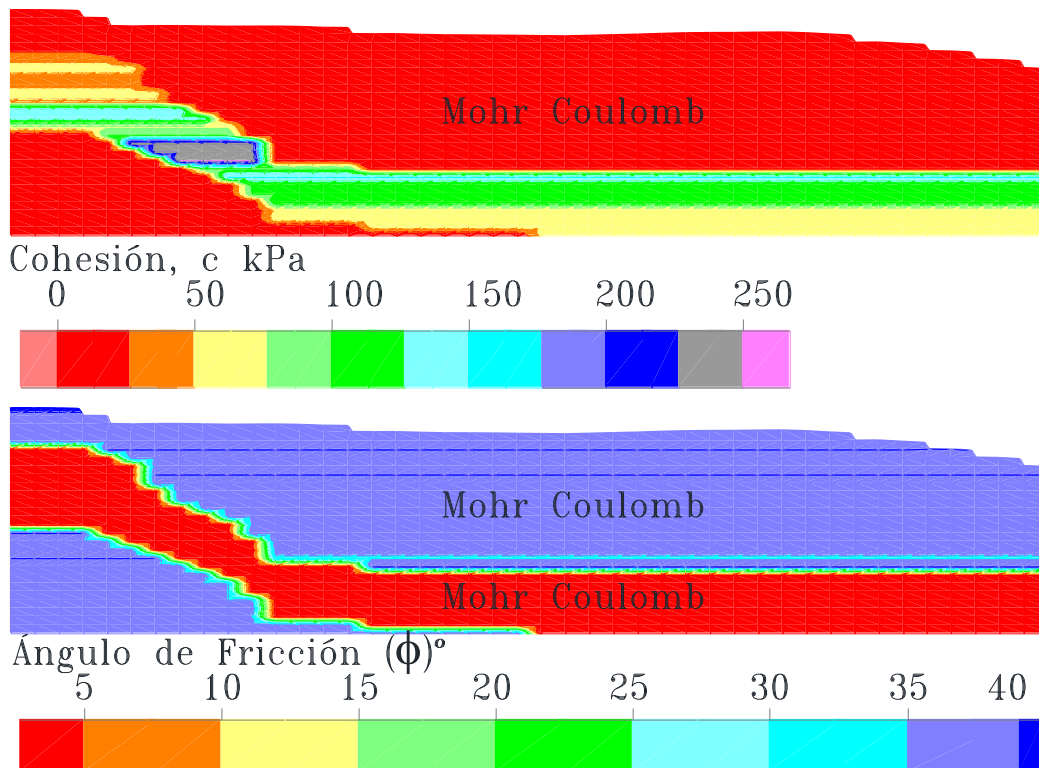


Figura 5.8. Asignación de parámetros de resistencia en el modelo numérico.

5.2.5. Análisis dinámico y generación dinámica de presión de poro

Una vez que el modelo se encuentra en equilibrio estático, se preparó la parte dinámica, para la cual se asume que no ocurre flujo (condiciones no drenadas), asignando un valor de permeabilidad (k) muy bajo. Por lo tanto el incremento de presión de poro ocurre debido al cambio volumétrico dinámico inducido por la excitación dinámica. En esta etapa se coloca el valor del módulo volumétrico real (2×10^3 MPa). Para la simulación del proceso de licuación, se repite el análisis dinámico, pero esta vez asignando modelos de generación de presión de poro en las zonas potencialmente licuables, ver figura 5.9. En el Anexo IV se presentan los parámetros para dichos modelos.



Figura 5.9. Asignación de modelos para etapa de generación dinámica de exceso de presión de poro.

5.3. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.3.1. Análisis por sondeo

En la figura 5.17 se muestra la deformación de la malla del modelo SH-4, la cual presenta una deformación máxima de 0.21 m, los demás modelos presentaron un comportamiento similar. En la tabla 5.1 se presenta un resumen con los resultados de las deformaciones para cada modelo.



En las figuras 5.10 a 5.15 se presentan las predicciones de las zonas licuables, para las cuales se utilizó la relación de exceso de presión de poro (r_u). En éstas se observa que para el modelo de Byrne se presenta ligeramente una mayor extensión de las zonas licuables ($r_u = 1$) que las presentadas con el modelo de Finn; sin embargo, de manera general presentan el mismo comportamiento caótico en los contornos de r_u . En estas figuras, se observa que son muy pocas las zonas que alcanzan el estado de licuación, sin embargo existen zonas con relaciones de exceso de presión de poro alto ($r_u = 0.80$).

Para interpretar lo ocurrido en las zonas con $r_u = 0.80$, en la figura 5.16 se presenta una gráfica en términos de esfuerzos efectivos y presiones de poro contra el tiempo dinámico, en la zona (22, 34) del modelo SH-4 (profundidad 8 m). En ésta se observa que los esfuerzos efectivos llegan a tener un decremento significativo, sin llegar a ser igual a cero. Lo anterior refiere a un comportamiento dilatante, en el que se presenta licuación por movilidad cíclica; por lo tanto se puede decir que la licuación ocurre a los 4 segundos de iniciado el sismo. Con referencia a lo anterior, se puede decir que zonas con un $r_u = 0.80$ representan un $FS_{lic} = 1$ en los análisis con métodos de campo.

De acuerdo con los resultados mostrados en las gráficas, se observa que los modelos desarrollados para cada sondeo predicen adecuadamente las zonas licuables, mismas que se definen por el intervalo de profundidad. En tabla 5.1 se presenta un resumen de las deformaciones evaluadas con los modelos de Finn y Byrne, para el caso de los desplazamientos laterales se observó que éstos son menores en comparación con los observados en el sitio, mientras que para los asentamientos, prácticamente no se registraron movimientos, ver figura 5.17. Por otra parte, para el caso del SH-9 se observó una buena predicción en los LD, lo anterior puede deberse a la influencia del espesor del estrato licuable (6 m).

De forma general se concluye que la simplificación de los modelos formando columnas de suelo integradas por capas horizontales, no representan adecuadamente las deformaciones inducidas por licuación; sin embargo, presentan buenos resultados para determinar las zonas licuables.

Tabla 5.1. Resumen de resultados de asentamientos y desplazamientos laterales en las columnas de suelo, evaluados con modelos numéricos.

Desplazamientos laterales, LD (cm)						
Método	SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
FLAC 2D (Modelo de Finn)	21	18	21	10	14	19
FLAC 2D (Modelo de Byrne)	21	25	45	38	10	22
Observado (Cetin <i>et al.</i> ; 2002)	130	--	--	70	--	20
Asentamientos, S (cm)						
Método	SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
FLAC 2D (Modelo de Finn)	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0	0.01
FLAC 2D (Modelo de Byrne)	0.0	0.0	0.0	0.00	0.01	0.01
Observado (Cetin <i>et al.</i> ; 2002)	75	--	--	80	--	10

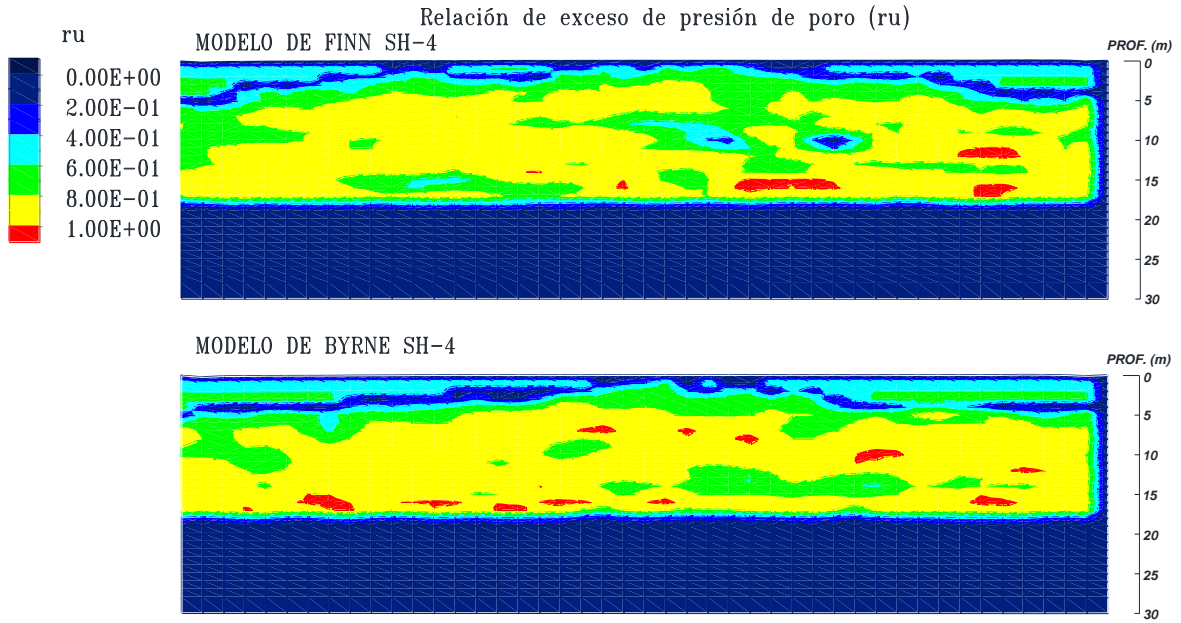


Figura 5.10. Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-4 al final del sismo.

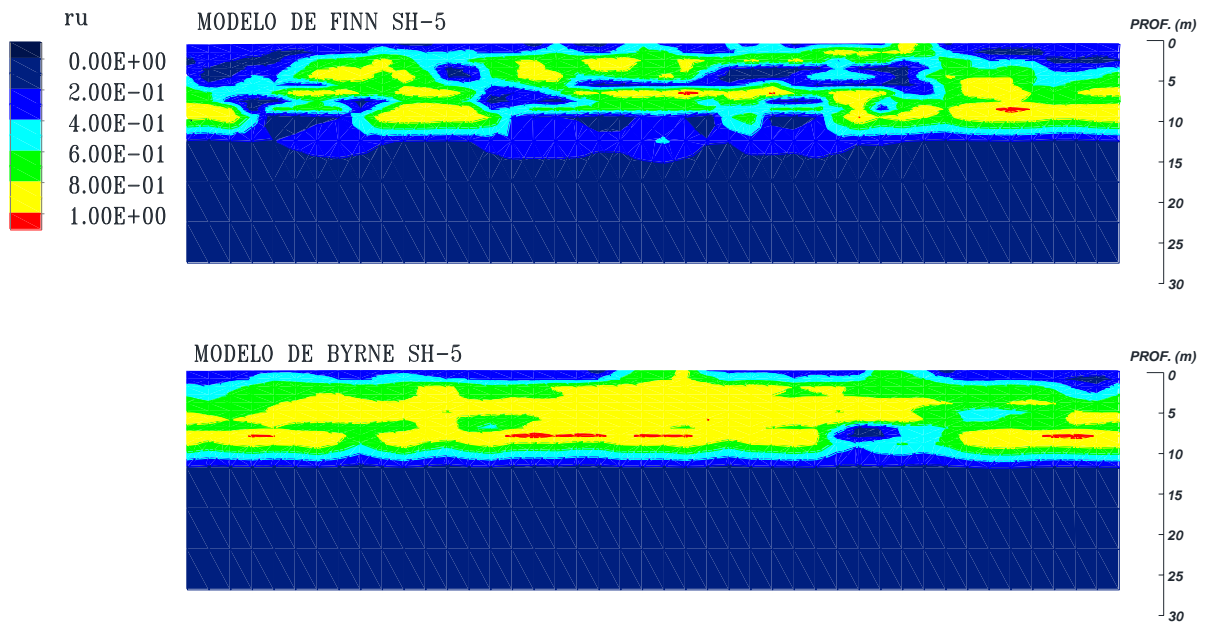


Figura 5.11. Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-5 al final del sismo.

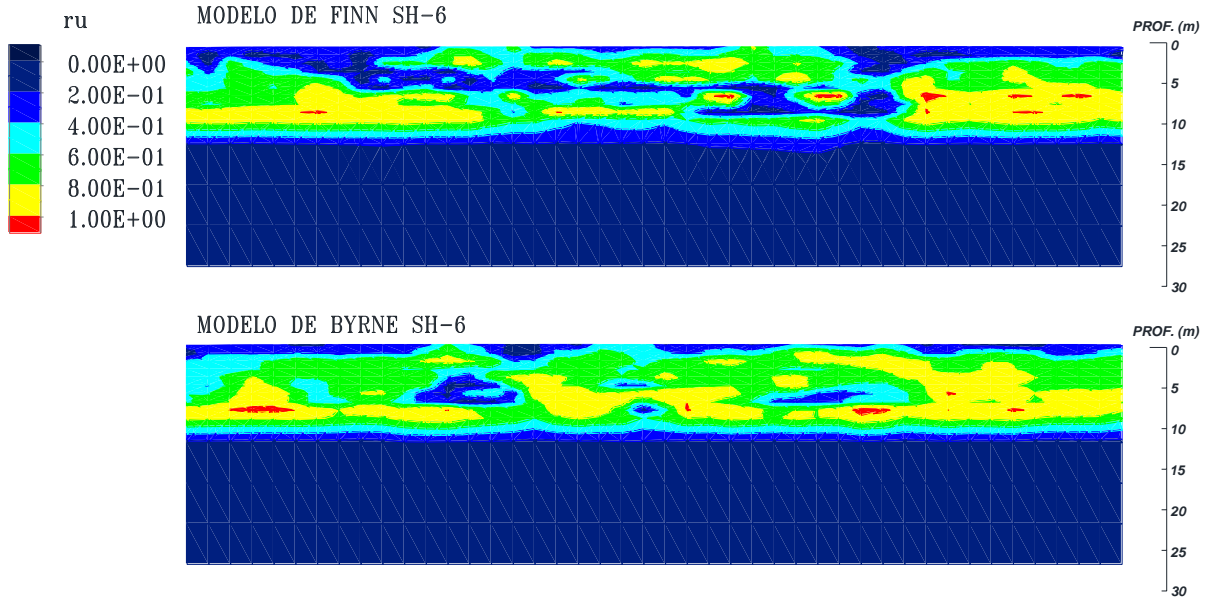


Figura 5.12. Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-6 al final del sismo.

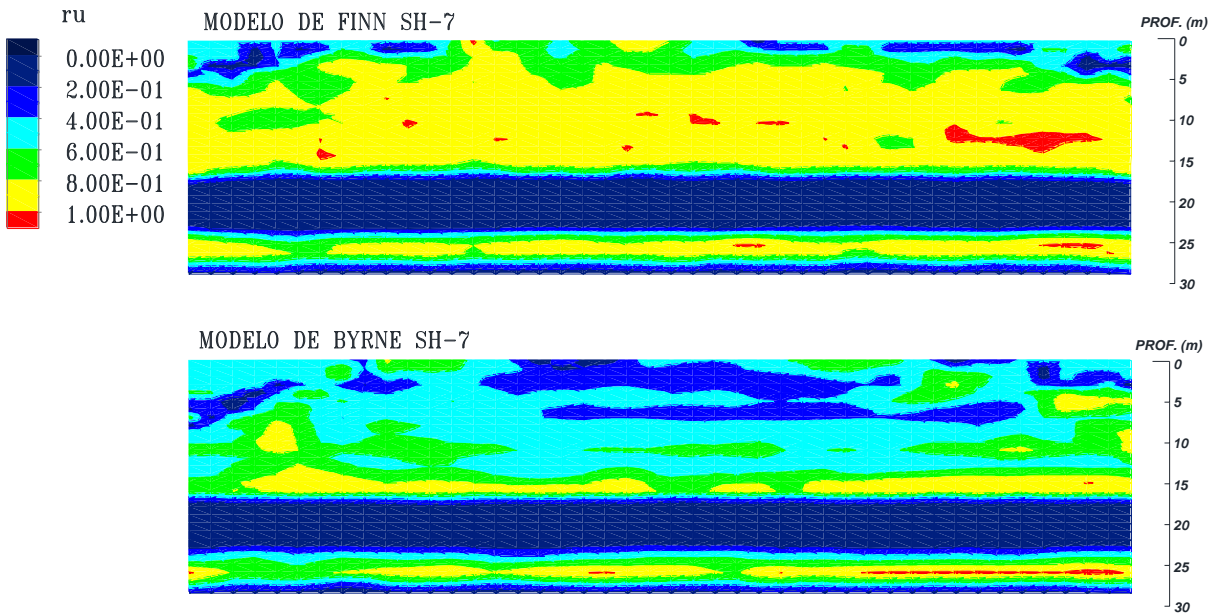


Figura 5.13. Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-7 al final del sismo.

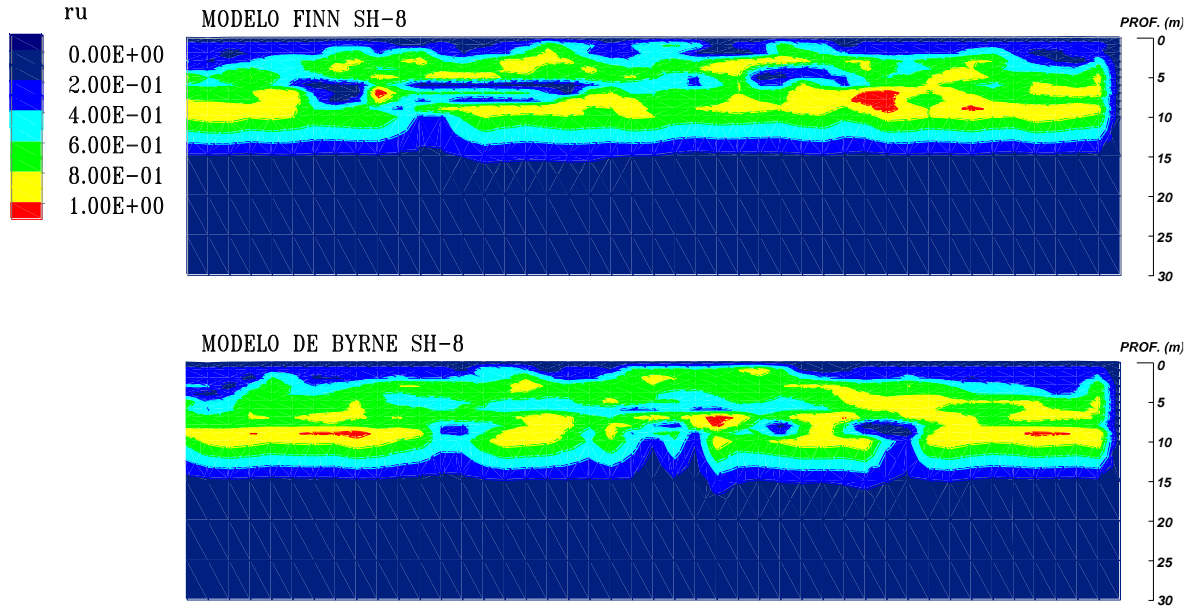


Figura 5.14. Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-8 al final del sismo.

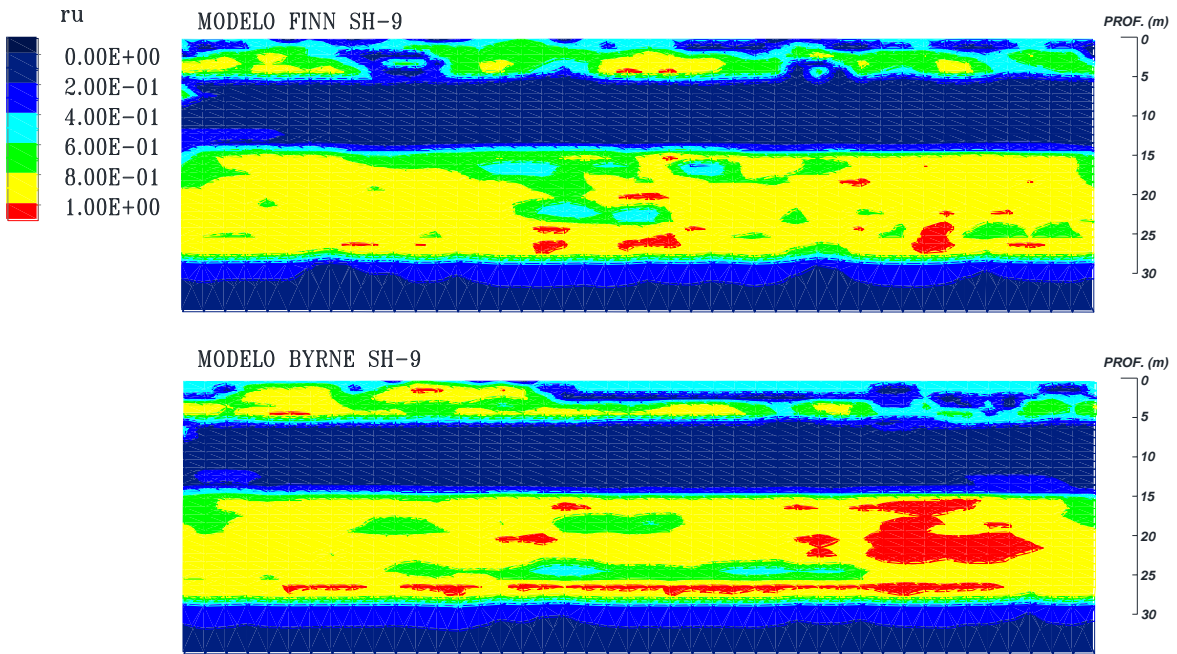


Figura 5.15. Contornos de relación de exceso de presión de poro para el modelo SH-9 al final del sismo.

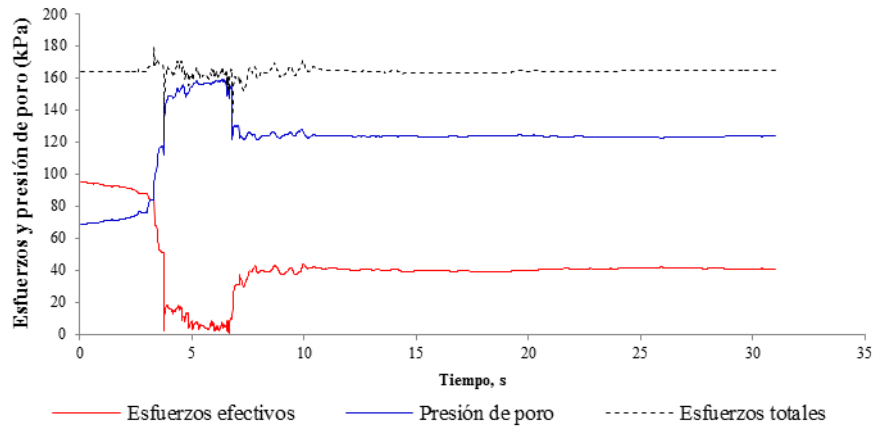


Figura 5.16. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico.

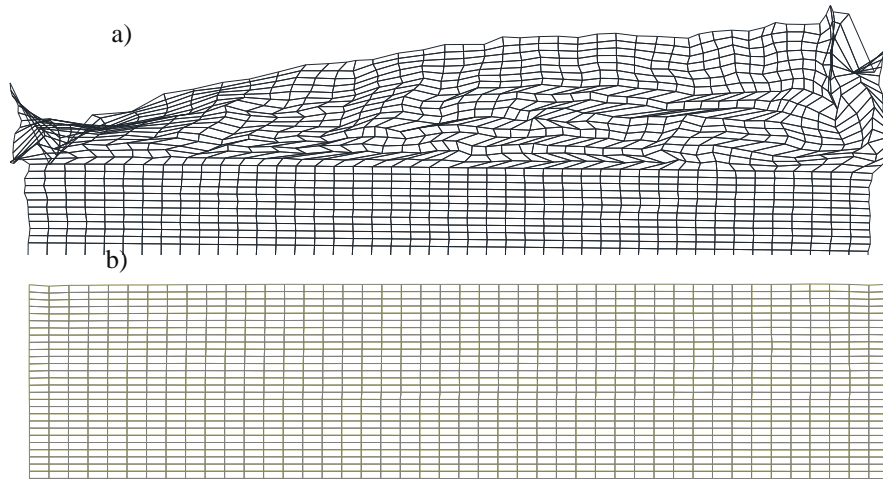


Figura 5.17. Deformación de la malla del modelo SH-4 al final del sismo, a) deformación escalada x 75 y b) deformación sin escala.

5.3.2. Análisis del modelo integrado

El modelo integrado contempla la geometría y características bidimensionales del sitio en estudio, el modelo se dividió en 6 secciones equivalentes, asignándole a cada una las propiedades estáticas y dinámicas correspondientes a los sondeos SH-4, SH-5, SH-6, SH-7, SH-8 y SH-9, mismas que se determinaron a partir de las pruebas de campo con SPT y CPT. Cabe mencionar que para formar el modelo geotécnico se extrapolaron los datos de los sondeos profundos a los sondeos someros.

En las figuras 5.19 a 5.29 se presenta la respuesta del modelo durante el evento dinámico en términos de aceleraciones, esfuerzos efectivos, presión de poro, relación de exceso de presión de poro y deformaciones (desplazamientos laterales y asentamientos).

En la figura 5.18 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.

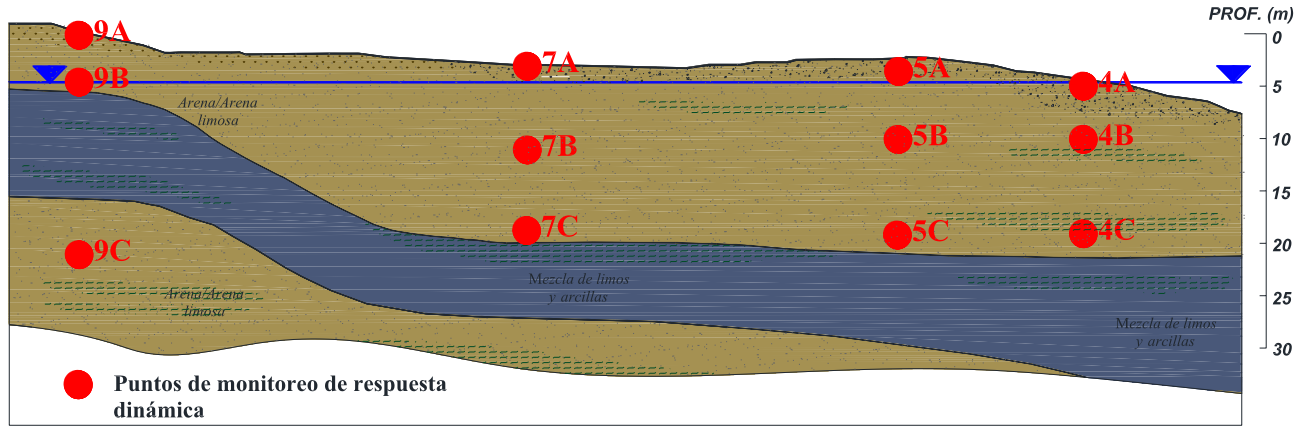


Figura 5.18. Ubicación de puntos de monitoreo de respuesta dinámica.

En la figura 5.19 se presenta la historia de aceleraciones en la superficie del terreno, correspondiente al punto 7A y el registro del análisis dinámico con FLAC 2D. En esta figura se puede observar que la aceleración máxima ha decrecido debido a la ocurrencia de licuación. En la figura 5.20 se muestran los registros de aceleraciones de los puntos 4A, 4B y 4C, en los que se observa que el movimiento de entrada ha sido desamplificado, para los puntos 4B y 4C se pasó de una aceleración máxima de 0.37 g a 0.30 g, decreciendo hasta llegar a 0.20 g en la superficie del terreno (punto 4A). De acuerdo con estos resultados, se puede concluir que la aceleración máxima durante el proceso de licuación será menor a la del movimiento de entrada, por lo que es importante tener en cuenta esta consideración al realizar análisis pseudoestáticos o empíricos.

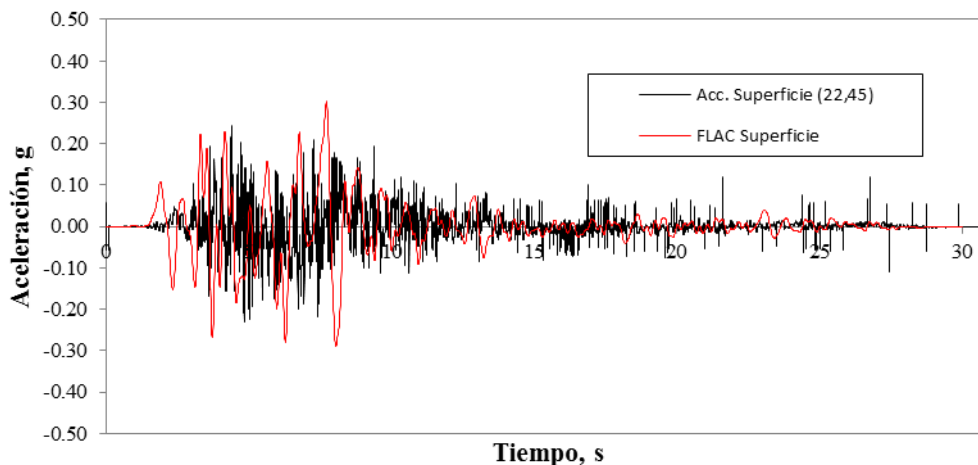


Figura 5.19. Registro de aceleraciones en la superficie del terreno, zona (22, 45).

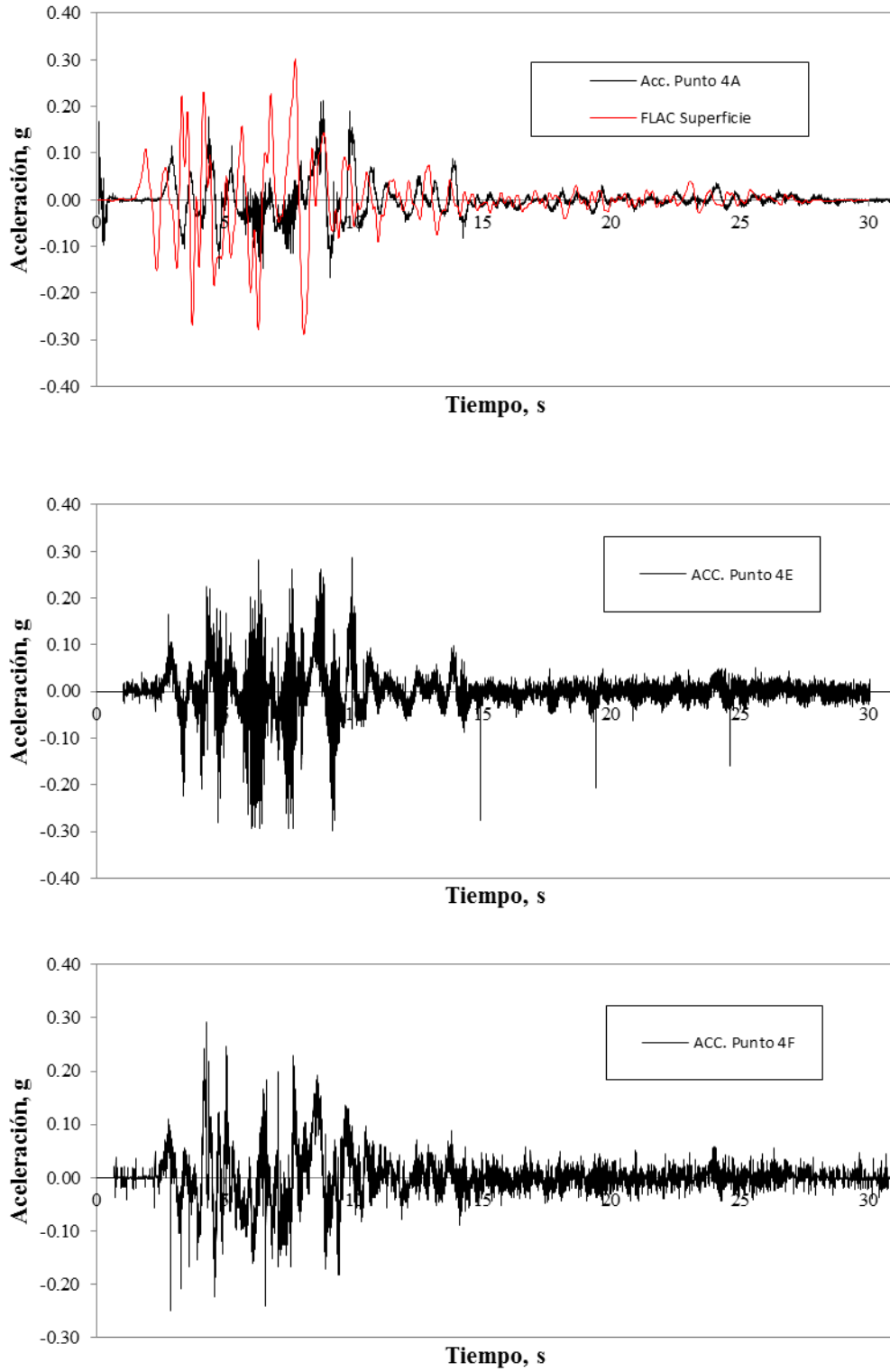


Figura 5.20. Registro de aceleraciones a diferentes profundidades.

En las figuras 5.21 y 5.29 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 alejados de la zona del borde del lago (SH-9), se alcanzaron esfuerzos efectivos igual a cero en un tiempo de 4 segundos para el punto 9B, mientras que para el punto 9C se obtuvieron valores cercanos a $\sigma'_v = 0$. De acuerdo con el comportamiento de estas gráficas, para el punto 9B se presenta una respuesta dilatante y una licuación de movilidad cíclica, mientras que para el punto 9C se observó una respuesta dilatante y licuación cíclica. Para los puntos 7B y 7C, se observa un comportamiento similar a los anteriores; sin embargo, en estos puntos los esfuerzos efectivos decrecen a 3.5 segundos de iniciado 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.

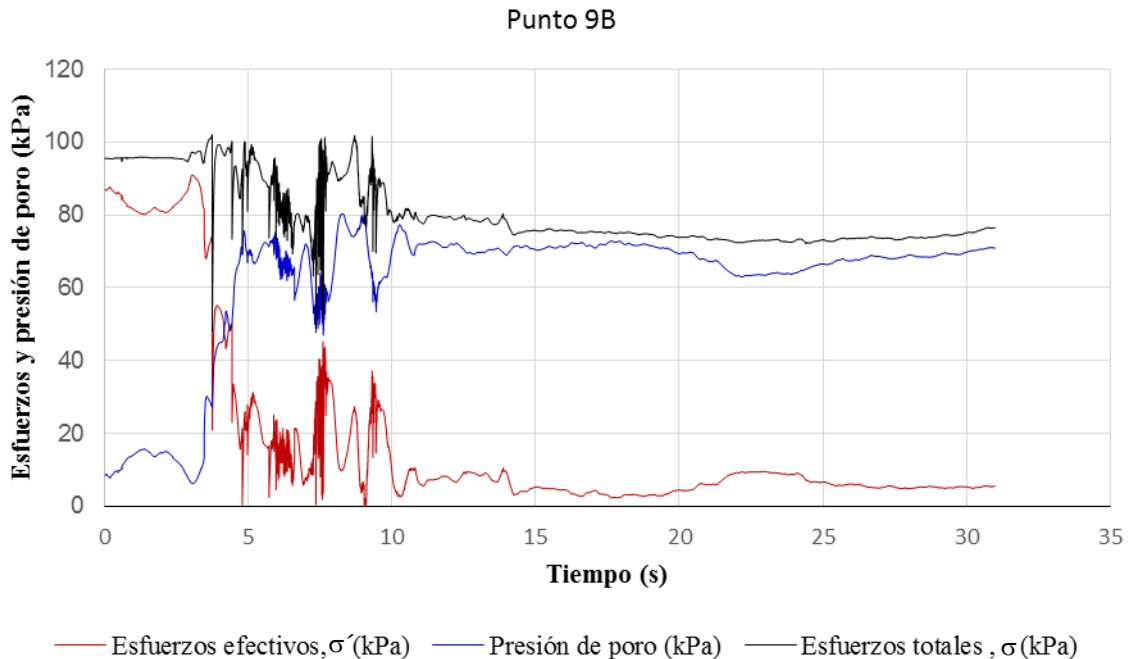


Figura 5.21. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (punto 9B).

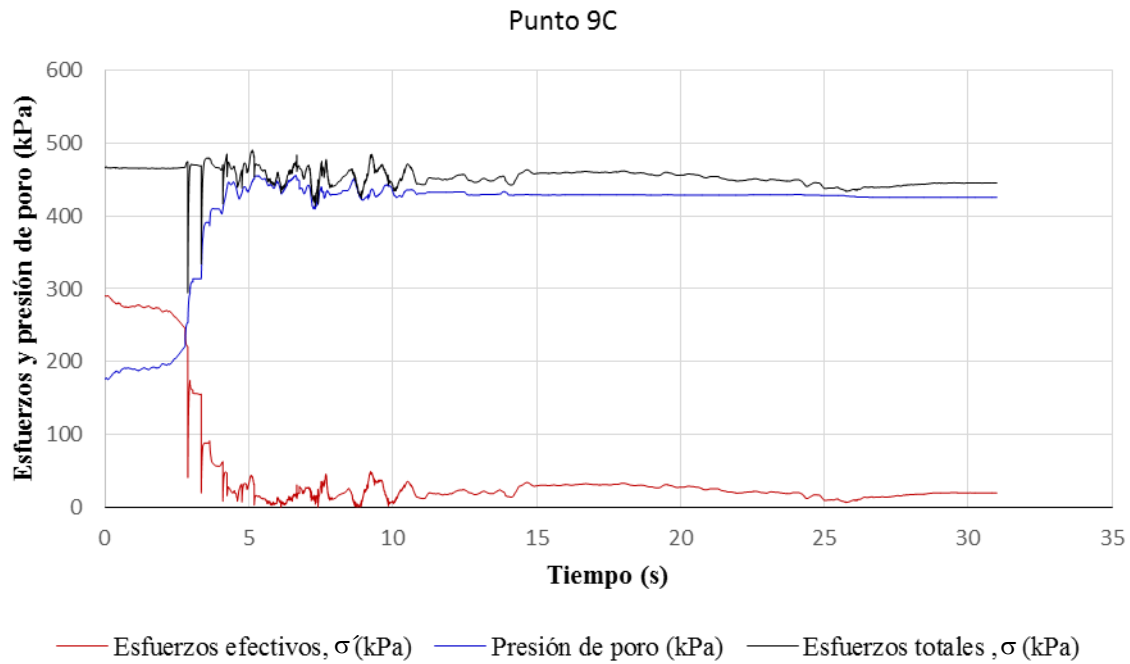


Figura 5.22. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (punto 9C).

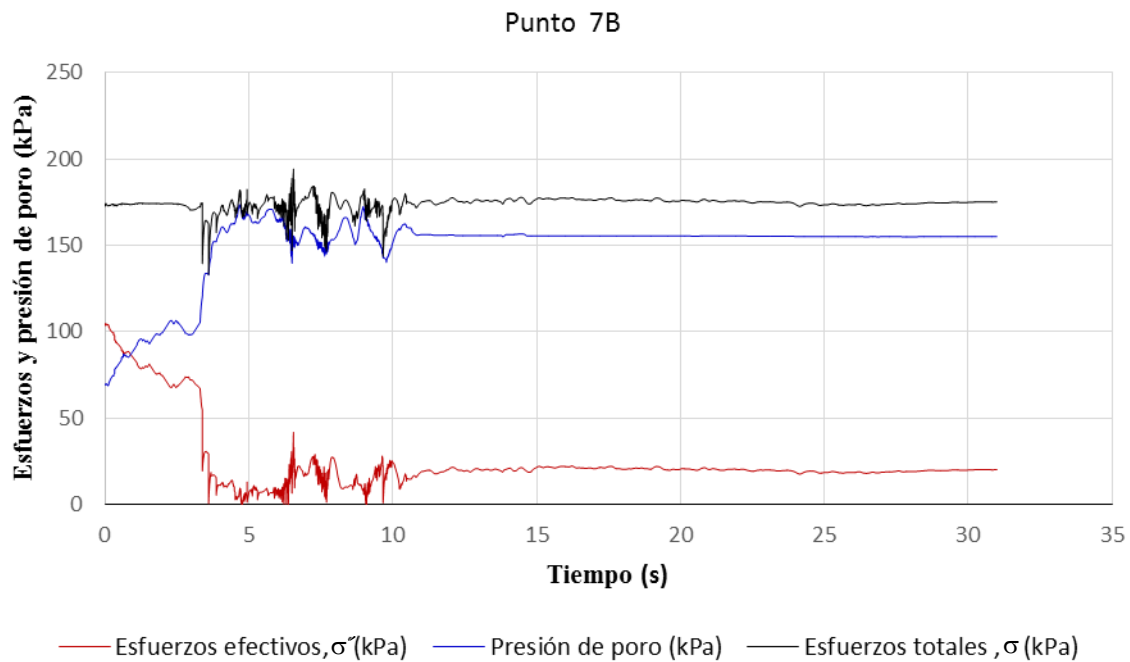


Figura 5.23. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (punto 7B).

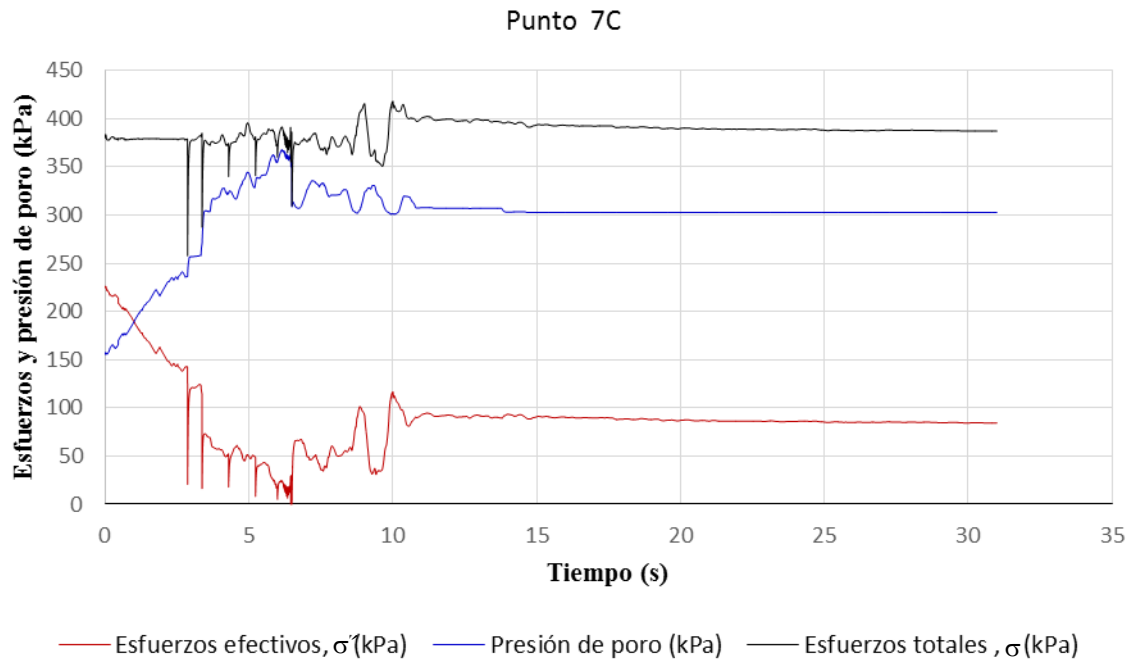


Figura 5.24. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 7C).

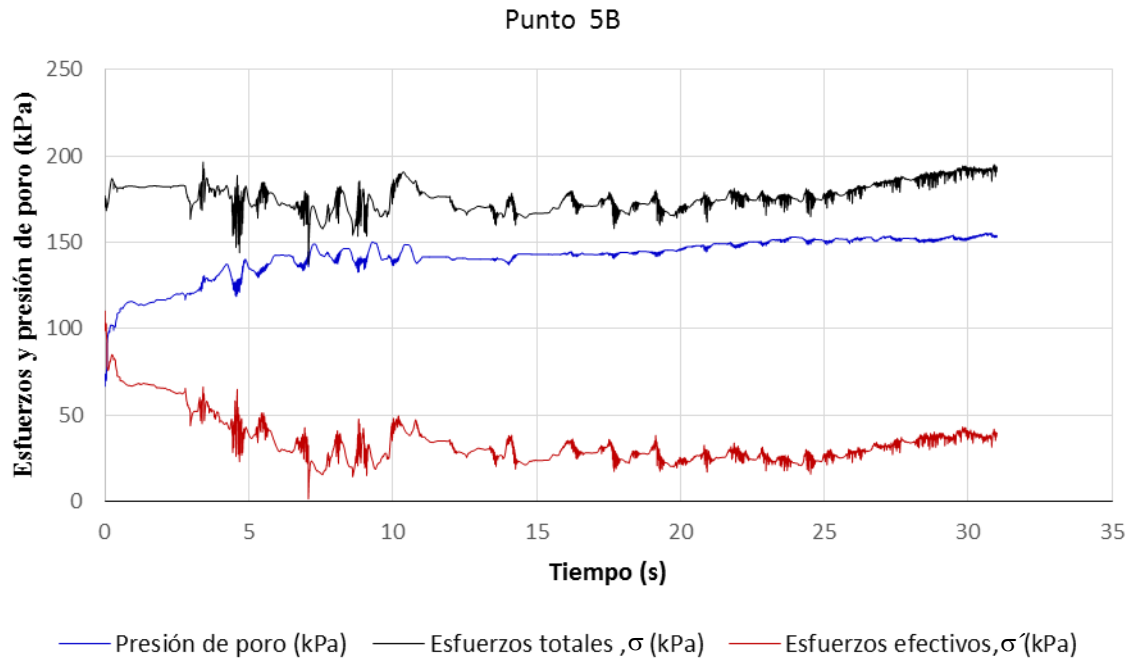


Figura 5.25. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 5B).

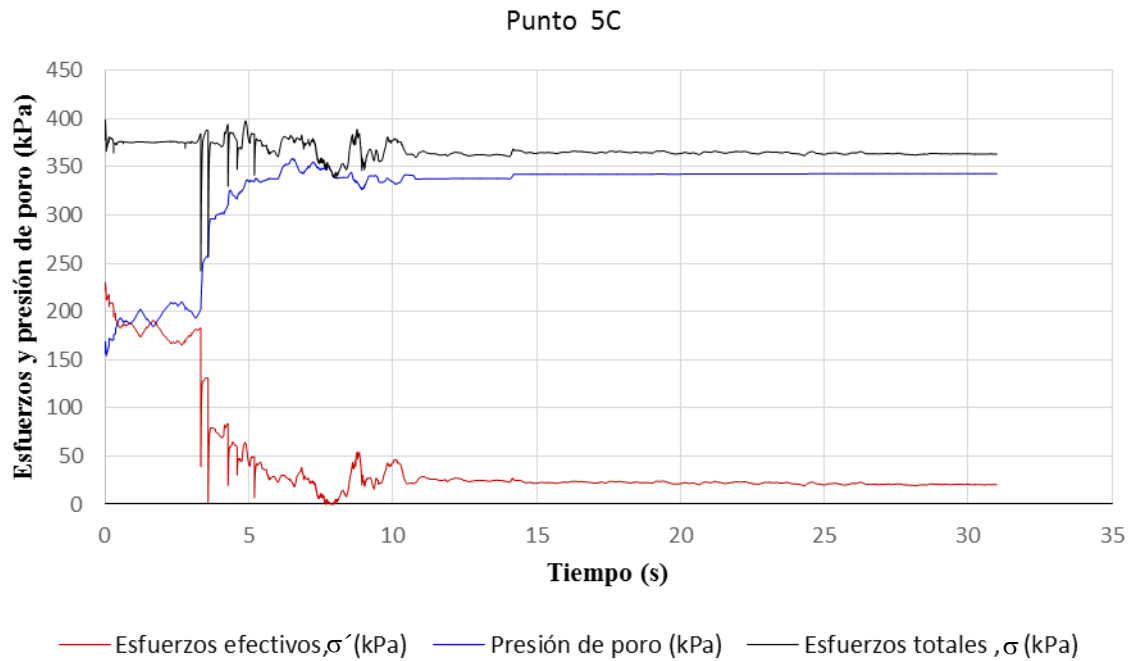


Figura 5.26. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 5C).

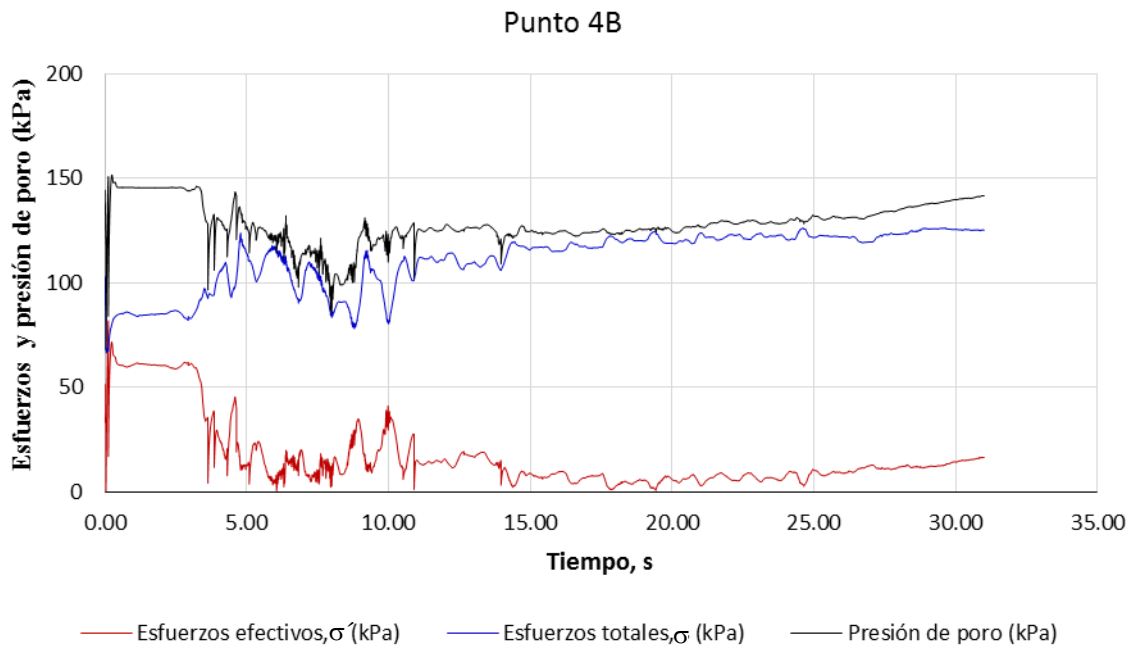


Figura 5.27. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 5C).

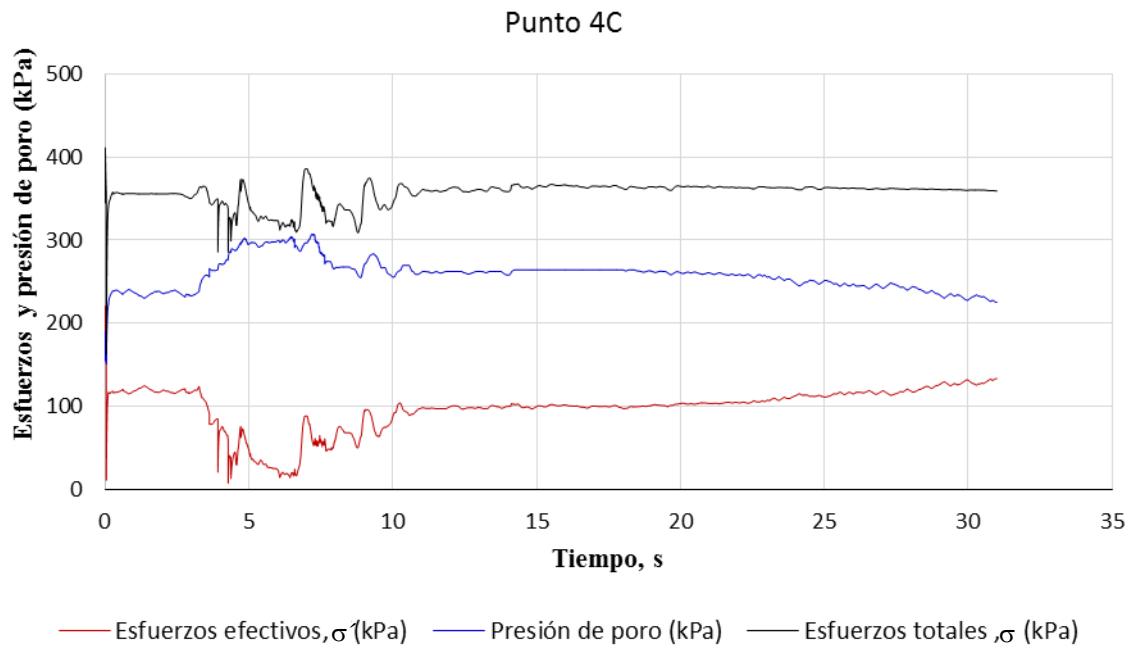


Figura 5.28. Historia de presión de poro y esfuerzos efectivos contra el tiempo dinámico (Punto 4C).

En la figura 5.29 se muestra la predicción de la relación del exceso de presión de poro para los puntos monitoreados. Para el punto 9B se observa que no se alcanzó un estado de licuación total ($r_u = 1$); sin embargo, presentó relaciones muy altas ($r_u = 0.9$), mientras que el punto 9C alcanzó el estado de licuación a los 4 segundos. En el punto 7B se observa que se alcanzó el estado de licuación total a los 4 segundos, no así para el punto 7C, el cual alcanzó una relación máxima de 0.95 a los 7 segundos.

Para las puntos cercanos al borde del lago, se observó que el punto 5B alcanza el estado de licuación a los siete segundos, presentando decrementos de r_u entre 12 y 14 segundos, para después presentar un incremento constante de $r_u = 1$, este mismo comportamiento se observó para el punto 4B. El punto 4C presenta una relación de exceso de presión de poro muy baja ($r_u = 0.3$), lo cual indica que el suelo no se va a licuar. Así mismo, en estas gráficas se pueden apreciar oscilaciones en los valores de las relaciones de exceso de presión de poro después de que se ha alcanzado el r_u máximo, lo anterior se debe a la dilatación que se da después de que la licuación ha ocurrido.

En la figura 5.30 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.

La figura 5.30 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.

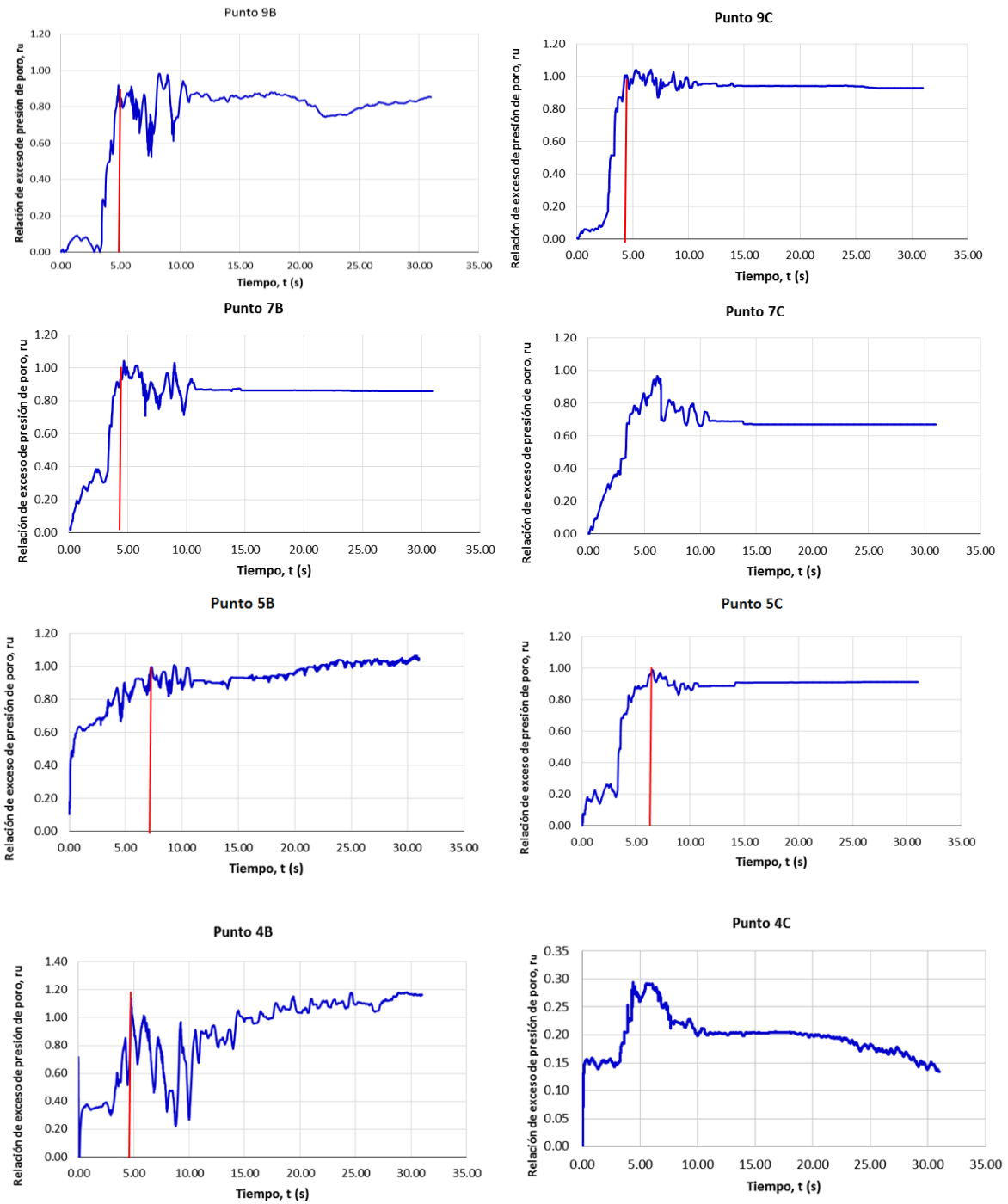


Figura 5.29. Estimación de la relación de exceso de presión de poro en diferentes puntos.

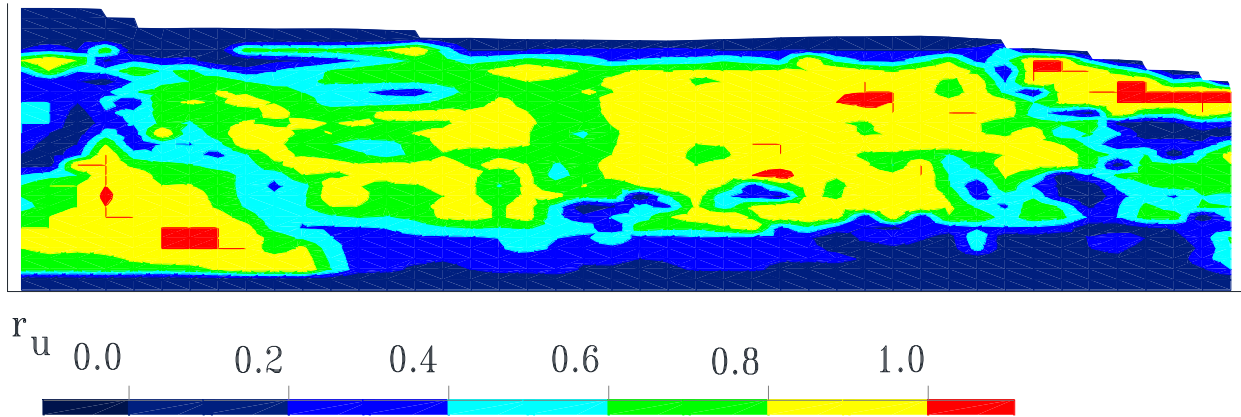


Figura 5.30 Contornos de relación de exceso de presión de poro del modelo numérico.

En las figuras 5.31 y 5.32 se presentan las estimaciones de las deformaciones inducidas por licuación, en términos de vectores de desplazamiento y deformación de la malla. 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.

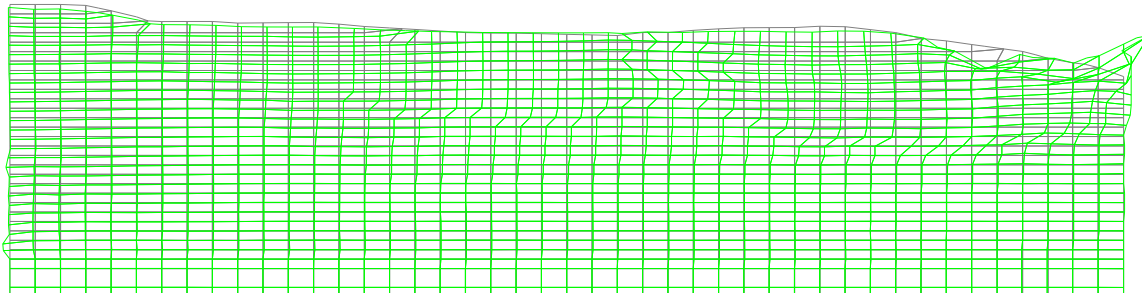


Figura 5.31. Distorsión de la malla (magnificado 3 veces).

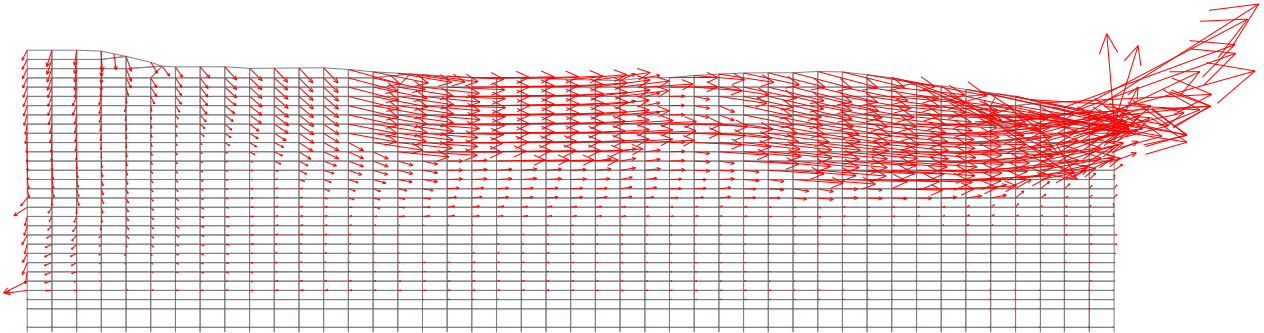


Figura 5.32. Vectores de desplazamiento inducidos por licuación.



En la figura 5.33 se presentan los desplazamientos laterales permanentes en función del tiempo en los puntos de monitoreo, los cuales indican que los máximos desplazamientos se presentan en la zona del SH-4 ($LD > 0.80$ m); sin embargo, se observa que a partir del punto 7 se presenta un desplazamiento considerable de 0.56 m. En la tabla 5.2 se presenta un resumen de los desplazamientos laterales (LD) evaluados con el modelo numérico (Finn/Byrne) y los observados en el sitio de estudio.

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla 5.2, se observa una buena predicción de los desplazamientos laterales permanentes con el modelo de Finn, sobre todo en las zonas cercanas al lago, en la que se tuvo una diferencia de 11 cm respecto a lo observado, para el SH-4 se tuvo una diferencia de 34 cm, para las zonas alejadas, tales como el SH-7 y SH-9, se tuvieron diferencias de 14 y 18 cm, respectivamente. Para el modelo de Byrne se tuvieron estimaciones similares al modelo de Finn; sin embargo, para el borde del lago se tuvo una diferencia de 0.89 m, lo anterior se debe a que en esta zona se colocaron parámetros conservadores, ya que el modelo es muy sensible a la densidad relativa.

Tabla 5.2. Resumen de resultados de LD evaluados con el modelo numérico.

Desplazamientos laterales, LD (m)							
Método	Borde del lago	SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
FLAC 2D (Modelo de Finn Integrado)	2.11	1.66	0.59	0.12	0.56	0.10	0.03
FLAC 2D (Modelo de Byrne Integrado)	1.11	0.97	0.84	0.73	0.54	0.11	0.05
Observado (Cetin <i>et al.</i> ; 2002)	2.00	1.30	--	--	0.70	--	0.20

Por otra parte, en la figura 5.34 se presenta la predicción de los asentamientos, los cuales fueron del orden de 15 a 35 cm. De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla 5.3, se observa que los asentamientos calculados en el modelo numérico presentan una buena predicción para la zona SH-9, para la SH-4 se tuvo una subestimación del 50 % en relación al valor real, mientras que para la zona del SH-7 se tuvo una predicción errónea. Es importante mencionar, que las deformaciones verticales calculadas con el modelo, no consideran la disipación de la presión de poro, lo cual influye en la subestimación de estos resultados.

Tabla 5.3. Resumen de resultados de asentamientos evaluados con el modelo numérico.

Asentamientos, S (cm)						
Método	SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
FLAC 2D (Modelo de Finn Integrado)	35	16	7	0.8	15	16
FLAC 2D (Modelo de Byrne Integrado)	5.3	16	5.6	7.1	9.9	14
Observado (Cetin <i>et al.</i> ; 2002)	75	--	--	80	--	10

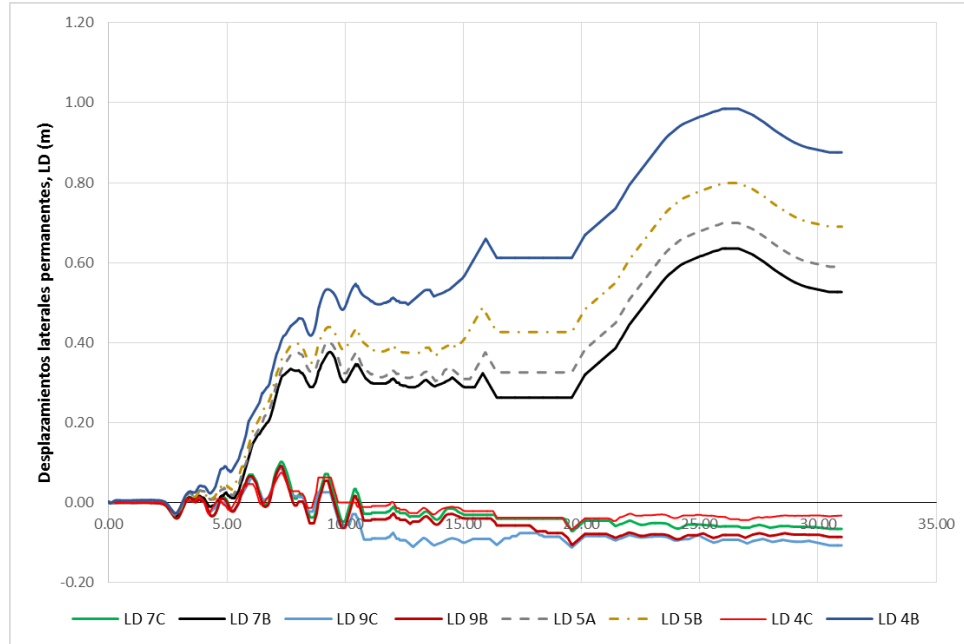


Figura 5.33. Desplazamientos laterales en función del tiempo.

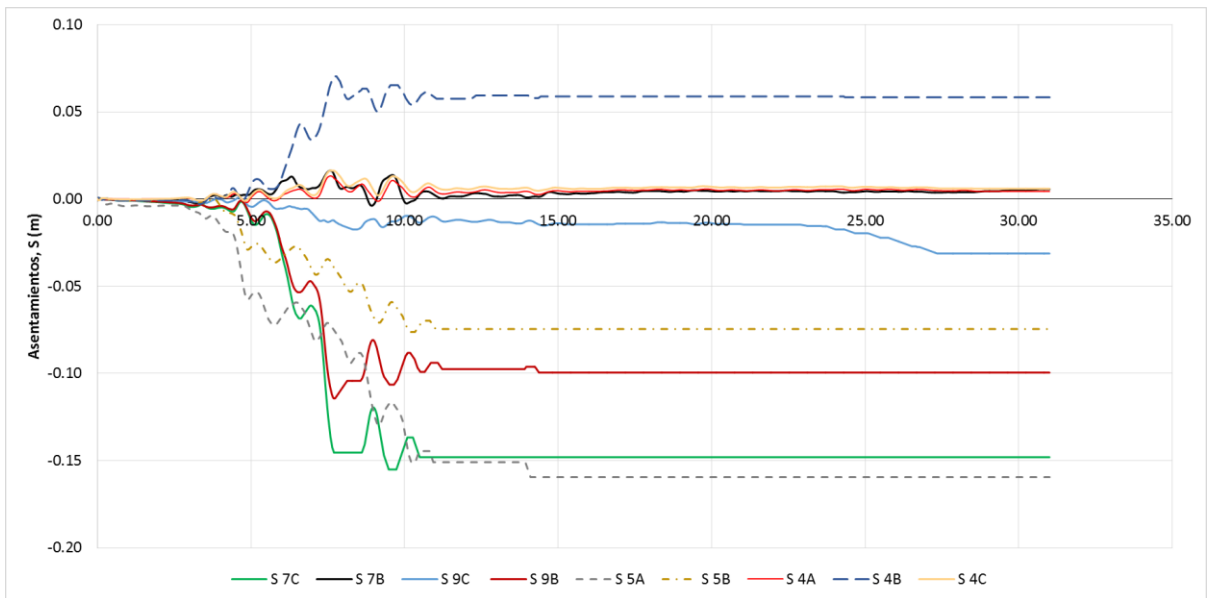


Figura 5.34 Asentamientos en función del tiempo

Por otra parte, en la figura 5.35 se muestran los esfuerzos cortantes en función del tiempo, en la que se observa que los esfuerzos cortantes máximos se dan en un periodo de 4 a 10 segundos, mismo que corresponde al estado de esfuerzos efectivos igual a cero. En la figura 5.36 se presenta la trayectoria de los esfuerzos efectivos, en la que se observa que los esfuerzos efectivos decrecen gradualmente en sentido inverso de un estado inicial de $\sigma'_v = 88$ kPa y $\tau_{xy} = 2.5$ kPa hasta un estado de esfuerzos efectivos igual a cero. Esta trayectoria se da debido al movimiento causado por los pulsos que emiten los esfuerzos cortantes cíclicos y al incremento de presión de poro. El

comportamiento de esta figura es la respuesta típica de una prueba cíclica, después de que la licuación ha ocurrido.

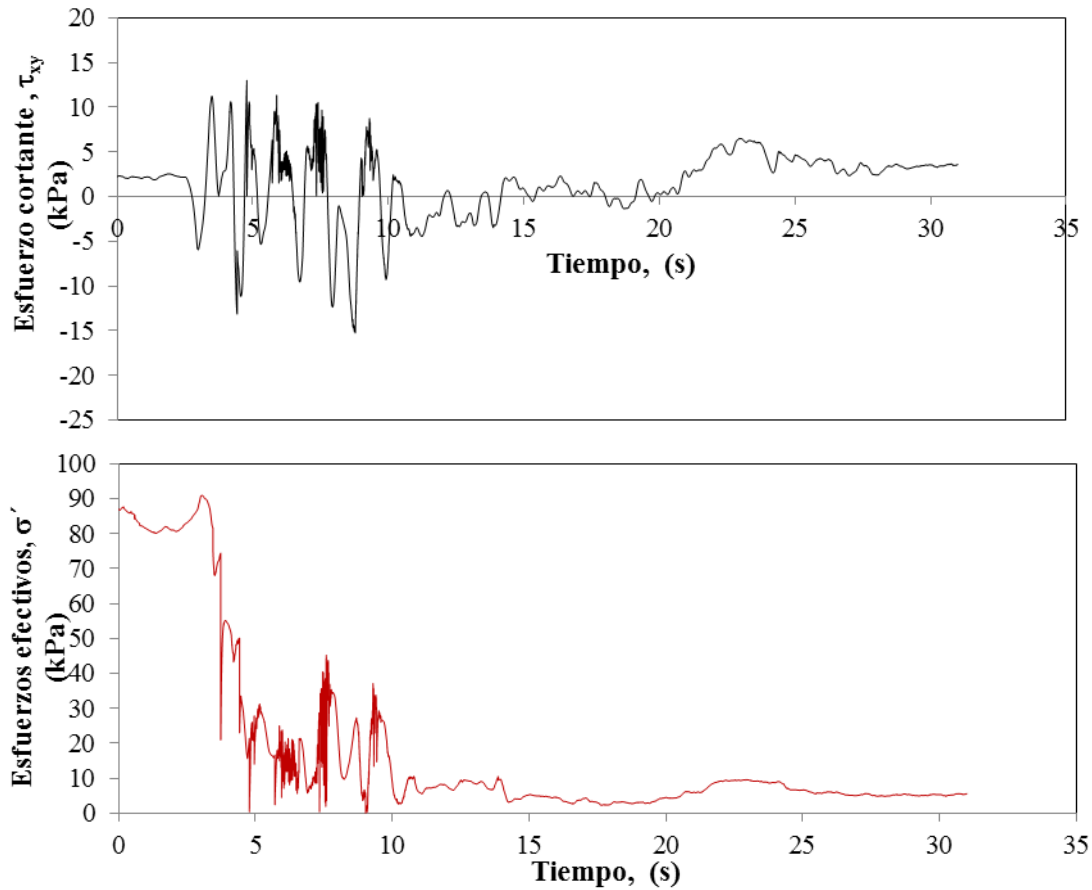


Figura 5.35 a) Esfuerzos cortantes contra tiempo dinámico y esfuerzos efectivos contra tiempo (Punto 9C).

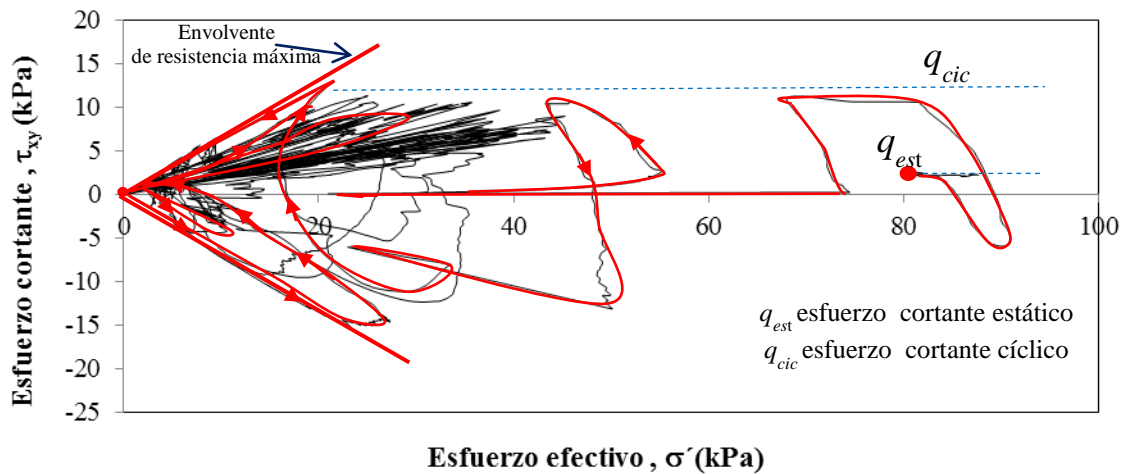


Figura 5.36 Trayectoria de esfuerzos efectivos (Punto 9C).



De acuerdo con los resultados del modelo numérico, se tiene que el sitio Hotel Sapanca presenta una licuación cíclica en la zonas que alcanzan el estado de licuación total ($r_u = 1$), asociado a una respuesta dilatante por el incremento de la presión de poro, por lo que se generan desplazamientos laterales grandes, tal como se observa en la zona del borde del lago. Sin embargo, los desplazamientos son restringidos por una resistencia residual, de no ser así, estos desplazamientos estarían asociados a un fenómeno de licuación de flujo (grandes deformaciones). Para las zonas que presentan presiones de poro altas y un decremento de esfuerzos efectivos sin llegar a cero, se asume que se presentará licuación por movilidad cíclica, asociada a pequeñas deformaciones ($LD < 1$ m).

Se puede decir que el modelo numérico representa adecuadamente el proceso de licuación, presentando desplazamientos laterales similares a los observados en el sitio, tanto en magnitud como en dirección. Los modelos simplificados formados a partir de columnas de suelos, deben ser empleados sólo para determinar las zonas que presentaran licuación, ya que los desplazamientos inducidos por licuación dependen de las características topográficas del terreno.

La modelación numérica empleando modelos de generación de exceso de presión de poro, permite conocer de manera integral el comportamiento de los estratos a licuarse, prediciendo la magnitud de sus deformaciones, esfuerzos cortantes y zonas con altas relaciones de exceso de presión de poro. Lo anterior es de gran importancia en la práctica, ya que se pueden identificar zonas críticas, para las cuales se puede implementar un método de mejoramiento de suelos, aumentando su efectividad y reduciendo el costo de éstos. Por ejemplo, se puede relacionar una relación de exceso de presión poro de 0.80 con un valor de $FS_{jic} = 1.2$, calibrando los modelos para obtener valores de $r_u < 0.8$, después de la modelación del método de mejoramiento.



CAPÍTULO 6

COMPARATIVA DE RESULTADOS

6.1. Comparativa de la estimación del potencial de licuación

Para establecer las diferencias entre el potencial de licuación empleando métodos de campo (SPT, CPT y Vs), análisis de respuesta de sitio (ARS) y modelos numéricos con FLAC, se elaboraron gráficas CSR-CRR y FS_{lic} contra la profundidad. Para lo cual, se asignó una nomenclatura para hacer más fácil esta comparación, ver tabla 6.1. Para el factor de seguridad contra licuación se utilizaron los CSR del análisis de respuesta de sitio y del modelo numérico evaluados contra los CRR determinados con SPT, CPT y Vs, con estos valores se definieron las zonas en donde se presentará licuación ($FS_{lic} < 1$). En las figuras 6.1 a 6.6 se presentan las comparaciones entre estas curvas, además de delimitar las zonas a licuarse.

De manera general, se observa una diferencia de 30 a 40% entre los valores de las curvas de CRR. Por otra parte, se detectaron estratos de 50 cm de espesor con el CPT, los cuales contribuyen con una mayor resistencia a la licuación, mismos que no se detectan con los otros métodos. Lo anterior se debe a la continuidad que ofrece la exploración con CPT, diferenciando tipos de suelos y densidades relativas. En relación con las formas de las curvas CRR, se observó que los CRR calculados con SPT son más conservadores; sin embargo, se observó que para el sondeo SH-9 los CRR calculados con Vs fueron los más conservadores.

Siguiendo con las curvas de relación de esfuerzos cíclicos (CSR), se observó que los calculados con métodos de campo resultan en valores muy conservadores. Para el SH-4 y SH-7 se observó que las curvas CSR tienen una diferencia del 35 %, lo cual es aproximadamente en toda la profundidad. No obstante, para el SH-9 se observó una diferencia del 50% en los primeros 15 m, disminuyendo hasta un 15 % a partir de 15 m hasta el final del sondeo. Para los sondeos con profundidades máximas de 10 m (SH-5, SH-6 y SH-8) se tuvo una diferencia de 20 a 40 % entre curvas CSR.

Respecto a los valores del factor de seguridad, se observó que las curvas de FS_{lic} evaluadas con métodos de campo tienen una diferencia de 0.1 entre éstas. Mientras que las curvas de FS_{lic} determinadas con ARS y el modelo numérico con FLAC, presentaron diferencias de 0.20 respecto a las de campo.

Por otra parte, se observó que para materiales clasificados como arena limpia, arena limosa y limo arenoso su comportamiento es similar en términos de factores de seguridad; es decir, las zonas de licuación o no licuación quedan bien delimitadas. Las curvas de FS_{lic} evaluadas con CSR de campo resultan en valores más conservadores que los del modelo numérico con FLAC y el ARS.

Las diferencias entre resultados obedecen a varios factores, entre los que resaltan: 1) Factores de reducción empleados en métodos empíricos, 2) Aceleración máxima estimada en métodos empíricos y 3) Continuidad del método de exploración. Se puede decir que los esfuerzos cortantes cíclicos determinados del ARS y el modelo, son los más confiables, dado a que provienen de la generación de propagación de onda generada a partir del sismo presentado en el sitio.

Tabla 6.1. Nomenclatura de cálculo de CSR, CRR y FS_{lic} con diferentes métodos.

Nomenclatura	Determinación
CSR-Métodos de campo	CSR calculado a partir de SPT, CPT y Vs
CSR- ARS	CSR calculado a partir de análisis de respuesta de sitio
CSR- FLAC	CSR calculado a partir del modelo de FLAC
CRR- (SPT,CPT y Vs)	CRR calculado a partir de los diferentes métodos de campo
FS- (SPT, CPT, Vs)	Factor de seguridad evaluado con el CSR y CRR de métodos de campo
FS - ARS- SPT	Factor de seguridad evaluado con el CSR del análisis de respuesta de sitio y con el CRR del SPT
FS - ARS- CPT	Factor de seguridad evaluado con el CSR del análisis de respuesta de sitio y con el CRR del CPT
FS - FLAC- CPT	Factor de seguridad evaluado con el CSR del análisis del modelo de FLAC y con el CRR del CPT
FS - ARS -Vs	Factor de seguridad evaluado con el CSR del análisis de respuesta de sitio y con el CRR del Vs
FS - FLAC-Vs	Factor de seguridad evaluado con el CSR del análisis del modelo de FLAC y con el CRR del Vs

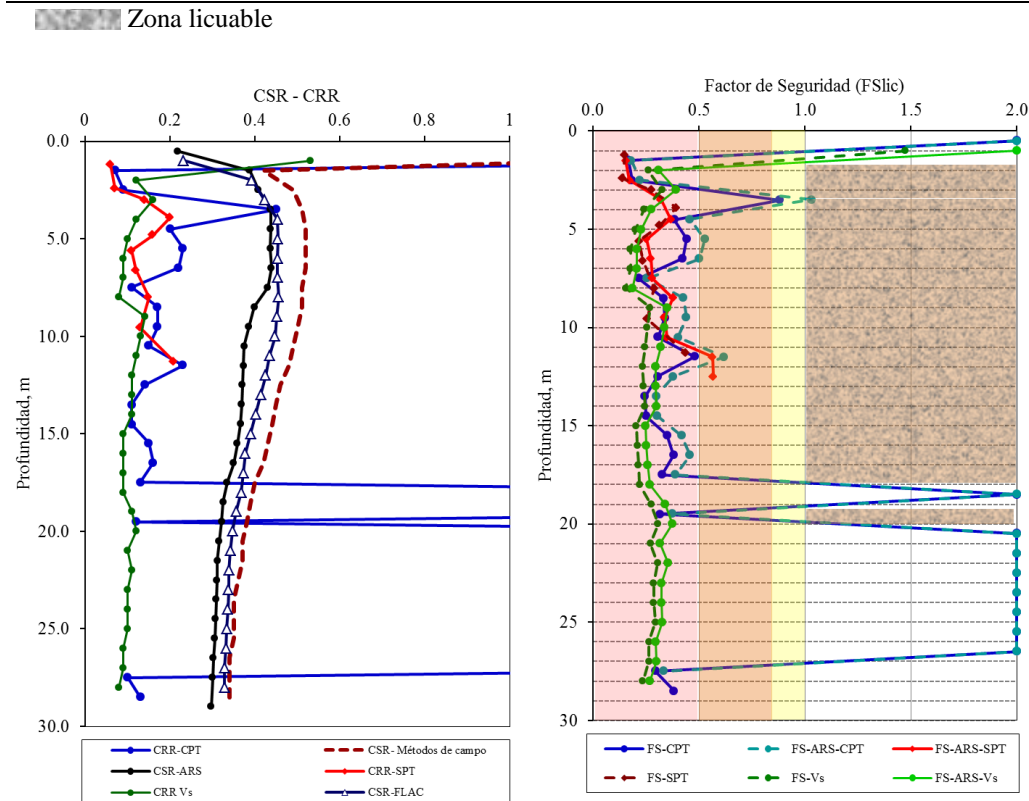


Figura 6.1. Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-4.

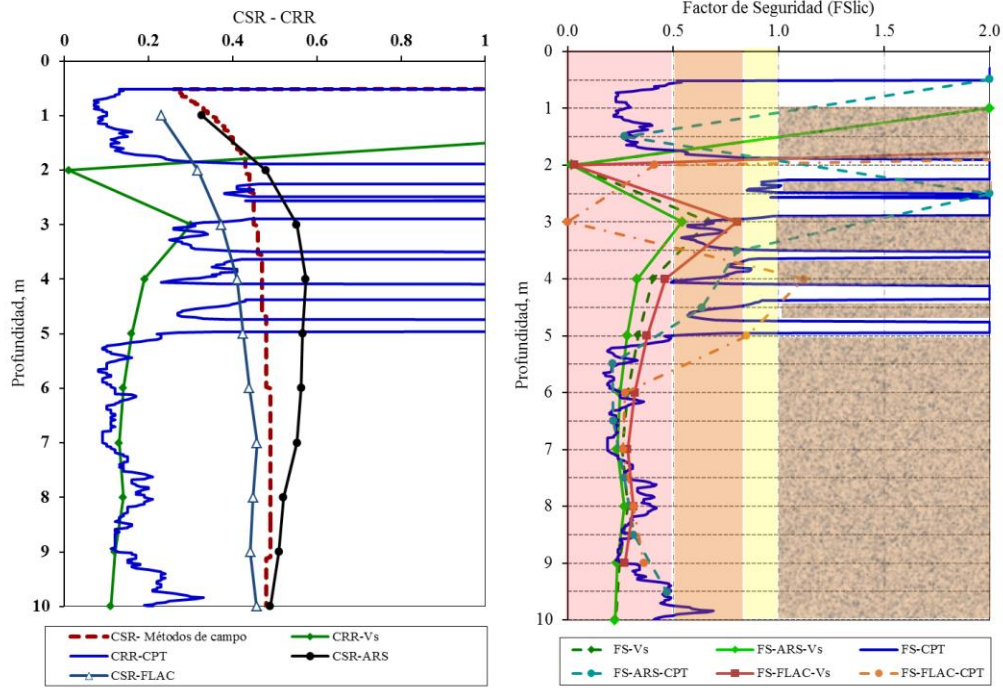


Figura 6.2. Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-5.

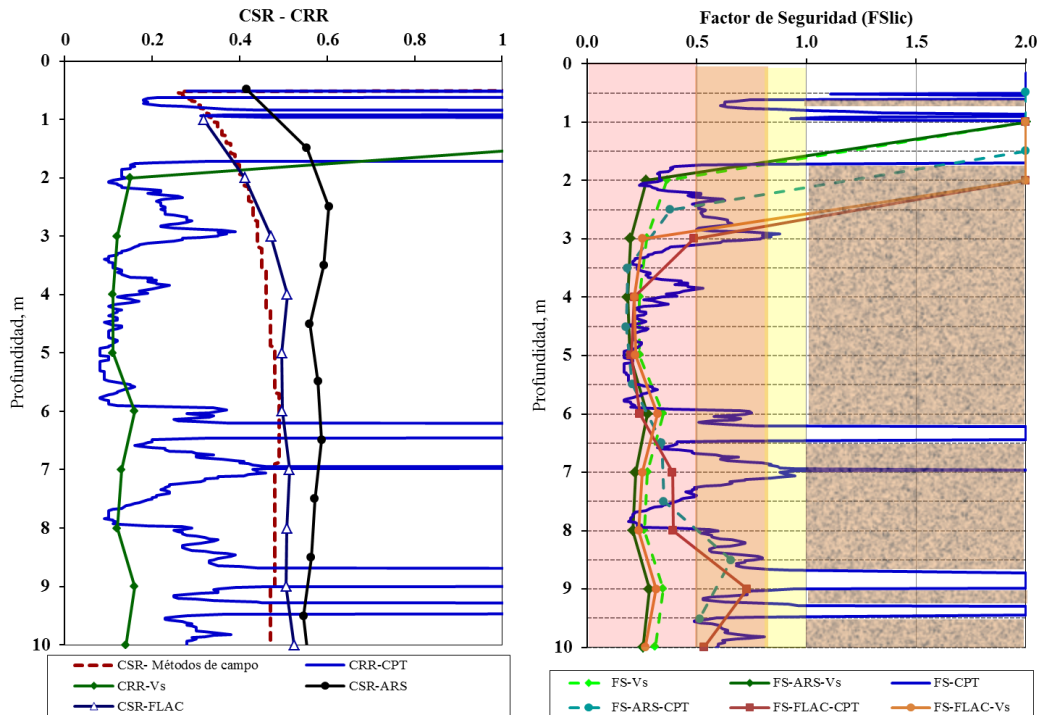


Figura 6.3. Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-6.

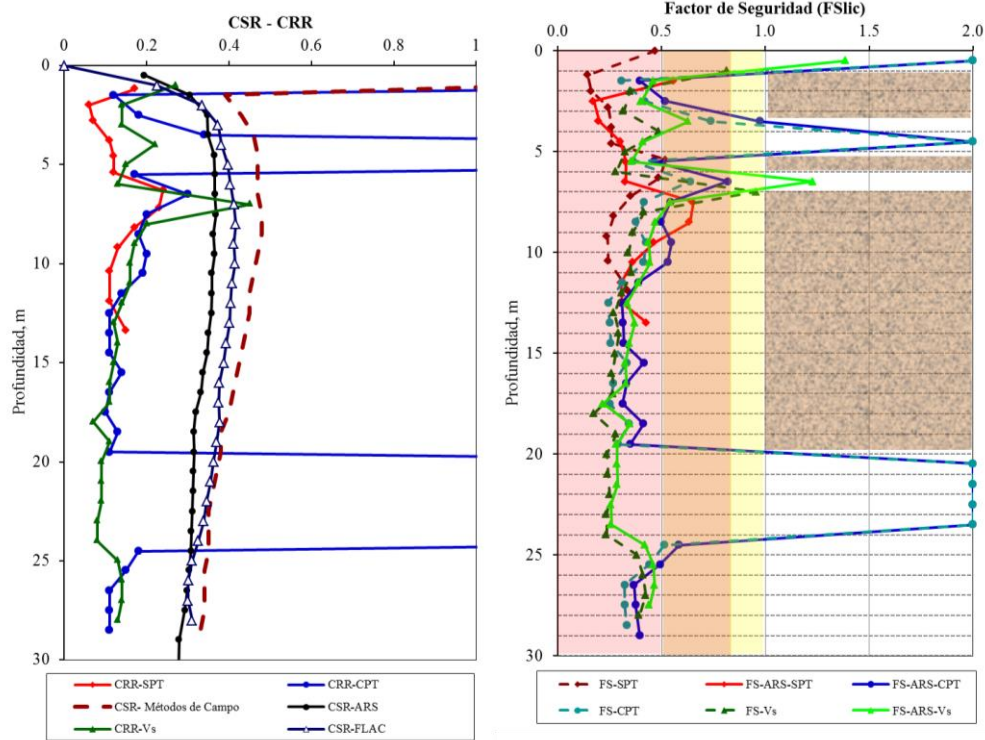


Figura 6.4. Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-7.

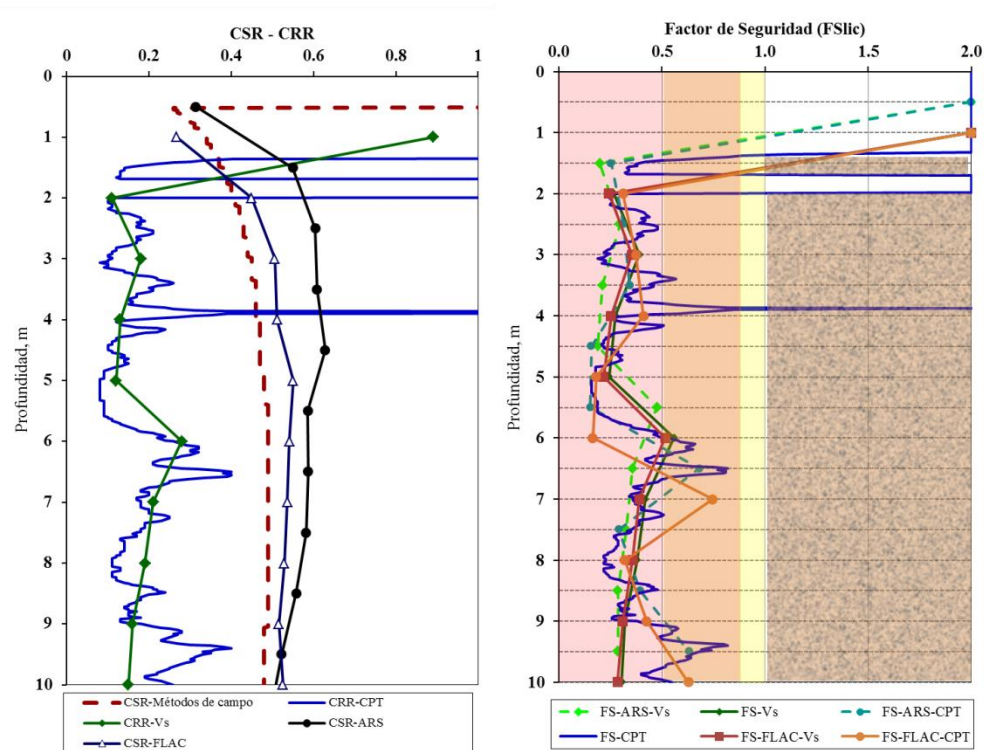


Figura 6.5. Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-8.

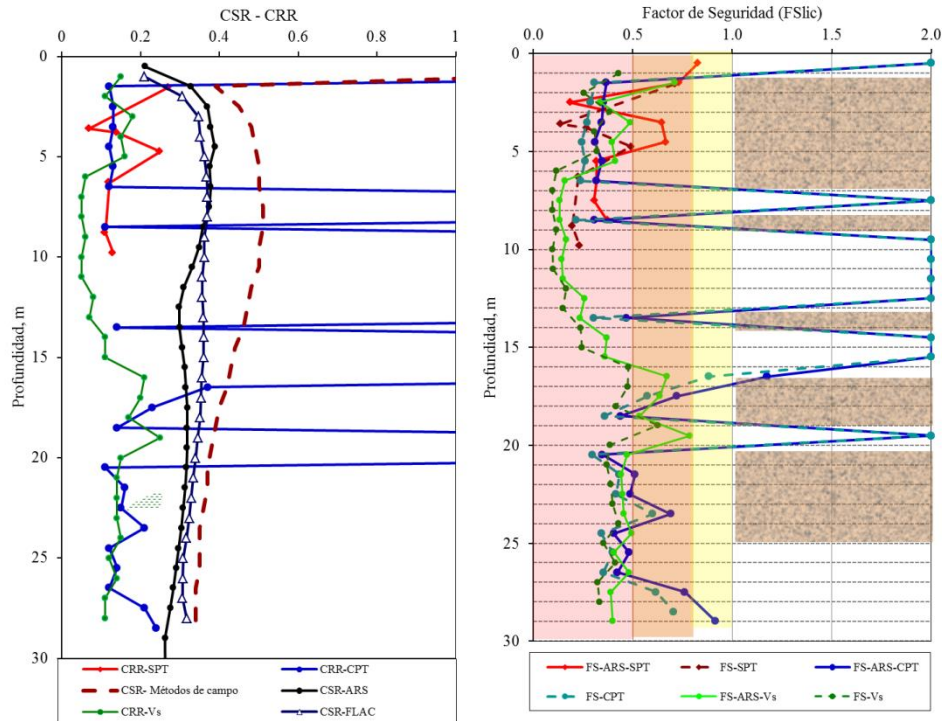


Figura 6.6. Comparación entre curvas de CSR-CRR y FS_{lic} determinadas por diferentes métodos y zonas potencialmente licuables del sondeo SH-9.

6.1.1. Comparativa de las zonas licuables

En la figura 6.7 se muestra en sombreado la estimación de las zonas a licuarse con métodos empíricos y analíticos, esta zona se definió en función de los resultados determinados con SPT, CPT y ARS. La influencia de las zonas potencialmente licuables se extrapoló entre sondeos, con el fin de tener un amplio panorama del riesgo estimado por estos métodos. En esta figura puede apreciarse que la zona potencialmente licuable cubre en su mayoría los depósitos de arenas limpias, a excepción de algunas zonas, lo que habla de lo conservador que resultan estos análisis (métodos empíricos y analíticos). Para las zonas evaluadas con el modelo numérico, se observa un comportamiento caótico de los valores de r_u .

De manera general; se puede observar una buena consistencia entre las zonas estimadas; sin embargo, con el modelo numérico se pueden llevar a cabo métodos de mejoramiento de suelos en las zonas más críticas, ya sea con el empleo de drenes o mejoramiento de las propiedades del suelo. Por lo tanto, respecto a la determinación de las zonas potencialmente licuables, ambos métodos presentan resultados adecuados; sin embargo, el modelo numérico representa una herramienta más práctica para elegir el método de mitigación del riesgo de licuación.

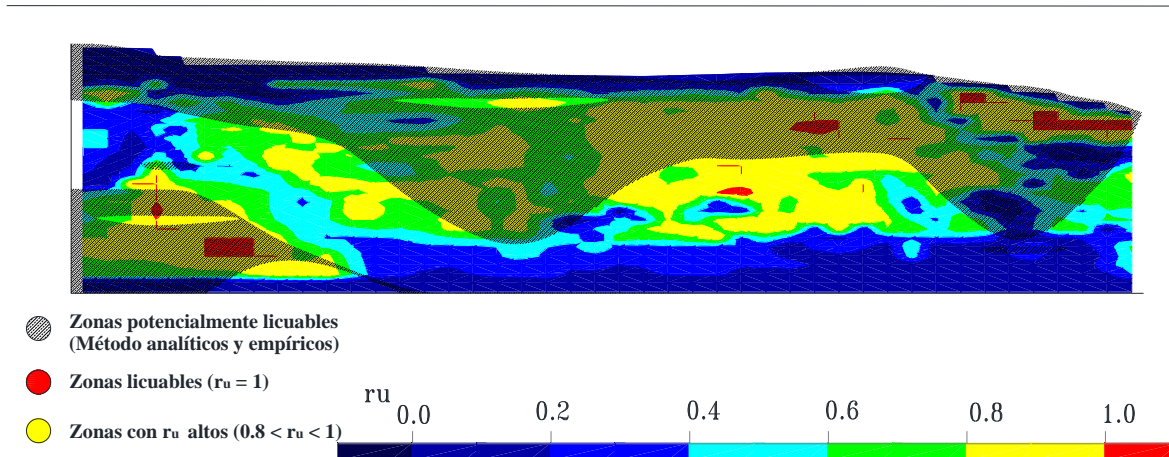


Figura 6.7. Comparación entre zonas licuables determinadas por métodos empíricos, analíticos y modelos numéricos.

6.2. Comparativa de deformaciones inducidas por licuación

6.2.1. Desplazamientos laterales permanentes

En la tabla 6.2 se presenta una comparativa de los resultados de desplazamientos laterales calculados por diferentes métodos. Estos valores son comparados con los reportados en el estudio realizado por Cetin *et al.* (2002). De acuerdo con estos resultados, se observa que los desplazamientos laterales determinados con el modelo numérico son más aproximados a los observados en el sitio de estudio. En lo que respecta a los métodos empíricos, estos sobrestiman los desplazamientos laterales reales. Partiendo de la hipótesis de que esta sobrestimación es producto de la aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x} = 0.40$ g), debido a que ésta se reduce durante el proceso de licuación, tal como se vio en el capítulo 5 de esta tesis.

Por lo tanto, se realizaron dos cálculos con métodos empíricos, en el primero se empleó la aceleración superficial de la simulación dinámica ($a_{m\acute{a}x} = 0.30$ g) y en el segundo se utilizó la aceleración superficial máxima una vez ocurrida la licuación ($a_{m\acute{a}x} = 0.20$ g). Lo anterior se realizó con la intención de calibrar el método de campo respecto a la respuesta del modelo y observar la precisión que se alcanza, lo cual puede establecer un factor de reducción en el cálculo de desplazamientos laterales permanentes con métodos empíricos, mismo que tiene que ser corroborado con más análisis de casos historia.

En la tabla 6.2 y en la figura 6.8 se observa que los desplazamientos laterales evaluados con aceleraciones menores presentaron reducciones significativas; sin embargo, éstas no llegan a tener una aproximación con los desplazamientos observados en el sitio.

6.2.2. Asentamientos

En la tabla 6.3 se presentan los resultados de los asentamientos evaluados por diferentes metodologías. Se observa que las estimaciones no tuvieron una buena correlación con los datos observados en el sitio de estudio. En la figura 6.9 se presentan estos datos graficados contra la distancia, en esta gráfica se observa que las estimaciones con el método de cono presentaron mejores estimaciones.

Tabla 6.2. Resumen de desplazamientos laterales permanentes calculados por diferentes metodologías.

Desplazamientos laterales , LD (m)								
Aceleración	Método	Borde del Lago	SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
a _{máx} =0.40 g	Zhang <i>et al</i> ; 2004 (SPT)		6.91	--	--	3.99	--	1.93
	*Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)		8.57	3.12	2.07	4.63	1.26	3.34
	**Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)		7.52	--	--	3.48	--	0.88
a _{máx} =0.30 g	Zhang <i>et al</i> ; 2004 (SPT)		6.91			3.99		1.8
	*Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)		7.75	2.95	1.58	4.45	1.2	3.19
	**Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)		7.12			3.32		1.91
a _{máx} =0.20 g	Zhang <i>et al</i> ; 2004 (SPT)		6.47			3.55		1.67
	*Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)		6.18	2.62	1.88	3.88	1	2.82
	**Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)		6.19			2.9		1.78
FLAC 2D (Modelo de Finn Integrado)		2.11	1.66	0.59	0.12	0.56	0.10	0.03
FLAC 2D (Modelo de Byrne Integrado)		1.11	0.97	0.84	0.73	0.54	0.11	0.05
FLAC 2D por sondeo (Modelo de Finn)			0.21	0.18	0.21	0.10	0.14	0.19
FLAC 2D por sondeo (Modelo de Byrne)			0.21	0.25	0.45	0.38	0.10	0.22
Observado (Cetin <i>et al</i> ; 2002)		2.00	1.30	--	--	0.70	--	0.20

* Se evaluó la profundidad total del sondeo

** Se evaluó hasta una prof. de 20 m, para el SH-9 se evaluó una profundidad de 6 m

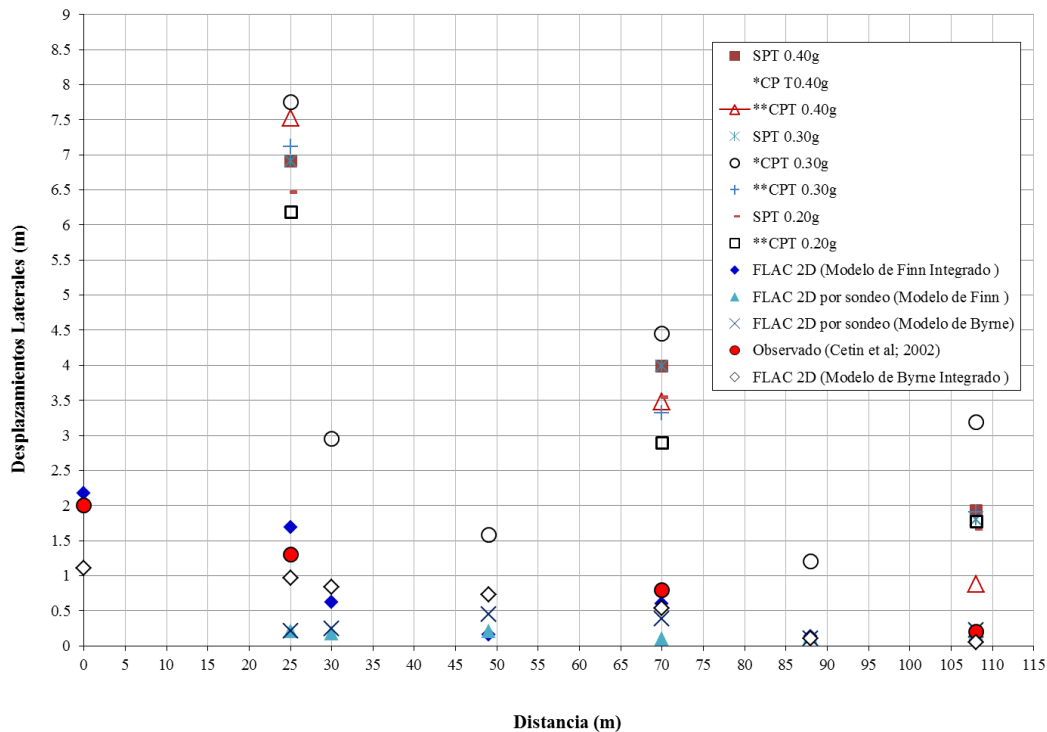


Figura 6.8. Desplazamientos laterales en función de la distancia al borde del lago



Tabla 6.3. Resumen de asentamientos calculados por diferentes metodologías.

Asentamientos, S (cm)		SH-4	SH-5	SH-6	SH-7	SH-8	SH-9
Aceleración	Método						
a _{máx} =0.40 g	Zhang <i>et al</i> ; 2004 (SPT)	39	--	--	46	--	30
	*Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	51	20	19	55	21	51
	**Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	41	--	--	43	--	13
a _{máx} =0.30 g	Zhang <i>et al</i> ; 2004 (SPT)	39			46		27
	*Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	42	19	17	53	21	48
	**Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	4			41		27
a _{máx} =0.20 g	Zhang <i>et al</i> ; 2004 (SPT)	39			46		24
	*Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	37	17	13	47	19	42
	**Zhang <i>et al</i> ; 2004 (CPT)	37			36		24
FLAC 2D (Modelo de Finn Integrado)		35	16	7	0.8	15	16
FLAC 2D (Modelo de Byrne Integrado)		5.3	16	5.6	7.1	9.9	14
FLAC 2D por sondeo (Modelo de Finn)		1	1	1	1	0	1
FLAC 2D por sondeo (Modelo de Byrne)		0	0	0	0	1	1
Observado (Cetin <i>et al</i> ; 2002)		75			80		10

* Se evaluó la profundidad total del sondeo

** Se evaluó hasta una prof. de 20 m, para el SH-9 se evaluó una profundidad de 6 m

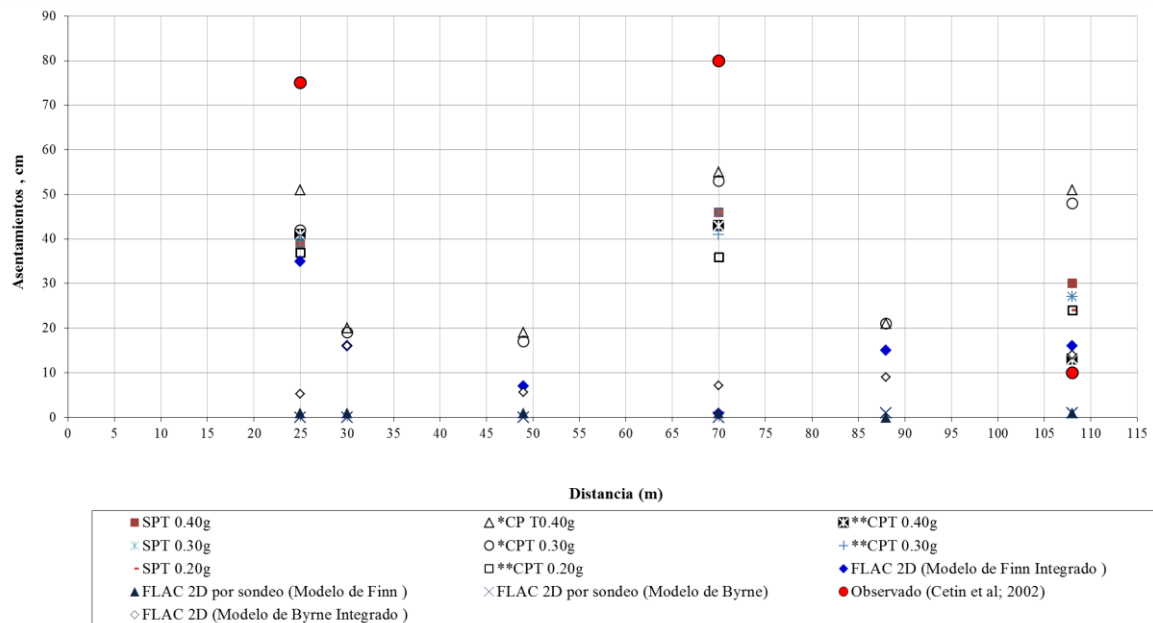


Figura 6.9. Asentamientos en función de la distancia al borde del lago.



CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

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. La estimación de los desplazamientos laterales permanentes es de gran importancia en el diseño geotécnico, por lo que la predicción de éstos debe ser lo más precisa posible.

La evaluación del potencial de licuación con los métodos empíricos en el sitio Hotel Sapanca, presentaron una buena estimación de las zonas potencialmente licuables, siendo congruentes con las propiedades de los suelos y lo reportado por Bray *et al.* (1999). De manera general, los métodos empíricos ofrecen resultados muy conservadores en comparación con otros métodos. El método con CPT ofrece una estimación de zonas potencialmente licuables más detallada, lo anterior debido a la continuidad del método de exploración; sin embargo, tiene la desventaja de no obtener muestreo inalterado, por lo que se usa el índice de comportamiento de suelo (I_c) para determinar la susceptibilidad de licuación, presentando incertidumbre en su clasificación debido a la sensibilidad del cono ante características mineralógicas de los suelos.

La predicción de las zonas potencialmente licuables con SPT fue igualmente conservadora, presentando congruencia con las características del suelo y las zonas determinadas con el CPT. Para el caso del análisis empleando datos de velocidad de onda cortante (V_s), se tuvieron resultados muy conservadores para el diseño; sin embargo, presenta la desventaja de que es necesario identificar zonas susceptibles a licuarse con muestreo inalterado o empleando datos del CPT.

Los métodos empíricos de Zhang *et al.* (2004) con SPT y CPT sobrestiman la magnitud de los desplazamientos laterales, por lo que se debe realizar un estudio detallado de las propiedades de los suelos y características geométricas.

La estimación de los asentamientos fue ligeramente subestimada con los métodos empíricos; sin embargo, estos se consideran aceptables en comparación con los observados en el sitio.

Se debe tener en cuenta, que las estimaciones de las deformaciones inducidas por licuación empleando métodos empíricos representan análisis aislados de la zona de estudio. Y a pesar de tomar en cuenta las características topográficas del sitio, deben ser usados con reserva para zonas con superficies libres y pendientes ligeras, tal es el caso de sitios ubicados cerca de bordes de cuerpos de agua.

Para realizar análisis de licuación con métodos empíricos a partir de datos de pruebas de campo, es necesario un estudio riguroso de las características y propiedades del suelo, para una adecuada estimación de las zonas potencialmente licuables. Es necesario también, realizar una extensa



campana de exploración que permita dilucidar las incertidumbres de las correlaciones manejadas por estos métodos.

Los análisis de respuesta de sitio representan una herramienta fundamental en los análisis de licuación para la evaluación de los esfuerzos cortantes máximos. Estos análisis deben realizarse a la par de los métodos simplificados, para calibrar las curvas CSR determinadas con métodos empíricos (SPT, CPT y Vs) y ver el grado de sobrestimación que se tiene.

Los análisis de licuación empleando modelos numéricos bidimensionales representan adecuadamente el proceso de licuación, presentando desplazamientos laterales similares a los observados en el sitio, tanto en magnitud como en dirección.

Generalmente se simplifican los modelos formando columnas de suelo integradas por capas horizontales; sin embargo, para el caso de la modelación dinámica con materiales licuables, lo anterior debe aplicarse sólo para determinar las zonas potencialmente licuables y no para estimar los desplazamientos laterales permanentes, ya que se obtienen valores subestimados de éstos. Lo anterior se debe a que los desplazamientos laterales inducidos por licuación dependen de las características topográficas del terreno e interacción de las fuerzas en la masa de suelo.

La modelación numérica empleando modelos de generación de exceso de presión de poro permite conocer de manera integral el comportamiento de los estratos a licuarse, prediciendo la magnitud de sus deformaciones, esfuerzos cortantes y zonas con altas relaciones de exceso de presión de poro. Lo anterior es de gran importancia en la práctica, ya que se pueden identificar zonas críticas, para las cuales se puede implementar un método de mejoramiento de suelos, aumentando su efectividad y reduciendo el costo de éstos. Por ejemplo, se puede relacionar una relación de exceso de presión de poro de 0.80, con un valor de $FS_{lic} = 1.2$, calibrando los modelos para obtener valores de $r_u < 0.8$, después de la modelación del método de mejoramiento.

Un análisis sísmico idealizado debe considerar el equilibrio estático y condiciones acopladas de flujo de agua para un proceso totalmente dinámico, esto incluye los cálculos de: 1) Estado de esfuerzos antes de la carga sísmica, 2) Condiciones de flujo y 3) Comportamiento mecánico. Ahora bien, para un análisis sísmico que considere el comportamiento de materiales licuables, es necesario un análisis acoplado de flujo de agua y dinámico con modelos que generen el exceso de presión de poro durante el evento dinámico, tal como los usados en este trabajo (modelos de Finn *et al.*, 1975 y Byrne, 1991). El procedimiento del modelado para licuación debe incluir 3 etapas: 1) Calibración del movimiento de campo libre, 2) Cálculo del equilibrio estático (Condiciones iniciales de esfuerzos) y 3) Análisis dinámico y generación dinámica de presión de poro.

Es común en la práctica profesional obtener los parámetros para el análisis de licuación a partir de pruebas de campo, debido a lo anterior se requiere llevar a cabo un estudio riguroso con diferentes métodos, con el fin de reducir la incertidumbre que tienen las correlaciones empíricas. Las propiedades dinámicas de los modelos se deben integrar a partir de un análisis con el método lineal equivalente.



Los modelos de generación de presión de poro durante el evento dinámico, proporcionan resultados adecuados para los análisis de licuación, además de incluir mecanismos de falla y tipo de licuación, por lo tanto estos modelos deben volverse una constante en la práctica profesional; de acuerdo con los resultados mostrados en la modelación, lo riguroso del procedimiento y la facilidad en la obtención de los parámetros de los modelos.

Mediante la comparación de diferentes metodologías para análisis de licuación se concluyó que la modelación numérica con modelos de generación de presión de poro dinámica presenta una mejor estimación de los resultados.

De acuerdo con los resultados del modelo numérico, se tiene que el sitio Hotel Sapanca presenta una licuación cíclica en la zonas que alcanzan el estado de licuación total ($r_u = 1$), asociado a una respuesta dilatante por el incremento de la presión de poro, por lo que se generan desplazamientos laterales grandes, tal como se observa en la zona del borde del lago. Sin embargo, los desplazamientos son restringidos por una resistencia residual, de no ser así, estos desplazamientos estarían asociados a un fenómeno de licuación de flujo (grandes deformaciones). Para las zonas que presentan presiones de poro altas y un decremento de esfuerzos efectivos sin llegar a cero, se asume que se presentará licuación por movilidad cíclica, asociada a pequeñas deformaciones ($LD < 1$ m).

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Ambraseys N. N. y Menu J. M. (1988). "Engineering seismology", Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 16, pp 985-1006.
- 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. (1994). ""In situ characterization of gravelly soils that liquefied in the 1983 Borah Peak Earthquake."" Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin."
- Andrus, R.D. y Stokoe, K.H. (1997). "Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity." Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER-97-0022."
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H., II. (2000). "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering"". ASCE, 126(11): 1015-1025.
- 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, South Carolina Department of Transportation, Columbia, S.C.
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H., II, y Juang, C.H. (2004). "Guide for shear wave-based liquefaction potential evaluation. Earthquake Spectra"", EERI, 20(2): in press.
- 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"
- Ayes J. C. y Flores F. A. (2014) "Ajuste espectral de historias de tiempos para análisis dinámicos en geotécnica" XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica SMIG, Puerto Vallarta, Jalisco, noviembre.
- Aydan, O., Hamada, M., Bardet, J.P., Ulusay, R, and Kanubir, A. (2004). "Liquefaction induced lateral spreading in the 1999 Kocaeli earthquake, Turkey: Case study around the Hotel Sapanca". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Paper No. 2921.
- Bay, J. A. y Cox, B. R. (2001). "Shear wave velocity profiling and liquefaction assessment of sites shaken by the 1999 Kocaeli, Turkey earthquake." PEER Project Report SA3017-18336, Pacific Earthquake Engineering Research, Berkeley, CA.
- Beaty M. H. y Byrne, P. M., (1998). "An effective stress model for Predicting liquefaction behavior of sand", Geotechnical Special Publication No. 75, Proceedings of a Specialty Conference on Geotechnical Earthquake engineering and Soil dynamics III, pp 766-777.

Beaty, M., H. y Byrne, P. M. (1999) ""A Synthesized Approach for Modeling Liquefaction and Displacements"", *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics*, 339-347."

Beaty, M.H. y Byrne, P. (2000). "A synthesized approach for predicting liquefaction and resulting displacements," in *Proceedings of the Twelve World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, Paper No. 1589.

Been, K., y Jefferies, M. G. (1985). "A state parameter for sands", *Geotechnique* 35, Vol. 2, 99-112.

Blake, T. F. (1996). Personal Communication. (as cited in 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. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(10), 817-833."

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

BSSC (1997). "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 2. Commentary." Washintong, DC: Building Seismic Safety Council. Citado por Juang (2002b)."

Byrne P.M. (1991). "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand" in *Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Paper No. 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, October 23-27, ASCE, 56(GSP), pp. 122-135.

Casagrande, A. (1936a). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. January: reprinted in *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, 257-276."

Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands.", *Harvard Soil Mechanics* No. 81. Cambridge Mss.: Jan. Citado por Ovando y Segovia (1996) u Ovando (1986)."

Castro, G. (1995). "Empirical Methods in liquefaction evaluation" *Proc., First annual Leonardo Zeevaert International Conference*, Vol. 1, 1-41. Citado por Ovando y Segovia (1996) u Ovando (1986).

Cetin K.O., Isik N. y Unutmaz B. (2004). "Seismically-induced landslide at Degirmendere Nose, Izmir Bay after 1999 Kocaeli (Izmit) – Turkey Earthquake. *J. Soil Dynamics and Earthquake Eng.* 24(3): 189-197.

Cetin, K.O., Youd, T.L., Seed, R.B., Bray, J.D., Sancio, R., Lettis, W., Yilmaz, M. T., Durgunoglu, H.T. (2002). Liquefaction-induced ground deformations at Hotel Sapanca during Kocaeli (Izmit), Turkey earthquake." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22 (2002) 1083–1092"

Christian, J.T. y Swinger, W.F. (1975). "Statistics of Liquefaction and SPT Results", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT11, 1135-1150.

Evans, M. D. (1987). ""Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravels : the Effect of Membrane Compliance."" Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley."

Finn, W. D. L. (1981). "Liquefaction Potential: Developments Since 1976," *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Vol. II, pp. 655-682.

Finn, W.D.L.; Bransby, P.L. y Pickering, D.J. (1970). "Effect of Strain History on Liquefaction of Sands", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*."

Finn W.D.L., Martin G.R. y Lee K.W. (1975). "An Effective Stress Model for Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. 6*, pp. 517-533.

Flores, F.A. (2009). "Un modelo discreto para la evaluación de desplazamientos laterales inducidos por sismos en suelos granulares", *Tesis de Maestría Facultad de Ingeniería, UNAM*.

Ford, C.J. (1985). "The behaviour of Clayey Sands with Low Clay Contents", *M SC Report, Imperial College of Science and Technology, London*.

Georgiannou, V.N., Burland, J.B. y Hight, D.W. (1990). "The Undrained Behaviour of Clayey Sands in Triaxial Compression and Extension", *Geotechnique*, 40, 431-449.

Golesorkhi, R. (1989). "Factors influencing the computational determination of earthquake-induced shear stresses in sandy soils." PhD dissertation, University of California at Berkeley."

Hamada M., Yasuda S., Isoyama R. y Emoto, K. (1986). "Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements. Association for the Development of Earthquake Prediction, Japan.

Harder, L. F. Jr. (1988). ""Use of Penetration Tests to Determine the Cyclic Loading Resistance of Gravelly Soils During Earthquake Shaking."" Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley."

Harder, L. F. Jr. y Boulanger, R. (1997). "Application of Ks and Ka Correction Factors." *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER-97-0022*."

Henríquez, C. I. (2007). ""Mejoras de Terrenos Potencialmente Licuables con Inyecciones de Compactación"", Tesis Doc. Ing. Caminos, Canales y Puertos, Univ. Politécnica de Madrid, Esc. Tec. Sup. Ing. Caminos, Canales y Puertos, 691 p."

Hynes, M. E. (1988). ""Pore Pressure Generation Characteristics of Gravel under Undrained Loading."" Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley."

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, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 145–152"

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, Vol. 32, No. 1, March, pp. 173-188."

Ishihara K. (1993). "Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes", Geotechnique, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.

Itasca Consulting Group (2003). "FLAC2D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensions, User's Guide". Minneapolis, Minnesota, USA.

Jefferies, M.G. y Davied, M.P. (1993). "Estimation of SPT N Values from the CPT", ASTM.

Kanai, K. (1951). "Relation between the nature of surface layer and the amplitudes of earthquake motions I, Bull". Earthquake Research Institute, Tokyo University. 30, 31 –37

Kramer S. L., (1996). "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.

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.

Lee, K. L. y Albaisa, A., (1974), "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT4, pp. 387-406."

Liao, S. and Whitman, R.V. (1985). "Overburden correction factors for SPT in sand". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112. "

Marcuson III, W. F. y Bieganousky, W. A. (1977a). "Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, pp. 565-588".

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

Martin G.R., Finn W.D., Liam y Seed H.B. (1975). "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, May 1975, Vol. 101, No GT5.

Mogami, T. y K. Kubu. (1953). "The behavior of soils during vibration," Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, Vol. 1, pp 152-155.

National Research Council., (1985). "Liquefaction of soils during earthquake". Committee on Earthquake Engineering, commission on engineering and technical system. Washington USA."

Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," Geotechnique, 15, No. 2, pp. 139-160."

Olsen, R. S., Koester, J. P. y Hynes, M. E. (1996). "Evaluation of liquefaction potential using the CPT", Proc. of the 28th Joint meeting of the US-Japan Cooperative Program in Natural Resources – Panel on Wind and Seismic Effects, U. S. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, May 1996."

Ovando, E. (1986). "Stress strain behavior of granular soils tested in the triaxial cell", PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, London, UK, July."

Ovando, E. y Mesa, C.M. (1991), "Undrained Behaviour of a Sand Containing Fines", memorias, IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, III, 1119-1136, Viña del Mar, Chile.

Ovando, E. y Segovia J.A. (1996). "Licuación de arenas". TGC Geotécnia S.A de C.V.

Ovando, E. y Romo, M. P (2004). "Three recent damaging earthquakes in Mexico.", Proc.: Fifth Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering. Nueva York, NY."

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.

Poulos, G. S., Castro, G. y France, J. (1985). "Liquefaction evaluation procedure". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111, 6, 772-791."

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.

Robertson, P.K. (1990). "Discussion on paper "Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity" by Tokimatsu, K. and Uchida, A. Soil and Foundation, Vol. 30. 1.

Robertson, P.K., (1994). "Design Considerations for Liquefaction", 13th ICSMFE, New Delhi, India.

Robertson, P.K. (2009). "Performance based earthquake design using the CPT". In Proceedings of IS-Tokyo 2009: International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering — From Case History to Practice, Tokyo, Japan, 15–18 June 2009. Edited by T. Kokusho, Y. Tsukamoto, and M. Yoshimine. CRC Press/Balkema, Leiden, the Netherlands. pp. 3–20.

Robertson, P.K. (2010). "Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test". ASCE J. Geotech, Geoenviron. Eng. Vol. 136, No. 6, 842-853.
Robertson, P.K. 2010a. Guide to Cone Penetration Testing. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing Inc. b) Robertson, P.K. (2010) b. "Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering . 136(6):842 – 853.

Robertson P.K. y Cabal K.L. (2012). "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering", Prepared for Gregg Drilling & Testing Inc., 5th Edition.

Robertson, P.K. y Campanella, R.G. (1985). "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT". ASCE-JGED, Vol. 111.

Robertson P.K. y Fear C.E. (1995). "Application of CPT to Evaluate Liquefaction Potential". CPT'95, Linkoping, Sweden.

Robertson, P. K., Woeller, D. J. y Finn, W. D. (1992). "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, 686- 695.

Robertson, P. K. y Wride, C. E. (1997). "Cyclic Liquefaction and its Evaluation Based on the SPT and CPT." NCEER-97-0022, Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.

Robertson, P. K., y Wride, C. E. (1997). "Liquefaction in tailings and its evaluation". GeoEnvironment '97, 1st Australia-New Zealand Conference on Environmental Geotechnics, November 26-28, Melbourne.

Robertson, P. K., y Wride, C. E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, Nº 3, 442- 459.

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, University of California, Berkeley.

Seed, H. B. (1979). "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.

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. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamics response analysis", Report Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, USA.

Seed, H. B. e Idriss, I.M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1971; 97(9): 1249-1273.

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., 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. y Sun, J.H. (1989)." Implication of site effects in the Mexico City earthquake of September 19, 1985 for earthquake-resistance-design criteria in the San Francisco Bay Area of California"". Report No. UCB/EERC-89/03, University of California, Berkeley, California"

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."

Shamoto Y., Zhang J. y Tokimatsu K. (1998). "New charts for predicting large residual postliquefaction ground deformation". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 17, February 18, pp 427-438.

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."

Stokoe, K. H; Wright, S. G.; Bay, J. A, y Roesset, J. M. (1994). "Characterization of geotechnical sites by SASW method", ISSMFE Technical Committee # 10 for XIII ICSMFE, Geophysical Characterization of Sites, A. A. Balkema Publishers/Rotterdam & Brookfield, Netherlands, 15-25."

Tatsuoka, F. ; Sasaki, T y Yamada, S. (1984). Settlement in saturated sand induced cyclic undrained simple shear, Proc., 8thWCEE, San Francisco, California, Vol.3: 398-405.

Tatsuoka, F.; Zhou S.; Sato T., y Shibuya s. (1990). "Evaluation method of liquefaction potential and its application.", Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of education of Japan. Citado por Ovando et al. (1996)."

- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice", Wiley, New York.
- Teymur, B.; Madabhushi, S.P.G. y Newland, D.E. (2000). "Analysis of Earthquake Motions Recorded During the Kocaeli Earthquake, Turkey 1999". CUED/D-Soils/TR312 (2000)."
- Ulutas, E.; Croruk, O. y Karaka, A. (2010). " A Study of Residuals for Strong Ground Motions in Adapazari Basin, Nw Turkey, by ground Motion Prediction Equations (GMPEs)" Stud. Geophys. Geod., 55 (2011), 213-240.
- Wang Z.L. (1990). "Bounding Surface Hypoplasticity Model for Granular Soils and Its Applications". Ph.D. dissertation, presented to the Faculty of the Graduate School of The University of California, Davis. Information Service, Order No. 9110679, Ann Arbor, MI 48106, 1990.
- Wang, W. S. (1979)." Some findings in soil liquefaction, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute"", Beijing."
- 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, 23-28.
- Youd, T. L., (1992). "Liquefaction ground failure, and con-sequent damage during the 22 April 1991 Costa Rica Earthquake", Proc. of the NSF/UCR U.S.-Costa Rica Workshop on the Costa Rica Earthquakes of 1990-1991: Effects on Soils and Structures. Oakland, California: EERI."
- 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, Vol. 128, No. 12, pp 1007-1017.
- Youd, T.L. y Hoose, S.N. (1977). "Liquefaction susceptibility and geologic setting". Proc. 6th World Conf. on Earthquake Eng. New Delhi, Vol. 3, pp. 2189-2194. Citado por Kramer (1996)."
- 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". , J. 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. Jr., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F. III., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., y Stokoe, K. H., II. (1997). "Summary Paper, Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils"" , NCEER-97-0022."
- 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, Vol. 130, No 8, 861-871.

Zhang, G., Robertson, P.K. y Brachman, R.W.I. (2004). "Estimating Liquefaction induced Lateral Deformations From SPT and CPT", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No 8., pp 861-871.

ANEXO 1

ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL DE RESPUESTA DE SITIO

A1.1. INTRODUCCIÓN

Diferentes métodos se han presentado para la evaluación del efecto local de las condiciones del suelo ante su respuesta durante un sismo. Muchas de estas propuestas están basadas en la respuesta del depósito del suelo causada por la propagación de ondas cortantes de la capa subyacente de la formación de roca.

Comúnmente, el análisis de respuesta de sitio es calculado a través de funciones de transferencia (series de Fourier), las cuales son usadas para determinar distintos parámetros de respuesta, inducidos por un movimiento de entrada, tales como desplazamiento, velocidad, aceleración, esfuerzo cortante y deformación angular. Este enfoque es limitado a análisis de sistemas lineales, ya que depende del principio de superposición; sin embargo, el comportamiento no-lineal puede ser aproximado usando un procedimiento iterativo con propiedades lineales equivalentes.

A1.2. PASOS DEL PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

1. Determinar las propiedades dinámicas de los suelos y las curvas de degradación de los tipos de suelo constituidas por relaciones promedio entre el módulo de corte dinámico y la relación de amortiguamiento en función de la deformación angular y las propiedades estáticas, mismas que se pueden obtener a través de pruebas dinámicas de laboratorio o tomarse de las establecidas por diferentes autores (Hardin y Drnevich, 1970 y Seed e Idriss, 1970) para diferentes tipos de suelos.
2. Cálculo de la respuesta del depósito de suelo al movimiento de entrada en la roca basal. Un método de análisis unidimensional es usado si la estructura del suelo es horizontal. Los programas desarrollados para la realización de este análisis están basados en la solución de la ecuación de onda, tal es el caso de SHAKE 91, el cual calcula la respuesta para un movimiento de diseño dado en cualquier lugar en el sistema. Así los acelerogramas obtenidos de la instrumentación del depósito de suelo pueden ser usados en un nuevo movimiento de roca, el cual a su vez puede ser usado como movimiento de diseño para otros depósitos de suelo, ver figura A1.1 (Schnabel *et al*, 1972).

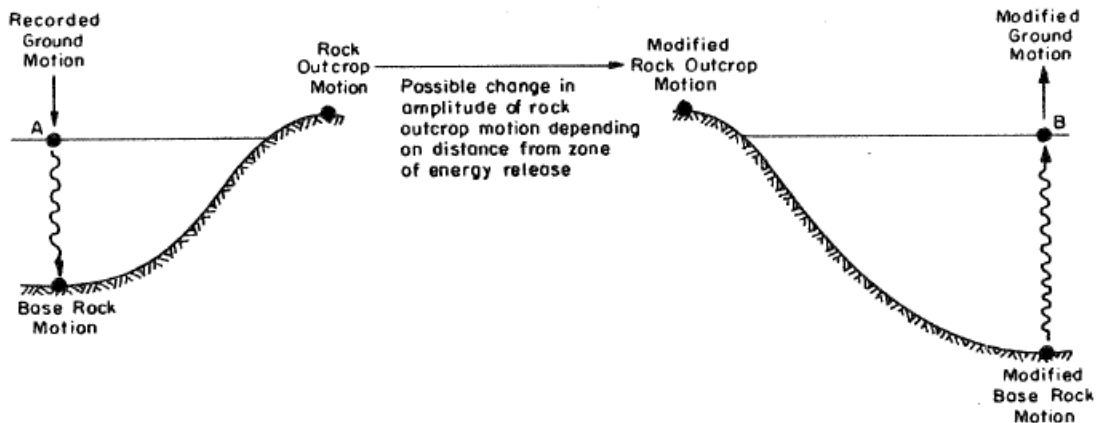


Figura A1.1. Representación esquemática del procedimiento para el cálculo de efectos de sitio en sismos (Schnabel *et al*; 1972)

La teoría considera la respuesta asociada a la propagación vertical de ondas cortantes a través de un sistema viscoelástico lineal, el cual consiste en N capas horizontales, las cuales se extienden infinitamente en dirección horizontal y tiene un semiespacio en la capa inferior. Cada capa es homogénea e isotrópica y es caracterizada por el espesor de la capa (h), densidad de la masa (ρ), modulo cortante (G), y un factor de amortiguamiento (β). El análisis de respuesta de sitio es calculado a través de funciones de transferencia (series de Fourier), las cuales son usadas para determinar distintos parámetros de respuesta inducidos de un movimiento de entrada, tales como desplazamiento, velocidad, aceleración, esfuerzo cortante y deformación angular. Este enfoque es limitado a análisis de sistemas lineales, ya que depende del principio de superposición; sin embargo, el comportamiento no-lineal puede ser aproximado usando un procedimiento iterativo con propiedades lineales equivalentes.

A1.3. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA SHAKE-91

El programa *SHAKE-91* calcula la respuesta de sitio en un sistema homogéneo de capas viscoelásticas horizontales de extensión infinita sujetas al viaje vertical de ondas cortantes. El programa se basa en la solución continua de la ecuación de onda (Kanai, 1951) adaptada para el uso con movimientos transitorios a través del algoritmo rápido de la transformada de Fourier. La no linealidad del módulo cortante y el amortiguamiento, es tomada en cuenta por el uso de las propiedades lineales equivalentes del suelo (Idriss y Seed, 1968), usando un procedimiento iterativo para obtener los valores para módulos cortantes y amortiguamientos compatibles con deformaciones efectivas en cada capa.

Para la aproximación de la respuesta no lineal del suelo se requiere conocer G y ξ para conocer el nivel de deformación angular, para esto se emplean curvas de degradación (módulo de reducción y relación de amortiguamiento contra deformación cortante); del cálculo de nivel de deformación dependen los valores de las propiedades lineales equivalentes, un procedimiento iterativo es requerido para asegurar que las propiedades usadas en el análisis son compatibles con el cálculo de nivel de deformaciones en todas las capas.

Iteración

Para la iteración se siguen los siguientes pasos:

- 1.- Estimación de los valores iniciales de G y ξ para cada capa, los cuales corresponden al mismo nivel de deformación angular; usualmente los valores a bajas deformaciones son usados para la estimación inicial.
- 2.- La estimación de G y ξ son usadas para el cálculo de respuesta de sitio, incluyendo la deformación angular para cada capa.
- 3.- La deformación angular efectiva en cada capa es determinada a partir de la deformación angular máxima en el cálculo de la deformación angular en cada capa j $\gamma_{eff j} = R_{\gamma} \gamma_{máx j}^{(i)}$. Donde el superíndice se refiere al número de iteración y R_{γ} es la relación de la deformación angular efectiva a la deformación angular máxima, misma que depende de la magnitud del sismo (Idriss y Sun, 1992) y se estima como:

$$R_{\gamma} = \frac{M - 1}{10} \quad A1.1$$

4.- A partir de la deformación angular efectiva, nuevos valores de $G^{(i+1)}$ y $\xi^{(i+1)}$ son elegidos para la próxima iteración.

5.- Los pasos 2 a 4 son repetidos hasta que la diferencia entre las relaciones del modulo cortante y amortiguamiento en dos iteraciones sucesivas, caen por debajo de los valores predeterminados en todas las capas. A pesar de que la convergencia no está absolutamente garantizada, diferencias menores de 5 a 10 % son alcanzadas en 3 o 5 iteraciones.

Cabe considerar que el proceso de iteración hacia la compatibilidad de deformación de las propiedades del suelo permite una aproximación del comportamiento no lineal del suelo, recordando que este método sigue siendo un método de análisis lineal.

Consideraciones en el análisis:

1.- El sistema de suelo se extiende infinitamente en la dirección horizontal.

2.- Cada capa en el sistema es completamente definido por valores de modulo cortante, relación de amortiguamiento crítico, densidad y espesor. Estos valores son independientes de la frecuencia.

3.- La respuesta en el sistema es causada por la propagación vertical de ondas cortantes de la formación de roca subyacente.

4.- Las ondas cortantes son dadas como valores de aceleración equidistantes en intervalos de tiempo. La repetición cíclica del tiempo historia - aceleración está implícita en la solución.

5.- Las deformaciones dependen de los módulos de rigidez y amortiguamiento, tomando en cuenta un análisis lineal equivalente, este procedimiento se basa en un promedio efectivo de nivel de deformación calculado para cada capa.

El programa es capaz de manejar sistemas con variación en los módulos de rigidez y amortiguamientos, además de tomar en cuenta el efecto en la base elástica. Los movimientos usados en el análisis, pueden ser dados en cualquier capa del sistema y nuevos movimientos pueden ser calculados en alguna otra capa.

Conjunto de operaciones que realiza el programa:

1.- Lee el movimiento de entrada, encuentra la máxima aceleración, escala los valores arriba o abajo, y calcula el periodo predominante.

2.- Lee los datos para los depósitos de suelo y calcula el periodo fundamental del depósito.

3.- Calcula y gráfica los esfuerzos y deformaciones máximos al centro de cada subcapa y obtiene nuevos valores para módulos de rigidez y amortiguamiento, compatibles con un porcentaje específico de la deformación angular máxima.

4.- Calcula el nuevo movimiento en la parte superior de alguna subcapa dentro del sistema o afloramiento del sistema.

5.- Determina y grafica los movimientos desarrollados en la parte superior de cualquier subcapa.

- 6.- Determina y grafica espectros de Fourier para los movimientos.
- 7.- Calcula el espectro de respuesta del movimiento de entrada.
- 8.- Calcula y grafica la función de amplificación entre dos subcapas.
- 9.- Incrementa o decrece el intervalo de tiempo sin cambiar el periodo predominante o la duración del registro.
- 10.- Establece un movimiento calculado como un nuevo objeto de movimiento.
- 11.- Calcula esfuerzos, deformaciones y la historia de tiempo a la mitad de cualquier subcapa.

ANEXO 2

MODELO DE FINN

Finn *et al.* (1975) presentan un método de análisis de esfuerzos efectivos restringido para el caso de estratos horizontales de depósitos de arena saturados que son sometidos a vibración por ondas de corte propagándose verticalmente. El método se basa en un conjunto de leyes constitutivas que toman en cuenta factores importantes que en la actualidad se sabe que afectan la respuesta de arenas saturadas durante las cargas debidas a un sismo, incluyendo la generación y disipación de las presiones de poro.

Los esfuerzos de corte dinámico y deformaciones angulares generados por un sismo causan deslizamientos entre los granos del suelo. Este deslizamiento ítergranular, en las arenas secas, llevaría a una reducción volumétrica para los niveles de esfuerzo cortante (*e.g.* Martin *et al.*, 1974, 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.

Los factores importantes que se utilizaron para calcular la respuesta de los estratos de arena saturados son: (a) el módulo de rigidez al cortante *in situ*; (b) la variación del módulo de rigidez cortante dinámico con respecto a la deformación angular; (c) la generación y disipación de presiones de poro; (d) los cambios en los esfuerzos verticales efectivos; (e) amortiguamiento; y (f) endurecimiento.

Las relaciones constitutivas para arenas en corte simple fueron descritas por Finn, Lee y Martin (1975). Las relaciones que cubrían todos los factores previamente citados y que afectan la respuesta dinámica excepto la disipación de presión de poro, fueron utilizadas para determinar la respuesta de las arenas saturadas no drenadas en pruebas de laboratorio de corte cíclico. Una breve descripción de los procedimientos y algunos resultados preliminares que dan una impresión del alcance del método fue dada por Finn *et al.* (1976).

Durante un sismo, un depósito de arena se sujeta a un modelo de cargas irregulares que consiste en intervalos de carga, descarga y recarga. La arena tiene características de comportamiento diferente en cada uno de las fases de carga.

En la fase inicial de carga, la respuesta de la arena es controlada por su estado inicial *in-situ* y es especificado por su módulo de rigidez al cortante inicial, $G_{m\acute{a}x}$. Este valor inicial del módulo de rigidez al cortante puede determinarse de varias maneras, por ejemplo mediante métodos geofísicos (*e.g.* Shannon y Wilson, 1972) o por pruebas de columna resonante (*e.g.* Hardin y Drnevich, 1972). Alternativamente, $G_{m\acute{a}x}$ se puede estimar usando las ecuaciones propuestas por Hardin y Drnevich (1972) o Seed e Idriss (1969). La respuesta de la arena sigue la relación hiperbólica de esfuerzo-deformación formulada por Konder y Zelasko (1963). La fase de carga inicial de la arena se describe mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{G_{m\acute{a}x}\gamma}{\left(1 + \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}}\gamma\right)} \quad \text{A2.1}$$

dónde: τ es el esfuerzo cortante que corresponde a una amplitud de la deformación angular γ , $G_{m\acute{a}x}$ es el módulo tangente máximo inicial y $\tau_{m\acute{a}x}$ es el esfuerzo cortante máximo que puede aplicarse a la arena en el estado inicial sin que ésta falle (figura A2.1).

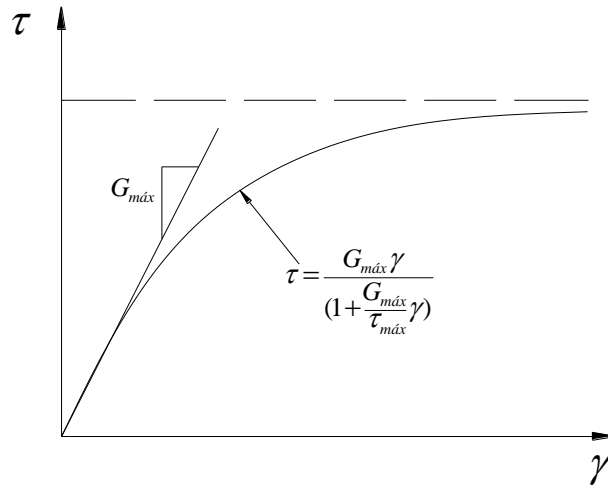


Figura A2.1 Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación

En la fase de descarga y recarga, la curva inicial de esfuerzo - deformación es llamada curva esqueleto (curva 1 de la figura A2.1). A dicha curva la describe la ecuación A2.1 y puede reescribirse de la siguiente forma:

$$\tau = f(\gamma) \quad \text{A2.2}$$

Si la descarga ocurre para (γ_r, τ_r) entonces la ecuación de la curva de esfuerzo-deformación durante la subsiguiente recarga y descarga a partir del punto regresivo es asumida por la expresión A2.3 (ver figura A2.2).

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right) \quad \text{A2.3}$$

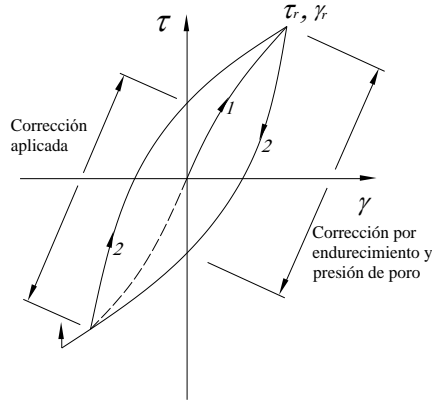


Figura A2.2 Primer ciclo de carga

Las características de respuesta anterior son referidas al comportamiento tipo Masing (1926). Herrera (1964) mostró que la combinación de fricción de Coulomb y elementos elásticos lineales describe este tipo de comportamiento. Newmark y Rosenblueth (1971) sugirieron el modelo tipo Masing para hacer una buena representación del comportamiento del suelo. La respuesta esfuerzo-deformación de una arena en ausencia de endurecimiento y presión de poro es descrito por las ecuaciones A2.1 y A2.3. Las ecuaciones anteriores muestran que las deformaciones angulares dependen del módulo cortante dinámico y del amortiguamiento histerético (Finn *et al.*, 1975).

Para tomar en cuenta el endurecimiento, desarrollaron expresiones que determinan el módulo de cortante G_{mn} y el esfuerzo cortante máximo τ_{mn} de una arena en términos de los valores iniciales $G_{m\acute{a}x}$ y $\tau_{m\acute{a}x}$ además proponen un parámetro que mide la cantidad de endurecimiento que ha ocurrido debido a la carga cíclica anterior. En un estudio del comportamiento esencial de una arena bajo cargas cíclicas de corte simple, Martín, Finn y Seed (1974) sugirieron una relación de esfuerzo-deformación (que incluía el efecto de endurecimiento), de la siguiente forma:

$$\tau_{hv} = \frac{\gamma \sqrt{\sigma'_v}}{a + b\gamma} \quad \text{A2.4}$$

En el cual τ_{hv} y γ están relacionados con el esfuerzo cortante horizontal y la deformación angular respectivamente, y σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo actuante. Los parámetros a y b son constantes para un ciclo de carga dado, pero en general son función de la reducción del volumen, ϵ_{vd} , y están dadas por:

$$a = A_1 - \frac{\epsilon_{vd}}{A_2 + A_3 \epsilon_{vd}} \quad \text{A2.5}$$

$$b = B_1 - \frac{\epsilon_{vd}}{B_2 + B_3 \epsilon_{vd}} \quad \text{A2.6}$$

Donde: A_i y B_i , son constantes cuando $i = 1, 2, 3$. La acumulación de la deformación volumétrica es por consiguiente una medida del endurecimiento que ha ocurrido.

El valor máximo del módulo cortante, G_{mn} , en cualquier ciclo de carga “ n ” está dado por:

$$G_{mn} = (d\tau_{hv} / d\gamma) \text{ para } \gamma = 0 \quad \text{A2.7}$$

Partiendo de las ecuaciones A2.4 y A2.7, se pueden derivar expresiones después que la deformación volumétrica ε_{vd} haya ocurrido, para obtener el módulo cortante máximo de arenas secas G_{mn} , y el esfuerzo cortante máximo τ_{mn} :

$$G_{mn} = G_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \varepsilon_{vd}} \right] \quad \text{A2.8}$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}} \right] \quad \text{A2.9}$$

Donde: ε_{vd} , es la acumulación de la deformación volumétrica y H_1, H_2, H_3 y H_4 son constantes. Las constantes de las ecuaciones A2.8 y A2.9 son determinadas de acuerdo a los resultados de pruebas de carga cíclica a deformación cortante usando el aparato de corte simple descrito por Finn *et al.* (1975). Un ejemplo típico de los datos que se ajustan a las ecuaciones representadas en la figura A2.3.

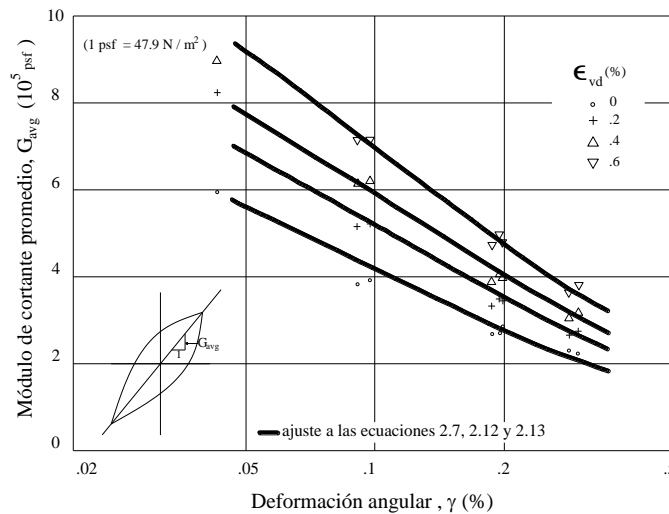


Figura A2.3 Módulo de cortante promedio asociado a varios valores de deformación volumétrica

Para la generación de presión de poro se consideró un elemento cúbico de arena saturada de volumen unitario y porosidad n_p . El elemento cúbico se encuentra sujeto a un esfuerzo vertical efectivo σ'_v y esfuerzo horizontal $k_0\sigma'_v$. Durante una prueba de corte simple drenada, un ciclo de deformación angular γ causa un incremento en la deformación volumétrica $\Delta\varepsilon_{vd}$, debido al deslizamiento de los granos. Durante una prueba de corte no drenada comenzando con el mismo sistema de esfuerzos efectivos, el ciclo de deformación angular γ causa un incremento en la presión de poro Δu . Lo anterior se expresa en la ecuación A2.10.

$$\Delta u = \Delta\varepsilon_{vd} / \left[1/\bar{E}_r + n_p / K_w \right] \quad \text{A2.10}$$

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

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta\varepsilon_{vd} \quad \text{A2.11}$$

Por ejemplo, Martín et al. (1975) han mostrado 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 . La relación tiene la forma siguiente:

$$\Delta\varepsilon_{vd} = c_1(\gamma - c_2\varepsilon_{vd}) + c_3\varepsilon_{vd}^2 / (\gamma + c_4\varepsilon_{vd}) \quad \text{A2.12}$$

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) y se presenta a continuación.

$$\bar{E}_r = (\sigma'_v)^{1-m} / mk_2 (\sigma'_{vo})^{n-m} \quad \text{A2.13}$$

Donde: σ'_v , es el valor inicial del esfuerzo efectivo y K_2 , m , y n son constantes experimentales para una arena dada.

El incremento en la presión del poro es distribuido, a través de la descarga del suelo. El módulo de cortante actual se modifica progresivamente para los cambios de esfuerzos efectivos en cada intervalo de tiempo, Δt .

El nuevo nivel de esfuerzos efectivos afectará el módulo de cortante inicial G_{mn} y el esfuerzo cortante máximo τ_{mn} aplicable al siguiente ciclo de carga. Por consiguiente, para arenas saturadas, el módulo de cortante y el esfuerzo cortante máximos aceptables para el “n” ciclo de carga se relaciona con los valores iniciales mediante las siguientes ecuaciones:

$$G_{mn} = G_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2\varepsilon_{vd}} \right] \left[\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right]^{1/2} \quad \text{A2.14}$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}} \right] \left[\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right] \quad A2.15$$

Donde: σ'_{vo} , es el esfuerzo efectivo inicial, y σ'_v , es el esfuerzo efectivo vertical al inicio de cada ciclo.

Partiendo de la ecuaci3n A2.4 podemos determinar en cualquier instante de tiempo el m3dulo de cortante tangencial para ser usado en el an3lisis din3mico. De forma expl3cita la ecuaci3n A2.4 est3 dada por:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{mn} (\gamma - \gamma_r)}{2} \left[1 + \frac{G_{mn} |(\gamma - \gamma_r)|}{2\tau_{mn}} \right] \quad A2.16$$

Si el estrato de arena puede drenarse durante el movimiento, la generaci3n y disipaci3n de presi3n de poro ser3n simult3neas. Por lo que la relaci3n del incremento de presi3n de poro ser3 menor que en arenas completamente no drenadas. La distribuci3n de presi3n de poro para el tiempo t est3 dada por la siguiente ecuaci3n:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \bar{E}_r \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \bar{E}_r \frac{\partial \varepsilon_{vd}}{\partial t} \quad A2.17$$

Donde: u , es la presi3n de poro; k , es la permeabilidad; γ_w , el peso volum3trico del agua y ε_{vd} , representa la generaci3n de presi3n de poro interna.

La ecuaci3n A2.17 debe resolverse num3ricamente junto con la ecuaci3n de movimiento del estrato de arena, con el fin de actualizar los valores de presi3n de poro que est3n desarroll3ndose continuamente durante el movimiento provocado por el sismo.

Para el an3lisis din3mico acoplado y la respuesta de presi3n de poro, se consider3 un estrato de arena saturada de extensi3n lateral infinita alojada sobre un estrato r3gido. Las propiedades del estrato pueden variar s3lo en la direcci3n vertical. El sismo es inducido mediante ondas de corte propag3ndose verticalmente. Bajo esta suposici3n, la respuesta din3mica se convierte en una viga de cortante unidimensional.

Puesto que las propiedades de la arena pueden variar verticalmente de manera aleatoria, los dep3sitos de arena horizontal son subdivididos en diferentes estratos con propiedades uniformes. Este sistema de estratos es convertido a un sistema de masas concentradas. Las masas son conectadas por resortes no lineales con propiedades de esfuerzo-deformaci3n dadas por la ecuaci3n A2.1 para la carga inicial y la ecuaci3n A2.16 para subsecuentes cargas y descargas. Estas ecuaciones reflejan la no linealidad, deformaci3n dependiente, y el comportamiento hister3tico de la arena. En adici3n al amortiguamiento hister3tico inherente, puede tomarse en cuenta el amortiguamiento viscoso.

Por lo tanto, tenemos la ecuación diferencial de movimiento:

$$[M](\ddot{x}) + [C](\dot{x}) + [K]\{x\} = -[M]\ddot{u}_g(t) \quad \text{A2.18}$$

Donde $[M]$, es la matriz diagonal de masas; $[C]$, la matriz del amortiguamiento viscoso; $[K]$, la matriz de rigidez no lineal; $u_g(t)$, son las aceleraciones del sismo en la base del estrato; $\{x\}$, $\{\dot{x}\}$, y $\{\ddot{x}\}$ son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de las masas $[M]$ relativos a la base. La ecuación A2.23 es una expresión típica del sistema para la masa i .

$$m_i \cdot \ddot{x} + (-c_i, c_{i+1}, -c_{i+1}) \cdot \begin{Bmatrix} x_{i+1} \\ x_i \\ x_{i+1} \end{Bmatrix} + (-k_i, +k_i + k_{i+1}, -k_{i+1}) \cdot \begin{Bmatrix} x_{i-1} \\ x_i \\ x_{i+1} \end{Bmatrix} = -m_i \ddot{u}_g(t) \quad \text{A2.19}$$

Las rigideces individuales se definen como:

$$k_i = \frac{f(\gamma_i)}{h_i \gamma_i} \quad \text{A2.20}$$

Donde h_i , es el espesor del estrato; γ_i , la deformación angular del estrato i y $f(\gamma_i)$ es dada por la ecuación A2.1 para la carga inicial y la ecuación A2.16 para subsecuentes cargas y descargas. El módulo de cortante máximo y el esfuerzo cortante apropiados a las condiciones de cualquier instante de tiempo en el centro del estrato i se sustituyen en la ecuación A2.20.

La ecuación A2.18 se resuelve numéricamente usando el método de Newmark cuyo operador de integración es incondicionalmente estable (Newmark, 1959). La conducta de varios operadores incondicionalmente estables fue estudiada investigando la respuesta de un sistema de un grado de libertad y comparando los resultados obtenidos con la solución exacta.

ANEXO 3

MODELO DE BYRNE

Byrne, (1991) presentó una modificación del modelo de Finn, las expresiones empíricas para los parámetros están basadas en un modelo sujeto a una prueba de corte simple, comparando los datos obtenidos del modelo contra datos de laboratorio y de campo (con un amplio rango de esfuerzos y condiciones de densidad relativa), además de predecir el incremento de presión de poro que genera licuación con base en datos de casos prácticos. Este modelo puede ser fácilmente calibrado para representar cualquier prueba de carga cíclica y es apropiado para la incorporación en análisis dinámicos acoplados.

Una análisis detallado de la ecuación de Martin *et al.*, (1975) muestra que no es generalmente estable. Por lo que Byrne presentó una alternativa con dos parámetros en la ecuación, los cuales presentan una buena correlación con mediciones sobre rangos de densidades relativas.

Los parámetros pueden ser fácilmente obtenidos de pruebas triaxiales cíclicas o pueden ser estimados a partir de la densidad relativa o valores de la prueba de penetración estándar. Los parámetros pueden ser usados para análisis de predicción de cambios de volumen plástico y asentamientos bajo condiciones secas o drenadas, incremento de presión de poro y licuación de arenas saturadas en cualquier análisis dinámico, ya sea en enfoque de esfuerzos totales o efectivos.

Introducción

Evidencias experimentales indican que las deformaciones de compresión volumétrica son inducidas por deformaciones angulares cíclicas, debido a un acoplamiento entre el cortante y la respuesta volumétrica de la arena. Un análisis dinámico riguroso en esfuerzos efectivos para arenas, requiere de una ley esfuerzo-deformación que incluya la deformación cortante acoplada a los efectos de cargas repetidas por ciclos. Dicha ley constitutiva es muy compleja y requiere muchos parámetros que adecuen el modelo al comportamiento observado en laboratorio y campo bajo condiciones de cargas cíclicas.

Un enfoque simple en esfuerzos efectivos se describió en el modelo de Finn *et al.*, (1975); el cual se basa en una ecuación que está ligada al incremento de deformación volumétrica por ciclo de carga con la deformación angular ocurrida durante cierto ciclo en particular. Para una condición drenada, los incrementos pueden ser simplemente agregados para dar una deformación volumétrica acumulada con números de ciclos, como lo llevaron a cabo Finn y Byrne (1976).

Para una condición no drenada, el incremento de deformación volumétrica llegará alcanzar una presión de poro que puede ser calculada mediante la imposición de restricciones de volumen junto con un módulo de rebote elástico. La presión de poro calculada de esta manera, se incorpora en un análisis de respuesta dinámica elástico incremental, en el cual, la tangente del módulo de rigidez es modificada con el nivel de deformación angular y el incremento de presión de poro. Este procedimiento es referido como parcialmente acoplado, dado que la presión de poro es calculada sólo después de cada medio ciclo de deformación a medida que avanza el análisis.

El principal factor en este modelo es el acoplamiento de la relación de la deformación angular al corte y el cambio irrecuperable de volumen dentro de la ecuación. Como se vio en el modelo de Finn *et al.* (1975), propusieron 4 parámetros para su ecuación, la cual se basa en datos de pruebas de laboratorio sobre muestras de arenas con un solo valor de densidad relativa (45%). Finn y Byrne (1976) sugirieron una ecuación adicional para predecir los cambios volumétricos en otras densidades relativas. Byrne (1991) presentó una alternativa a la ecuación de Finn *et al.* (1975) utilizando dos parámetros, la cual da excelentes resultados con mediciones de densidades relativas o valores de penetración estándar, mismas que pueden ser usadas en los análisis para predecir los cambios de volumen plástico esperado, asentamientos bajo condiciones secas o drenadas, incremento de presión de poro y licuación de arenas saturadas en análisis en términos de esfuerzos efectivos y totales.

Relación del cambio de deformación volumétrica y deformación angular cíclica.

Martín *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 la deformación angular (γ). Por lo tanto propusieron la siguiente relación.

$$\Delta\varepsilon_{vd} = c_1(\gamma - c_2\varepsilon_{vd}) + c_3\varepsilon_{vd}^2 / (\gamma + c_4\varepsilon_{vd}) \quad A3.1$$

Donde; $\Delta\varepsilon_v$, es el incremento de deformación volumétrica (en porcentaje) por ciclo de deformación angular; ε_v , es la deformación volumétrica acumulada a partir de previos ciclos (en porcentaje); γ , es la amplitud de la deformación angular (en porcentaje) para los ciclos en cuestión y c_1 , c_2 , c_3 y c_4 , son constantes que dependen del tipo de arena y densidad relativa.

En la figura A3.1 se muestran los datos que emplearon Martin *et al.* (1975) para determinar la ecuación A3.1. En ésta se presentan las deformaciones volumétricas acumuladas contra el número de ciclos de las pruebas de corte simple sobre arenas sílicas, con diferentes niveles de deformación angular y con una densidad relativa de 45%.

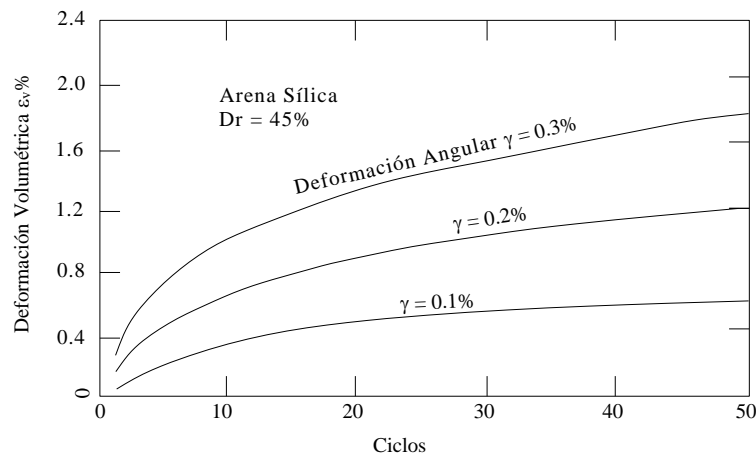


Figura A3.1. Deformación volumétrica para diferentes deformaciones angulares bajo condiciones de corte simple. Datos de pruebas de Martin *et al.* (1975).

En la figura A3.1 se muestra que la deformación volumétrica incrementa con el nivel de deformación angular aplicado, y que para el mismo nivel de deformación angular, éste se reduce con el número de ciclos. Martin *et al.* (1975) propusieron estos datos en forma incremental, tal como se muestra en la figura A3.2, la cual indica que las deformaciones volumétricas acumuladas representan el endurecimiento que controla el cambio de volumen plástico en el presente ciclo. Sin embargo, es difícil expresar los datos de la ecuación a partir de la figura A3.2. De acuerdo con lo anterior, se presentó una alternativa a la gráfica A3.1, la cual es mostrada en la figura A3.3.

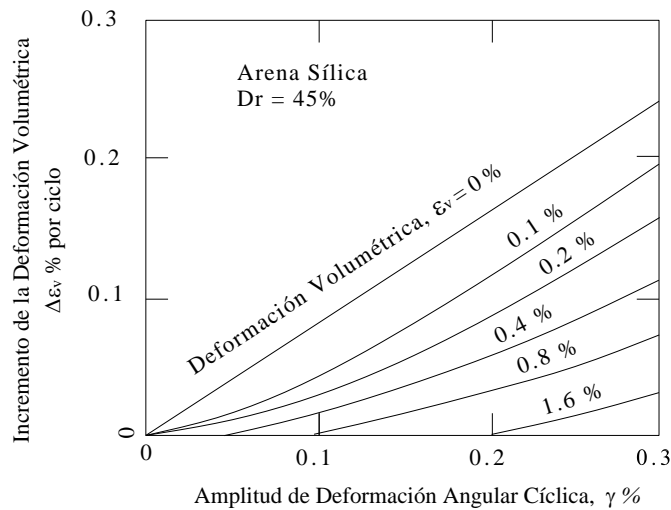


Figura A3.2. Curvas de incremento de deformación volumétrica a partir de los datos de la figura A3.1.

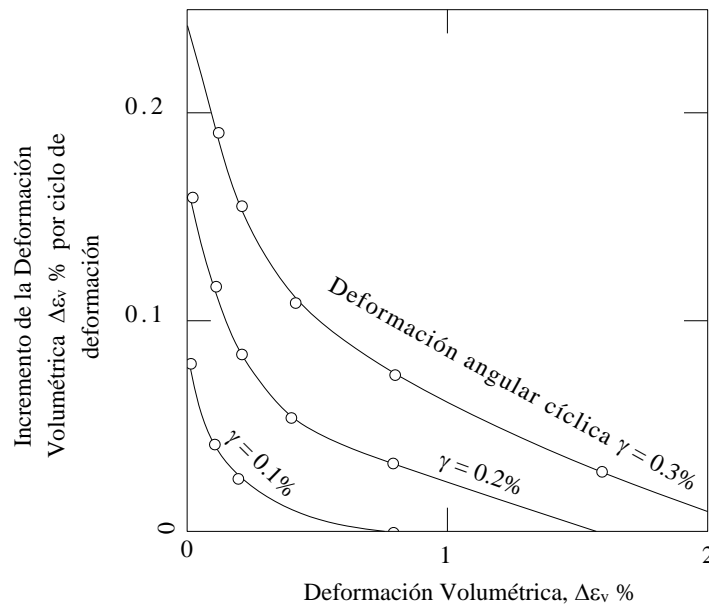


Figura A3.3. Alternativa de las curvas de incremento de deformación volumétrica a partir de los datos de la figura A3.1.

En la figura A3.3 se muestran las deformaciones volumétricas por ciclo ($\Delta\varepsilon_v$) graficadas contra las deformaciones volumétricas (ε_v) para los tres niveles de deformación angular. Los ejes de la figura A3.3 son divididos por diferentes valores de la deformación angular, las tres curvas colapsan en una sola, al normalizar sus ejes contra la deformación angular, de manera que queda de forma adimensional una curva representada en la figura A3.4, la cual se representa por la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta\varepsilon_v}{\gamma} = C_1 \text{EXP} \left(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_v}{\gamma} \right) \right) \quad (\text{A3.2})$$

Donde $C_1 = 0.8$ y $C_2 = 0.5$ para los datos mostrados.

El parámetro C_1 controla la cantidad de cambio de volumen. Para el primer ciclo de carga $\varepsilon_v = 0$ por lo tanto:

$$C_1 = \frac{(\Delta\varepsilon_v)_{\text{ciclo1}}}{\gamma} \quad (\text{A3.3})$$

Los datos muestran que la acumulación de deformación volumétrica al final de 15 ciclos uniformes es casi 5 veces más grande que para el primer ciclo; por lo tanto, se puede expresar de la siguiente manera:

$$C_1 = \frac{(\varepsilon_v)_{15}}{5\gamma} \quad (\text{A3.4})$$

Esta ecuación es preferible a la ecuación A3.3, debido a que hay considerables datos de ε_{v15} en función de la densidad relativa. El parámetro C_2 , controla el cambio de acumulación volumétrica que cambia con el número de ciclos. En la figura A3.5 se muestra la predicción de la curva y los datos de Martin *et al.* (1975) para una $D_r = 45\%$, así como los de Tokimatsu y Seed (1987) para un amplio rango de densidades relativas, en la que se puede observar que éstos concuerdan adecuadamente.

Debido a que la forma de la curva es la misma para todas las densidades relativas, el parámetro C_2 es una fracción constante de C_1 para todas las densidades y se expresa como:

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (\text{A3.5})$$

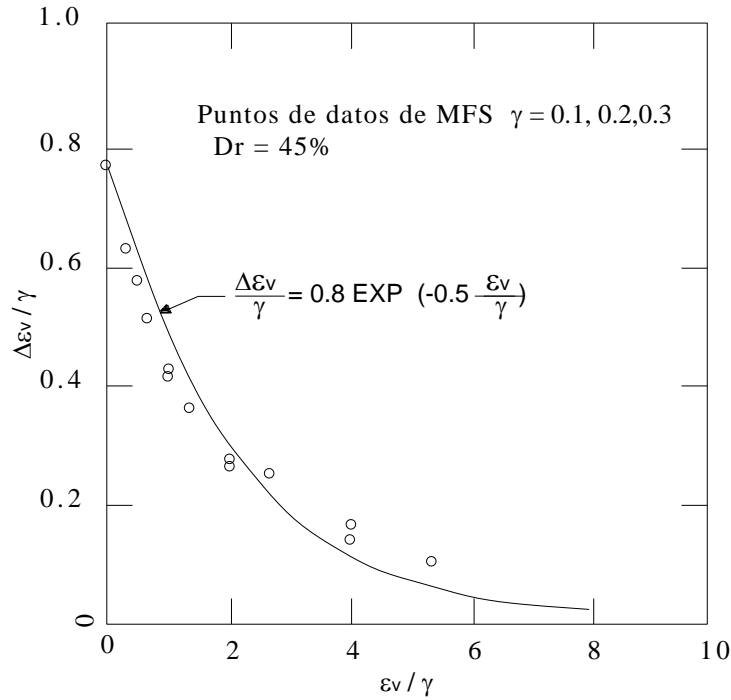


Figura A3.4. Incrementos de deformación volumétrica normalizada.

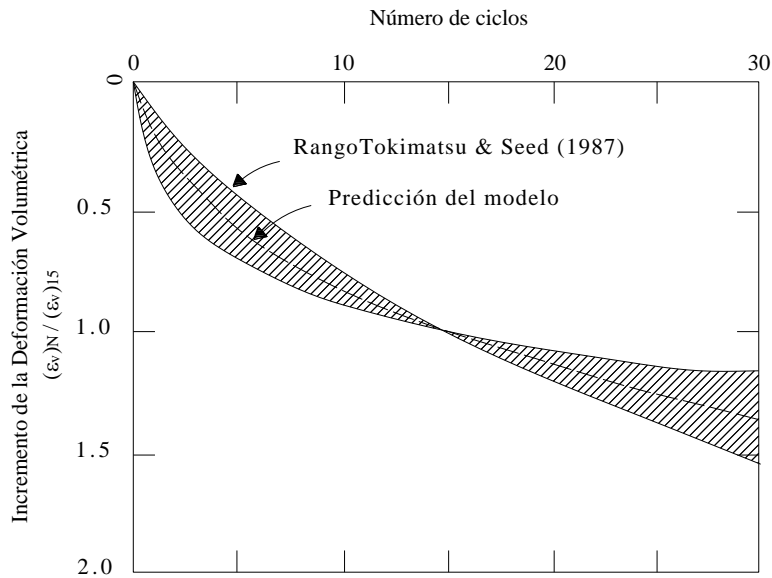


Figura A3.5. Correlación entre la relación de deformación volumétrica y el número de ciclos para arenas secas. Pruebas de Tokimatsu y Seed (1987)

El incremento en la relación del volumen irrecuperable 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, ver figura A3.6.

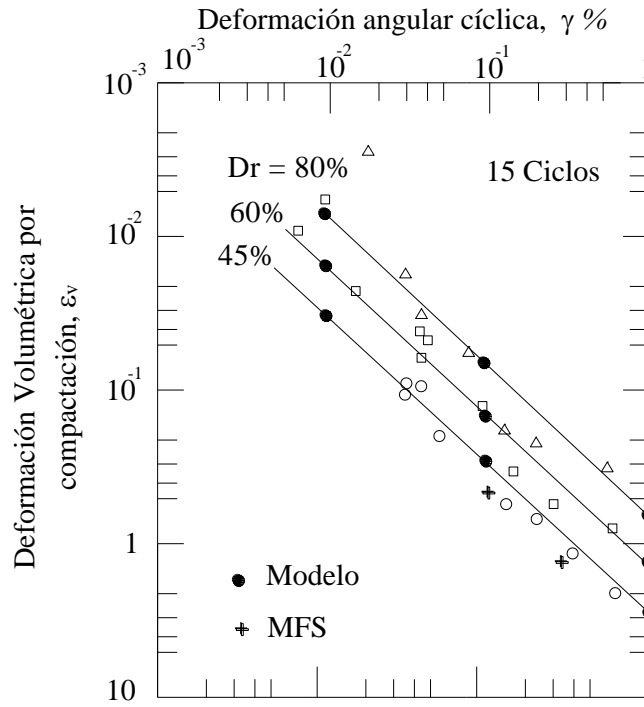


Figura A3.6. Correlación entre la deformación volumétrica y la deformación angular para arenas secas. Pruebas de Silver y Seed (1987).

Las líneas solidas representan la interpretación de los datos de Tokimatsu y Seed, por lo que basados en sus líneas y usando las ecuaciones A3.4 y A3.5, se obtuvieron los siguientes valores de C_1 y C_2 , ver tabla A3.1.

Tabla A3.1. 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

En la figura A3.6 se muestra la predicción del modelo de Byrne empleando los valores de C_1 y C_2 , los cuales concuerdan correctamente con los de otros investigadores. Los datos de Martin *et al.*, (1975) también son mostrados en la figura A3.6, denotados por las siglas MFS, los cuales se aprecian que están por debajo de los datos de Tokimatsu y Seed.

Los valores de C_1 pueden ser expresados por la siguiente expresión:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (A3.6)$$

En la cual D_r está en porcentaje y C_2 puede expresarse como

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (A3.7)$$

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:

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2} \quad (A3.8)$$

Basado en sus datos y usando las ecuaciones A3.4 y A3.6, los valores de C_1 y C_2 se presentan en la tabla A3.2.

Tabla A3.2. 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:

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad (A3.9)$$

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad (A3.10)$$

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:

$$(\Delta\varepsilon_v)_{1/2ciclo} = \left(0.5\gamma C_1 \text{EXP} \left(-C_2 \frac{\varepsilon_v}{\gamma} \right) \right) \quad (A3.11)$$

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

Deformación volumétrica e incremento de presión de poro.

Si un depósito de arena está saturado y el agua no tiene suficiente tiempo para drenar durante el ciclo de carga, la presión de poro aumenta y puede ocurrir licuación. El incremento de presión de poro para condiciones no drenadas saturadas se determina a partir del volumen de compresibilidad como sigue:

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_v^e + \Delta\varepsilon_v^p \quad (\text{A3.12})$$

Donde; $\Delta\varepsilon_v$, es el cambio de incremento total en la deformación volumétrica por medio ciclo; $\Delta\varepsilon_v^e$, es el cambio de incremento elástico en la deformación volumétrica por medio ciclo y $\Delta\varepsilon_v^p$, es el cambio de incremento plástico en la deformación volumétrica por medio ciclo.

Ahora para una condición de corte simple se tiene:

$$\Delta\varepsilon_v^e = \frac{\Delta\sigma'_v}{M} \quad (\text{A3.13})$$

Donde; $\Delta\sigma'_v$, es el cambio en el esfuerzo efectivo vertical por medio ciclo y M es un módulo de contracción tangente del esqueleto de arena.

Para condiciones saturadas no drenadas, no hay cambio de volumen $\Delta\varepsilon_v = 0$ y de acuerdo con las ecuaciones A3.12 y A3.13 queda de la siguiente manera.

$$\Delta\sigma'_v = -M\Delta\varepsilon_v^p \quad (\text{A3.14})$$

Si no hay cambio en el esfuerzo total, entonces $\Delta\sigma_v = 0$ y el cambio en la presión de poro es $\Delta u_v = -\Delta\sigma$, por lo tanto:

$$\Delta u = M\Delta\varepsilon_v^p \quad (\text{A3.15})$$

Conociendo $\Delta\varepsilon_v^p$ para la ecuación A3.11 para cualquier medio ciclo de deformación, la presión de poro aumenta por cada medio ciclo y puede ser calculada con la ecuación A3.15. La presión de poro generada (u_g) para cualquier patrón especificado de ciclos de deformación puede ser calculada por una simple suma de incrementos de presión de poro, $u_g = \sum \Delta u$.

El módulo de contracción tangente del esqueleto de arena M , depende sólo del nivel superior del esfuerzo efectivo y no de la densidad relativa, éste es expresado como:

$$M = K_m P_a \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^m \quad (\text{A3.16})$$

Valores de $K_m = 1600$ y $m = 0.5$, dan módulos que concuerdan con valores reportados por Martin *et al.*, (1975).

Relación esfuerzo cortante - deformación

Para la predicción de la carga cíclica controlada no drenada en arenas saturadas usando el modelo, es necesario introducir una ley esfuerzo-deformación, debido a las deformaciones cortantes en la aplicación de los esfuerzos cortantes. De acuerdo con lo anterior, diferentes investigadores (Seed e Idriss (1970); Hardin y Drnevich (1972); Tokimatsu y Seed (1987), han propuesto relaciones esfuerzo deformación para arenas. Las relaciones son no lineales, pero son generalmente expresadas usando una deformación compatible, módulo secante máximo cortante (G_{max}) y un módulo de reducción, factor que depende del nivel de esfuerzos cortantes y deformaciones. Basado en Seed e Idriss (1970) el módulo de cortante máximo, G_{max} , en el que ocurren valores de deformación cortante menores que 10^{-4} % puede ser expresado como:

$$G_{max} = 21.7(K_2)_{max} Pa \left(\frac{\sigma'_m}{Pa} \right)^{0.5} \quad (A3.17)$$

Donde: K_2 , es un parámetro o módulo que depende de los valores de densidad relativa o el número de golpes corregido y normalizado $(N_1)_{60}$ de la arena; Pa , es la presión atmosférica en las unidades usadas y σ'_m , es el esfuerzo efectivo medio.

Seed e Idriss (1970) indican que k_{2max} puede ser expresado en función del D_r por la siguiente ecuación.

$$k_{2max} = 3.5(D_r)^{2/3} \quad (A3.18)$$

En términos de $(N_1)_{60}$, Seed *et al.* (1986) sugirió

$$K_{2max} = 20(N_1)_{20}^{1/3} \quad (A3.19)$$

Las ecuaciones A3.17, A3.18 y A3.19 permiten que el G_{max} sea calculado conociendo el valor de los esfuerzos efectivos y el $(N_1)_{60}$ o D_r .

Hardin y Drnevich (1972), Seed *et al.* (1986) y Tokimatsu y Seed (1987) propusieron módulos de reducción de curvas que permiten la compatibilidad del módulo secante al ser calculado. El enfoque de Hardin y Drnevich (1972) presenta resultados similares a los de Seed *et al.* (1986), lo cual es expresado matemáticamente como:

$$G = G_{max} = \frac{1}{1 + \gamma h} \quad (A3.20)$$

Donde; γh , es la deformación hiperbólica.

Resistencia a la licuación

Byrne incorporó las ecuaciones de la relación esfuerzo-deformación cortante en el programa SSLIQ (Byrne, 1990), el cual permite la deformación angular que debe ser calculada para el esfuerzo cortante prescrito, y que toma en cuenta el incremento de la presión de poro y sus efectos sobre el módulo de cortante. En la figura A3.7 se muestra la predicción de las curvas de resistencia a la licuación comparada contra mediciones en laboratorio para diferentes valores de D_r .

Las características de forma de las curvas de resistencia a la licuación, pueden mejorarse examinado un término de relación de esfuerzos adimensional τ_N/τ_{15} contra el número de ciclos para la licuación

inicial, ver figura A3.8. En esta figura se observa que los datos de laboratorio y la predicción del modelo son para rangos de densidades relativas y de esfuerzos normales. Además, se encontró que las características de forma, fueron fuertemente dependientes de los valores umbrales asumidos.

Por otra parte, también se observó que para un umbral de deformación igual a cero no se tuvo un buen arreglo en la curva, por lo que fue necesario considerar un ajuste usando una deformación umbral de deformación de $\gamma_f = 0.01\%$. Un adecuado ajuste es obtenido con $\gamma_f = 0.005\%$, este valor es usado en otros modelos de predicción.

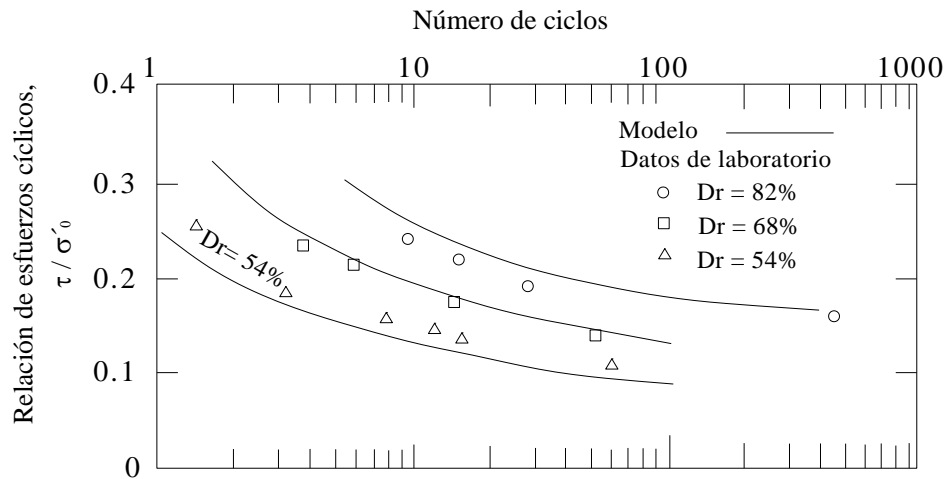


Figura A3.7. Relación de esfuerzos cíclicos contra número de ciclos para el estado de licuación inicial (De Alba *et al.*, 1976).

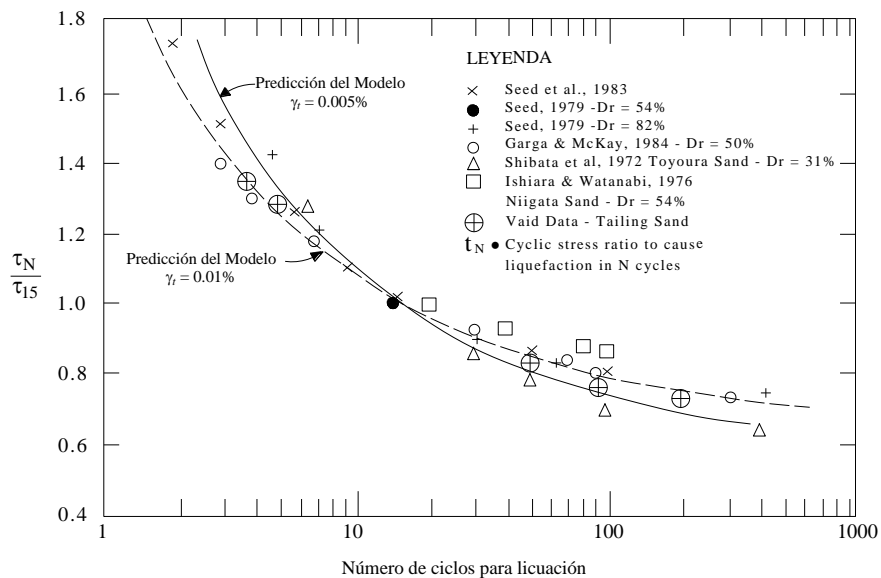


Figura A3.8. Correlación entre el nivel de esfuerzo cortante y el número de ciclos que causan licuación inicial.

En la figura A3.9 se presentan las curvas de resistencia a la licuación presentadas por Seed *et al.* (1985), las cuales se basan en observaciones de campo durante sismos en casos historia. Estas curvas representan ahora el estado en la práctica y se basan en relaciones de esfuerzos calculados a partir de resultados de pruebas (e.g. SPT y CPT) y evidencias de campo. Estas curvas representan la resistencia en campo para sismos con magnitudes de (M_w) 7.5 que cusan 15 ciclos de carga.

En la figura A3.9 se presenta en línea punteada la curva que representa la predicción de la licuación inicial con el modelo, es decir, cuando se alcanza una relación de exceso de presión de poro (u_g/σ'_o) igual a uno (1) en 15 ciclos; esta curva presenta buena predicción en comparación con los datos de campo; sin embargo, para valores altos de N_{160} el modelo tuvo una predicción por debajo de la línea determinada por Seed. Estos valores son para deformaciones cíclicas de 3%. La licuación inicial ocurre a deformaciones menores de 0.5 %. Para materiales densos se requieren de ciclos adicionales para inducir el 3% de deformación angular. Para densidades bajas se presentan grandes deformaciones, tan pronto se alcanza el estado de licuación inicial, por lo que las curvas convergen para valores bajos de (N_1)₆₀.

En la figura A3.10 se muestra la forma de la curva característica del incremento de presión de poro contra la relación de ciclo (n/n_l), en la que se observa que la predicción del modelo se encuentra dentro de los datos medidos. En esta figura el número de ciclos es expresado en forma adimensional como la relación del número de ciclos presentes, (n), entre el número de ciclos que causan el estado de licuación inicial (n_l).

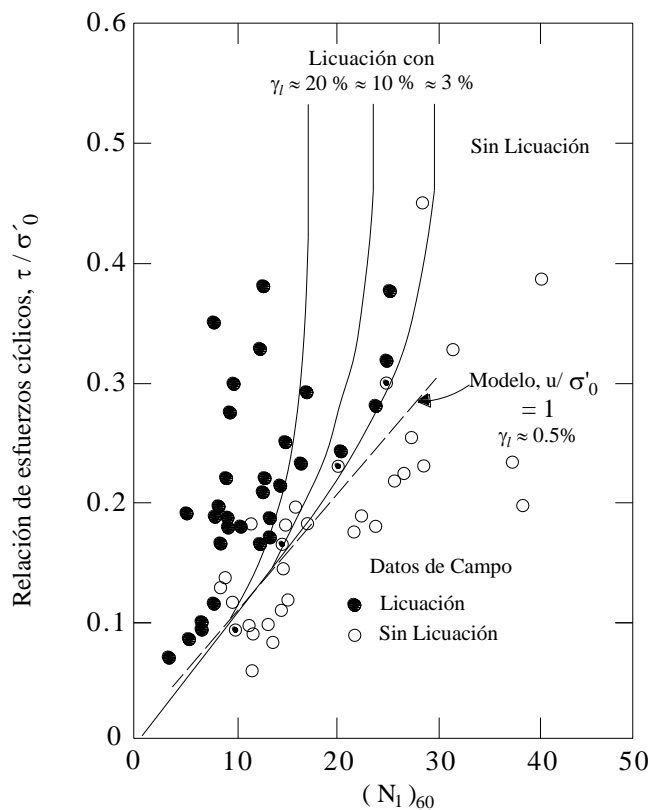


Figura 3.9. Comparación entre las curvas base para determinar el potencial de licuación y la predicción del modelo, datos de pruebas de (Seed *et al.*, 1984).

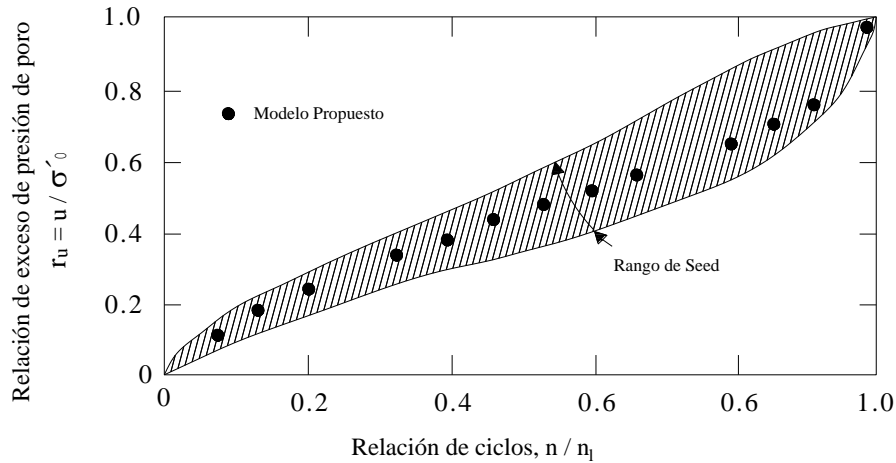


Figura A3.10. Rango de incremento de presión de poro en una prueba de corte simple cíclico. Datos de pruebas de Seed *et al.* (1976).

En la figura A3.11 se muestra la relación de exceso de presión de poro (r_u) en función del factor de seguridad contra licuación (FS_{lic}), en la que se grafican los datos de la predicción del modelo, mismos que se encuentran en la frontera superior para las arenas.

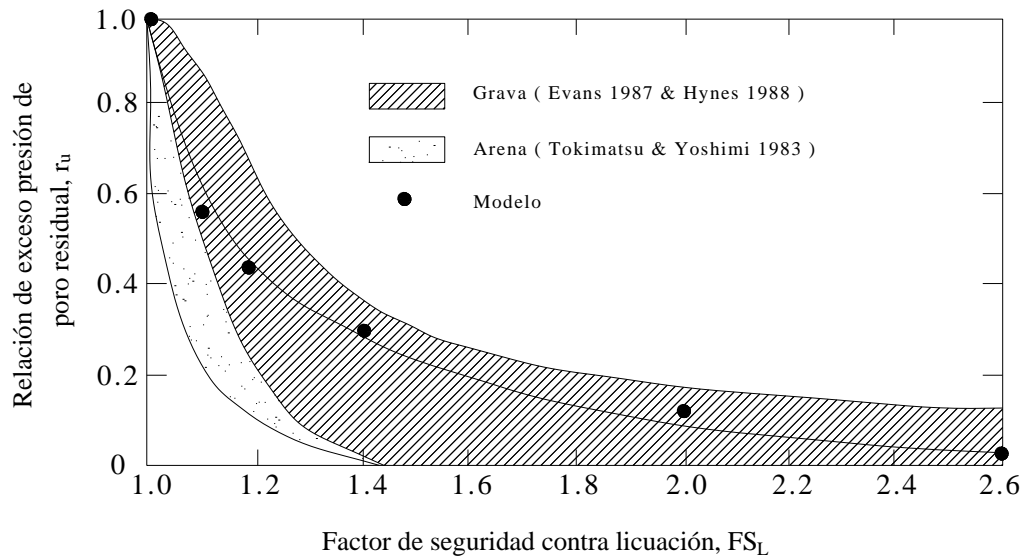


Figura A3.11. Relación de exceso de presión de poro y factor de seguridad contra licuación. Datos de pruebas de Marcuson *et al.* (1990).

Modelo SH-7										Parámetros del modelo de Finn				Parámetros de Byrne	
Prof. m	γ kN/m ³	ρ	Vs, m/s	Tipo de Material	c kN/m ²	ϕ °	Densidad relativa (Dr) %	Compacidad	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₁	C ₂	
1.00	19.38	1.98	160	Arena limpia / arena limosa	0	44	86	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.22	1.79	
2.00	18.82	1.92	160		0	38	73	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.43	0.93	
3.00	17.98	1.83	170		0	42	67	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.19	2.16	
4.00	19.34	1.97	190		0	41	62	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.19	2.16	
5.00	17.79	1.81	190		0	41	60	Media	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18	
6.00	18.40	1.88	190		0	40	58	Media	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18	
7.00	17.20	1.75	220		0	36	38	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.27	1.47	
8.00	17.23	1.76	220		0	40	59	Media	0.8	0.79	0.45	0.73	0.19	2.16	
9.00	18.83	1.92	220		0	41	62	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.43	0.93	
10.00	17.08	1.74	220		0	38	46	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.48	0.84	
11.00	18.73	1.91	220		0	38	47	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.27	1.47	
12.00	17.69	1.80	220		0	38	43	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.75	0.53	
13.00	16.99	1.73	220		0	38	44	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18	
14.00	18.00	1.83	220		0	36	38	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18	
15.00	17.00	1.73	220		0	35	34	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.75	0.53	
16.00	18.38	1.87	220		0	38	47	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18	
17.00	17.98	1.83	220		0	36	37	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	2.43	0.16	
18.00	17.65	1.80	190	230.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
19.00	18.65	1.90	220	250.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
20.00	17.83	1.82	210	95.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
21.00	18.22	1.86	210	150.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
22.00	18.15	1.85	210	100.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
23.00	17.80	1.81	210	100.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
24.00	18.04	1.84	210	120.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
25.00	18.98	1.93	260	0	40	40	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.75	0.53		
26.00	18.80	1.92	260	0	36	36	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18		
27.00	18.05	1.84	260	0	35	32	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.05	0.38		
28.00	18.76	1.91	260	0	35	33	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.75	0.53		

Modelo SH-9										Parámetros del modelo de Finn				Parámetros de Byrne	
Prof. m	γ kN/m ³	ρ	Vs, m/s	Tipo de Material	c kN/m ²	ϕ °	Densidad relativa (Dr) %	Compacidad	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₁	C ₂	
1	17.69	1.80	140	Arena limpia / arena limosa	0	43	75	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.16	2.56	
2	16.71	1.70	140		0	39	20	Muy suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	4.25	0.09	
3	17.54	1.79	170		0	35	45	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.56	0.71	
4	16.61	1.69	170		0	35	45	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	0.56	0.71	
5	16.84	1.72	170		0	32	35	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.05	0.38	
6	16.82	1.71	130	Arcilla limosa / Arcilla	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7	16.60	1.69	130		45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	16.51	1.68	130		80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	16.83	1.72	140		45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	16.64	1.70	140		50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	16.75	1.71	140		80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	17.21	1.75	170		60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	17.84	1.82	170		250	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	18.71	1.91	200		230	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	17.90	1.82	200		110	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	18.50	1.89	250	Arena limpia / arena limosa	0	41	65	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.22	1.79	
17	19.72	2.01	250		0	41	75	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.16	2.56	
18	19.49	1.99	250		0	41	70	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.19	2.16	
19	18.21	1.86	250		0	34	30	Muy suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.54	0.26	
20	19.07	1.94	250		0	40	30	Muy suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.54	0.26	
21	17.69	1.80	250		0	35	55	Media	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18	
22	18.04	1.84	250		0	35	55	Media	0.8	0.79	0.45	0.73	0.34	1.18	
23	19.61	2.00	250		0	35	65	Densa	0.8	0.79	0.45	0.73	0.22	1.79	
24	19.05	1.94	250		0	35	35	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.05	0.38	
25	18.59	1.90	250		0	35	35	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.05	0.38	
26	19.01	1.94	250		0	34	35	Suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.05	0.38	
27	18.27	1.86	250		0	39	60	Media	0.8	0.79	0.45	0.73	0.27	1.47	
28	19.07	1.94	250		0	40	30	Muy suelta	0.8	0.79	0.45	0.73	1.54	0.26	