



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

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS MÉTODOS DE
1983, 2001 Y 2014 PARA LA EVALUACIÓN DEL
POTENCIAL DE LICUACIÓN**

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MONTSERRAT AURORA CARRILES PINZÓN

TUTOR PRINCIPAL
Dr. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX, ENERO, 2024



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. Agustín Deméneghi Colina

Secretario: Dra. Alexandra Ossa López

1 er. Vocal: Dr. Efraín Ovando Shelley

2 do. Vocal: Dr. Eduardo Botero Jaramillo

3 er. Vocal: Dr. Osvaldo Flores Castrellón

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX

TUTOR DE TESIS:

Dr. EFRAÍN OVANDO SHELLEY



FIRMA

Agradecimientos

A mis padres, quienes me dieron siempre la libertad de tomar mis propias decisiones, y de quienes aprendí sobre la responsabilidad, amor y lealtad.

Al señor Cesar Hernández, cómplice, colega y amigo. Gracias por apoyarme y siempre tener las palabras adecuadas para cuando pierdo el rumbo.

A mis amigos, que han aguantado los días buenos y malos, estrés, distanciamiento, y a pesar de eso siguen a mi lado deseándome lo mejor y dándome ánimos.

A mis profesores, quienes con paciencia y dedicación comparten sus conocimientos y experiencias, haciendo que nos intereseamos por diversos temas.

¡Gracias!

Al Instituto de Ingeniería, en especial al Dr. Efraín Ovando Shelley y a la M.I. Zaira Hernández Flores, por el apoyo brindado durante este proyecto.

A la USI-Biblioteca del Instituto de ingeniería y a sus integrantes, por la colaboración y apoyo brindado en la búsqueda de información.

A los integrantes del jurado por sus valiosas aportaciones, ayudándome a pulir el trabajo que a continuación se presenta.

Introducción

Desde la antigüedad el hombre se ha visto en la necesidad de adaptar el entorno para poder cubrir con sus requerimientos básicos de manera eficiente, económica y funcional. Aunque han sido numerosos los avances tecnológicos que han existido a lo largo de la historia, aún hoy, la predicción de dónde y cuándo va a ocurrir un desastre natural es prácticamente imposible.

La sismicidad es uno de los fenómenos naturales más preocupantes, por el peligro que representa tanto para zonas urbanas como rurales. Para este trabajo en particular es uno de los factores más importantes, debido al efecto que ejerce sobre los suelos granulares, por el reacomodo que presentan las partículas durante los eventos sísmicos, denominado licuación.

La licuación de suelos es un proceso progresivo, en el que las fallas pueden ocurrir en cuestión de minutos o incluso hasta en días ya que éstas no se presentan en planos definidos, generando desplazamientos de grandes volúmenes de material. En la mayoría de los casos en los que el suelo ha presentado licuación, éstos se han encontrado totalmente saturados, sin embargo, existen evidencias de la ocurrencia de dicho fenómeno en suelos secos ante la acción de un sismo, como ocurrió en 1920 en la provincia de Kansú en China (Casagrande, 1950).

Por tanto, para poder determinar la susceptibilidad de un suelo ante la licuación, debemos recopilar la información disponible del sitio (geología, antecedentes sísmicos, estudios previos, exploración, etc.), seleccionar el método de prueba que mejor resultados nos pueda proporcionar (o la combinación de ellos) y determinar la metodología para evaluar el potencial de licuación.

Desafortunadamente es casi imposible predecir con certeza dónde se va a presentar licuación. La mayoría de las investigaciones realizadas sobre este tema han sido posteriores a eventos sísmicos de diversas magnitudes, tales como en Chile (1960), Japón (1964) e Indonesia (2018). En ellas se han identificado similitudes en las propiedades del suelo, mismas que facilitan el desarrollo del fenómeno de licuación, descritas por Seed e Idriss (1967), Casagrande (1936), Castro y Poulos (1977), Hoose et al. (1977).

Para poder estimar si se presentará licuación, necesitamos preguntarnos: ¿Cuáles son las características del suelo?, ¿Cuáles son los factores que intervienen o que hacen más factible que un suelo presente licuación? ¿Cuál de los métodos existentes es el más apto para la evaluación del potencial de licuación?

Objetivos

El objetivo principal de este trabajo de investigación es analizar los resultados obtenidos con las metodologías propuestas para el análisis del potencial de licuación, mencionadas a continuación:

- 1) Seed et al., 1983 - Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data – Este método se basa en correlacionar las propiedades del suelo y los valores obtenidos mediante la prueba de Penetración Estándar.
- 2) Youd et al., 2001 - Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils – Este método es un análisis de las modificaciones realizadas al método simplificado para la evaluación del potencial de licuación.
- 3) Boulanger e Idriss, 2014 - CPT and CPT Based Liquefaction Triggering Procedures – Es un método iterativo en el que se consideran nuevas escalas de magnitud (actualizadas a partir de las experiencias adquiridas en los sismos de Nueva Zelanda y Japón, en 2011).

Alcance de la tesis

- ☞ Se realizará una descripción de cada una de las metodologías antes enunciadas, así como sus limitantes, además de comparar los diferentes parámetros involucrados en cada una.
- ☞ Se analizará el potencial de licuación de 3 sitios, procedentes de Dos Bocas, Tabasco, utilizando los resultados obtenidos mediante las pruebas SPT y CPT respectivamente.
- ☞ Se determinará cual metodología es la más precisa, así como el procedimiento prueba que presenta la menor incertidumbre, entre SPT y CPT.
- ☞ Este trabajo se enfocará únicamente en el análisis de licuación de suelos granulares, por lo que en los depósitos con mayor cantidad de partículas finas sólo se mencionará que se requiere utilizar otro tipo de análisis, sin profundizar más a detalle.

Organización de la tesis

La tesis se encuentra organizada en 7 capítulos, cuyo contenido se describe a continuación.

El capítulo 1: Antecedentes - Describe los factores que intervienen en el fenómeno de licuación y se presenta brevemente las evidencias de la ocurrencia de licuación.

El capítulo 2: Reseña Histórica - Presenta algunos casos, a nivel mundial y nacional, en los que se ha presentado licuación.

El capítulo 3: Pruebas de campo - Describe brevemente las pruebas de campo utilizadas para el análisis de este trabajo (SPT y CPT), además se incluye una breve mención de las pruebas para la medición de ondas de corte.

El capítulo 4: Metodología - Se describen los métodos para la evaluación del potencial de licuación de 1983, 2001 y 2014, además se anexa el método de 2010 para complementar la información de 2014.

En el capítulo 5: Planteamiento del problema - Presenta la información referente a los sitios de análisis, procedente de Dos Bocas, Tabasco.

El capítulo 6: Presentación y análisis de resultados - Se detallan los resultados obtenidos con los métodos y se comparan los parámetros de las diferentes metodologías.

El capítulo 7: Conclusiones – Presenta las conclusiones generales del presente trabajo.

Índice	Pág.
Agradecimientos	
Introducción	I
Objetivos	II
Alcance de la tesis	II
Organización de la tesis	III
Índice	IV
Índice de figuras	VII
Índice de tablas	X
Capítulo 1: Antecedentes	1
1.1 Factores que intervienen en el fenómeno de licuación	2
1.1.1 Tipo de suelo	2
1.1.1.1 Suelos granulares	2
1.1.1.2 Rellenos	3
1.1.2 Porcentaje de finos	4
1.1.3 Relación de vacíos	5
1.1.4 Nivel freático	5
1.1.5 Compacidad relativa (Dr)	6
1.1.6 Aspectos geológicos del sitio	7
1.1.7 Características sismológicas	8
1.2.7.1 Regionalización sísmica	13
1.1.8 Magnitud de un sismo	14
1.1.9 Intensidad de un sismo	16
1.1.10 Estado inicial de esfuerzos y tipo de comportamiento	17
1.2 Evidencias de la ocurrencia de licuación	18
Capítulo 2: Reseña histórica	19
2.1 Casos de licuación en la literatura Internacional	19
2.1.1 Presa “Fort Peck”, Estados Unidos (1938)	20
2.1.2 Valdivia, Chile (1960)	20
2.1.3 Presa Balwin Hill, California (1963)	21
2.1.4 Niigata, Japón (1964)	22
2.1.5 Loma Prieta, San Francisco (1989)	22
2.1.6 Kobe, Hanshi-Awaji (1995)	23
2.1.7 Pisco, Perú (2007)	23
2.1.8 Maule, Chile (2010)	24
2.1.9 Tohoku, Japón (2011)	25
2.1.10 Palu, Indonesia (2018)	26
2.1.11 Presa Brumadinho, Brasil (2019)	29
2.1.12 Otros casos de licuación en Presas de residuos mineros	31
2.1.13 Caso Molikpaq, Canadá, 1986	32
2.2 Casos de licuación en la literatura Nacional	33
2.2.1 Jáltipan, Veracruz (1959)	34
2.2.2 Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)	35

2.2.3	Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)	36
2.2.4	Mexicali, Baja California (1979)	36
2.2.5	Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)	37
2.2.6	Manzanillo, Colima (1995)	39
2.2.7	Tehuacán, Puebla (1999)	40
2.2.8	Tecomán, Colima (2003)	41
2.2.9	Valle de Mexicali, Baja California (2010)	42
2.2.10	Tehuantepec, Chiapas (2017)	44
Capítulo 3: Pruebas de Campo		46
3.1	Prueba de Penetración Estándar (SPT)	46
3.2	Prueba de Penetración con Cono (CPT)	48
3.3	Pruebas para medición de la velocidad de ondas de corte (Vs)	50
3.3.1	Up Hole (ASTM D 5766)	50
3.3.2	Down Hole (ASTM D 7400)	50
3.3.3	Cross Hole (ASTM D 4428)	51
3.3.4	Sonda Suspendida	52
3.3.5	Cono sísmico	53
3.3.6	Dilatómetro Plano (ASTM 6635)	54
Capítulo 4: Metodología		55
4.1	Método para la evaluación del potencial de licuación, utilizando datos de campo (1983)	57
4.1.1	Correlación de la Prueba de SPT con el comportamiento de los depósitos de arena	57
4.1.2	Correlación entre las Pruebas SPT y CPT	59
4.2	Método modificado para la evaluación del potencial de licuación (Youd et al., 2001)	60
4.2.1	Determinación del potencial de licuación mediante correlaciones con la Prueba de Penetración Estándar (SPT)	61
4.2.2	Determinación del potencial de licuación mediante correlaciones con la Prueba de Penetración con Cono	64
4.2.3	Determinación del potencial de licuación mediante correlaciones con pruebas de medición de Velocidad de onda de corte	68
4.3	Método propuesto por Idriss y Boulanger para la evaluación del potencial de licuación (2014)	70
4.3.1	Evaluación del potencial de licuación mediante pruebas SPT	70
4.3.2	Evaluación del potencial de licuación mediante pruebas CPT	72
4.4	Interpretación de resultados	73
Capítulo 5: Planteamiento del problema		74
Información del sitio en estudio		
5.1	SITIO 1	75
5.2	SITIO 2	77
5.3	SITIO 3	79

Capítulo 6: Presentación y análisis de resultados	81
6.1 Comparación de métodos para el cálculo del potencial de licuación, con SPT	81
6.1.1 Comparación del factor C_N	81
6.1.2 Comparación de factor de reducción r_d	83
6.1.3 Comparación de los parámetros CSR y CRR	84
6.1.4 Comparación de factores de seguridad	86
6.2 Comparación de métodos para el cálculo del potencial de licuación, con CPT	87
6.2.1 Comparación del factor C_N	87
6.2.2 Comparación de factor de reducción r_d	89
6.2.3 Comparación de los parámetros CSR y CRR	90
6.2.4 Comparación de factores de seguridad	91
6.3 Comparación de resultados según el Método del 2001, entre SPT y CPT	92
CAPÍTULO 7: Conclusiones	95
ANEXO A	98
Referencias	101

Índice de Figuras		Pág.
Capítulo 1: Antecedentes		
1.1	Determinación de suelos potencialmente licuables, en función de la distribución granulométrica	3
1.2	Rango de tamaños de partícula para diferentes jales	4
1.3	Relación entre el valor de la prueba de penetración estándar y la densidad relativa	6
1.4	Compacidad de un conjunto de partículas con características uniformes	6
1.5	Sismograma total	8
1.6	Cinturón de Fuego y placas tectónicas	9
1.7	Fuentes potenciales de sismos en el territorio mexicano	10
1.8	Comportamiento de las placas tectónicas en la costa mexicana	11
1.9	Mapa de la república con las zonas en las que se ha presentado licuación	12
1.10	Regionalización sísmica	13
1.11	Energía relativa de fenómenos naturales comparada con la energía de eventos generados por el hombre	14
1.12	Frecuencia de sismos según su magnitud	15
1.13	Diagrama de estado	17
1.14	Evidencias de la ocurrencia de licuación	18
Capítulo 2: Reseña histórica		
2.1	Falla por flujo de la Presa Fort Peck, Montana, EE.UU. (1938)	20
2.2	Daños ocasionados en el sismo de Valdivia, Chile, en 1960	20
2.3	Falla de la Presa Balwin en California, EE.UU. (1963)	21
2.4	Inclinación en edificios de apartamentos causada por el sismo de 1964 en Niigata, Japón	22
2.5	Efectos de licuación posteriores al sismo en Loma Prieta, en California, EE.UU. (1989)	22
2.6	Agrietamiento y desplazamiento lateral, presente en el sismo de Loma Prieta, California, EE.UU. en 1989	22
2.7	Pérdida de resistencia al corte en Kobe, Japón (1995)	23
2.8	Desplazamiento lateral en Pisco, Perú (2007)	24
2.9	Daños ocasionados por el sismo de Maule, Chile (2010)	24
2.10	Daños generados a vialidades debido a licuación, Japón (2011)	25
2.11	Devastación de Indonesia, 2018	26
2.12	Zonas afectadas por licuación en el sismo de Indonesia, 2018	27
2.13	Secuencia de falla de flujo en Petobo, Indonesia (2018)	28
2.14	Secuencia fotográfica del monitoreo de la Presa Brumadinho, en Brasil (2011 - 2019)	30
2.15	Falla de presas de Residuos Mineros	31
2.16	Plataforma Molikpaq, en el mar de Beaufort, Canadá, 1986	32
2.17	Detalle del exceso de presión de poro, Molikpaq en 1986	32
2.18	Daños en la antigua iglesia de Sta. Rosa de Lima, Jáltipan, Ver.	34

2.19	Daños reportados después del sismo del 5 de octubre de 1975, Chiapa de Corzo, México	35
2.20	Daños ocasionados en las instalaciones de la Universidad Iberoamericana, en la Ciudad de México en 1979	36
2.21	Efecto de licuación posterior al sismo en Mexicali, Baja California, en 1979	37
2.22	Icónico Hotel Regis después del sismo, Ciudad de México, 1985	37
2.23	Localización del epicentro del sismo de 1985 y los estados más afectados	38
2.24	Daños provocados por el tsunami después del sismo en Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)	38
2.25	Derrumbe del edificio Nuevo León, en la Unidad Habitacional Nonoalco Tlatelolco, Ciudad de México (1985)	38
2.26	Daños debido a licuación de arena en las instalaciones de la UMF-2 del IMSS en Manzanillo, Colima (1995)	39
2.27	Mapa de isosistas por el sismo de Tehuacán, Puebla (1999)	41
2.28	Evidencias de licuación en zonas de cultivo cercanas al estado de Tlaxcala	41
2.29	Evidencias de licuación en las instalaciones del Puerto de Manzanillo	42
2.30	Mapa de isosistas por el sismo de Tecomán, Colima (2003)	42
2.31	Daños provocados por licuación en el sismo de Baja California en 2010	43
2.32	Epicentro y distribución del sistema de fallas San Andrés	43
2.33	Epicentro y falla tipo normal del sismo del 7 de septiembre en Tehuantepec, Chiapas (2017)	44
Capítulo 3: Pruebas de campo		
3.1	Prueba de Penetración Estándar (SPT) y esquema del penetrómetro estándar	47
3.2	Corte transversal del Penetrómetro de Cono Eléctrico (CPT)	49
3.3	Esquema de la Prueba Sísmica Up Hole	50
3.4	Representación esquemática de la Prueba Sísmica Down Hole	51
3.5	Prueba Sísmica Cross Hole	51
3.6	Representación esquemática de la prueba de Sonda suspendida y registro de impulso derecho e izquierdo	52
3.7	Diseño esquemático de la penetración del cono sísmico	53
3.8	Dilatómetro Plano	54
3.9	Comparación de las distorsiones causadas al suelo, mediante penetración con cono y con la paleta del dilatómetro plano.	54
Capítulo 4: Metodología		
4.1	Método para la evaluación del potencial de licuación	55
4.2	Rango de valores r_d para diferentes perfiles de suelo	55
4.3	Curvas recomendadas para la determinación de C_N	58
4.4	Relación entre la resistencia a la penetración estándar, densidad relativa y la presión de sobrecarga efectiva	58

4.5	Correlación propuesta entre la resistencia a la licuación de una arena limpia, en condiciones de terreno llano y la resistencia a la penetración del cono	59
4.6	Capacidad de carga para estimar la densidad relativa en arenas normalmente consolidadas, limos finos a arenas medias uniformes	60
4.7	Curva base para arenas limpias de magnitud de 7.5, con datos obtenidos de casos históricos	62
4.8	Curva recomendada para el cálculo de CRR a partir de datos empíricos de licuación de casos clínicos recopilados	65
4.9	Cuadro para la estimación del tipo de suelo	66
4.10	Cuadro para la estimación del tipo de suelo: n = 1.0; n = 0.5 y c) n = 0.7	67
4.11	Corrección recomendada de las características del grano, para obtener una resistencia a la penetración de CPT equivalente a una arena limpia en suelos arenosos	68
4.12	Gráfica recomendada para la evaluación de licuación basada en V_{s1} y CRR, para sismos de magnitud 7.5 y suelos no cementados del Holoceno	69
4.13	Relación de r_d con respecto a la profundidad, para sismos de diferentes magnitudes	71
4.14	Criterio de interpretación para el coeficiente de correlación de Pearson	73
Capítulo 5: Planteamiento del problema		
5.1	Localización de sitios de análisis	74
5.2	SITIO 1 (S-02-B1)	75
5.3	SITIO 1 (CPTu-02 B2 V0)	76
5.4	SITIO 2 (S-05-B1)	77
5.5	SITIO 2 (CPTu-02 B2 V0)	78
5.6	SITIO 3 (S-07-B1)	79
5.7	SITIO 3 (CPTu-13 B2 V0)	80
Capítulo 6: Presentación y análisis de resultados		
6.1	Determinación del factor C_N mediante el análisis de datos de SPT	81
6.2	Determinación de factor de reducción r_d	83
6.3	Determinación de CSR y CRR	85
6.4	Factores de seguridad determinados por los métodos de 1983, 2001 y 2014 para los sitios de análisis	86
6.5	Determinación del factor C_N mediante el análisis de datos de CPT	88
6.6	Determinación de factor de reducción r_d	89
6.7	Determinación de CSR y CRR	90
6.8	Factores de seguridad determinados por los métodos de 1983, 2001 y 2014 para los sitios de análisis	91
6.9	Comparación de los resultados obtenidos del análisis realizado por el Método de 2001, para SPT y CPT	93
6.10	Gráfica de dispersión entre los valores de CSR de las pruebas SPT y CPT correspondiente a los sitios analizados	94

Índice de Tablas		Pág.
Capítulo 1: Antecedentes		
1.1	Clasificación de jales desde el punto de vista ingenieril	4
1.2	Relación de la compacidad relativa y la resistencia a la penetración estándar	6
1.3	Clasificación de la susceptibilidad a la licuación de suelo, según el medio de sedimentación y su edad	7
1.4	Tabla comparativa de los valores de intensidad, magnitud y aceleración	16
Capítulo 2: Reseña histórica		
2.1	Resumen de casos a nivel internacional en los que se ha presentado licuación	19
2.2	Resumen de algunos casos de licuación que se han presentado en México	33
Capítulo 3: Pruebas de campo		
3.1	Características de conos comerciales	48
Capítulo 4: Metodología		
4.1	Factores de seguridad para la evaluación del peligro de licuación	56
4.2	Correlación entre N y q_c en arenas limpias	59
4.3	Correcciones para SPT	63
4.4	Factores de escala de magnitud	64
Capítulo 6: Presentación y análisis de resultados		
6.1	Tabla resumen conformada con los resultados obtenidos del análisis con SPT y CPT, del coeficiente de correlación e intensidad para cada sitio	92
6.2	Valores de CSR según el procedimiento del método de 2001, entre SPT y CPT	94
ANEXO A1		
A1	Resumen de índices de energía para procedimientos SPT	100

CAPÍTULO 1: Antecedentes

El fenómeno de licuación de suelos es un problema muy serio, el cual ha sido estudiado durante años. En 1950, Terzaghi describió el fenómeno de la siguiente manera: “*El arreglo de las partículas de una arena fina o de un limo grueso, puede ser tan inestable que una ligera perturbación del equilibrio de los granos ocasiona un reacomodo de las partículas; como consecuencia, las partículas se asientan en posiciones más estables y la porosidad del sedimento decrece. Cuando ocurre este proceso arriba del nivel freático, no tiene mayor efecto notable, que el de generar asentamientos en la superficie del terreno. Opuestamente, de ocurrir bajo el nivel freático, sus consecuencias pueden ser catastróficas, ya que la viscosidad del agua que ocupa los vacíos de la arena impide un decremento rápido de la porosidad*” (Terzaghi, 1950).

Mogami y Kubo, en 1953, se refirieron al fenómeno como: “*el comportamiento que presentan los suelos débiles observado después de un sismo en el que se considera un cambio en la densidad de los materiales durante la vibración*”. Describieron ensayos sobre el comportamiento de los suelos granulares cuando eran sometidos a vibraciones armónicas verticales, y realizaron observaciones acerca de la resistencia al corte de dichos materiales, la cual disminuía considerablemente al incrementar la aceleración de la vibración (Mogami - Kubo, 1953).

Algunas de las fallas más devastadoras en la historia han sido producto del fenómeno de licuación, después de un evento sísmico importante, generando daños severos debido a la combinación de las propiedades del suelo con el movimiento.

El sismo de 1964 en Niigata, Japón (7.6 Mw), sin lugar a duda, fue el evento que centró la atención mundial en el fenómeno de licuación, debido a que los daños observados fueron mucho menores que en el sismo de Fukui en 1948 (6.8 Mw) a pesar de ser de mayor magnitud. Desde entonces, se ha intentado entender mejor el comportamiento de los suelos granulares ante la presencia de un evento sísmico.

Investigaciones posteriores realizadas en lugares como Niigata (Seed - Idriss, 1967) o Veracruz (Marsal, 1961) por mencionar algunos, han proporcionado información sobre este tema, además de mostrar evidencias sobre la recurrencia de licuación en sitios que conserven sus características, así como las condiciones en las que se presentó licuación en eventos previos (Youd, 1984).

Decimos que un sitio ha presentado licuación, cuando se observan evidencias como volcanes de arena, desplazamientos laterales, pérdida de soporte en las estructuras o fallas de flujo. Estos procesos pueden ser clasificados en dos grupos principales: *licuación de flujo y movilidad cíclica*.

La *licuación de flujo* en suelos ocurre en menor frecuencia, pero sus efectos suelen ser más graves debido a la pérdida repentina de la resistencia al corte; ésta se presenta principalmente en suelos sueltos. Las fallas de este tipo se caracterizan por la velocidad con la que se desarrollan y la extensa distancia que recorre el material involucrado.

La *movilidad cíclica* se presenta en una amplia gama de condiciones ya que puede presentarse tanto en suelos densos o sueltos y sus efectos pueden ser desde insignificantes hasta catastróficos. En este caso, las deformaciones que se presentan debido a estas fallas son impulsadas por esfuerzos cortantes cíclicos y estáticos, y se desarrollan gradualmente durante un sismo con el aumento gradual de la presión de poro; tiende a presentarse en sitios con pendiente suave o prácticamente planos y cercanos a cuerpos de agua (Kramer, 1996).

1.1 Factores que intervienen en el fenómeno de licuación

1.1.1 Tipo de suelo

El tipo de suelo es uno de los factores principales que nos puede indicar si se va o no a presentar licuación; por ejemplo, los suelos con una graduación uniforme suelen ser más susceptibles que aquellos bien graduados, debido a que los granos de diferentes tamaños ocupan el espacio de los vacíos en la estructura del suelo.

1.1.1.1 Suelos granulares

La distribución y la forma (redondeada o subredondeada) de las partículas influyen en la susceptibilidad que tiene un suelo a presentar licuación, siendo más susceptibles aquellos compuestos por materiales granulares, tales como arenas finas, arenas limosas en estado suelto y arenas con contenidos de finos menores al 10% (Jaime, 1978; Terzaghi et al., 1948).

Cuando el suelo es de grano fino o contiene cierta cantidad de finos (por ejemplo, entre 5 y 10%), la cohesión o adherencia entre las partículas más finas tiende a desarrollarse dificultando su separación, como consecuencia la arena con algunos finos presenta una mayor resistencia a licuarse. Sin embargo, esta afirmación depende de la naturaleza misma de los finos. Si estos, consisten en minerales cuya textura superficial seca es libre de adherencia, entonces, permitirán la separación entre partículas con mayor facilidad por lo que presentará un potencial de licuación similar al de una arena limpia (Ishihara K., 1996).

En la Figura 1.1 observa la distribución de las partículas de suelo que facilitan la ocurrencia del fenómeno de licuación propuestos, por Seed e Idriss (1967), Lee y Fitton (1968) y Kishida (1969); quienes determinaron mediante pruebas de laboratorio las envolventes mostradas.

Existen casos reportados, como los recopilados por Harder y Seed en 1986, en los que se ha presentado licuación en suelos con grava con son: 1) depósito de abanico aluvial de grava y arena en el sismo de Fukui, Japón, en 1948 (Ishihara, 1985); 2) la falla de flujo en Valdez, en zonas de arena y grava, en el sismo de Alaska en 1964 (Coulter-Migliaccio, 1966); 3) deslizamiento, en la capa de grava y arena, de la presa Shimen en el sismo de Haicheng China, de 1975 (Wang, 1984), por mencionar algunos (Harder-Seed, 1986).

Después del sismo de Loma Prieta, California en 1989, Boulanger junto con otros investigadores señalaron que un depósito arcilloso podría haber contribuido a las deformaciones observadas en la superficie en el área de Moss Landing, por lo que concluyeron que debería evitarse el uso indiscriminado de los criterios chinos como sustituto de las pruebas de laboratorio (Bray et al., 2004).

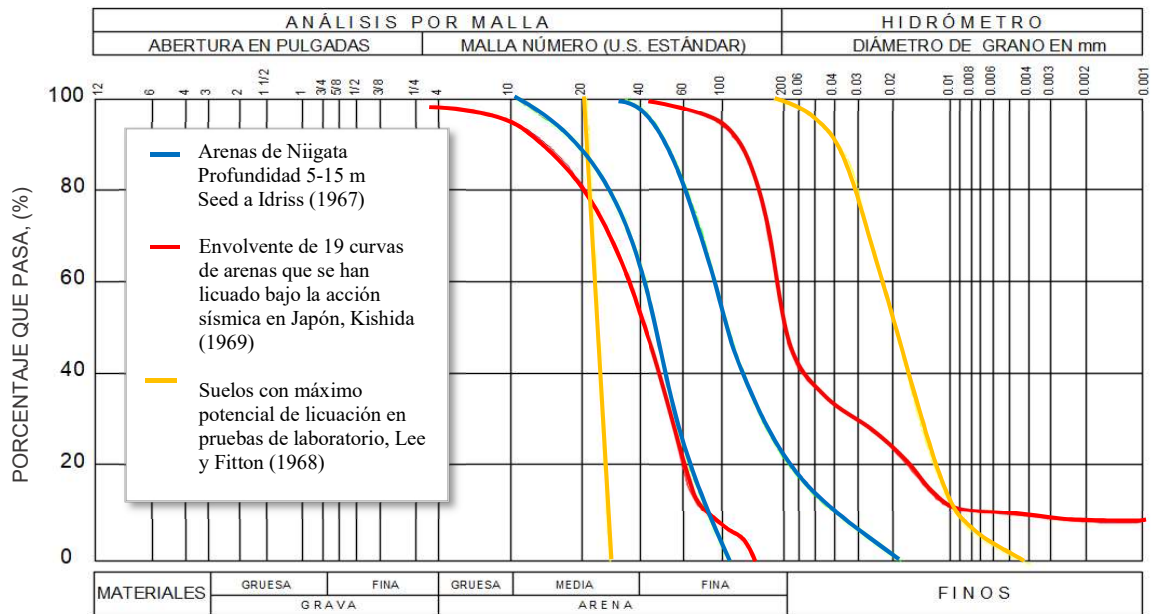


Figura 1.1 Determinación de suelos potencialmente licuables, en función de la distribución granulométrica. Henríquez, 2007.

La ubicación del suelo según la carta de plasticidad de Casagrande, en combinación con la clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), pueden ser considerados parámetros indicativos de suelos potencialmente licuables, por ejemplo: Youd en 1998 recomendó que los depósitos de suelo natural que contengan en su descripción "C" (CH, CL, SC y GC) pueden clasificarse como no licuables. Mientras que los suelos de granos fino presenten un $LL < 35$ y se localicen por debajo de la línea A o que tengan un $PI < 7$. También se observó que los suelos que tengan $LL < 30$ y $PI < 10$ serán licuables, mientras que aquellos con $30 < LL < 40$ y $10 < PI < 12$ caerán en el "rango de incierto" (Bray et al., 2004).

1.1.1.2 Rellenos

Los rellenos son materiales de naturaleza muy diversa, son producto de depósitos naturales (no controlados) o por acción del hombre (controlados).

Rellenos no controlados: Han sido depositados sin orden o algún criterio geotécnico, como es el caso de los derrumbes. En ellos se desconocen sus propiedades, es por eso que representa una gran incertidumbre, pues, es donde se han generado la mayor parte de los problemas geotécnicos debido a que no es posible anticipar de alguna manera su comportamiento.

Rellenos controlados: En estos depósitos se ha requerido de una metodología para su formación, pues se hace un diseño y se lleva un control de calidad, con la finalidad de cumplir con las propiedades mecánicas esperadas. Para ello se realiza una selección adecuada del material de formación vigilando que se consigan las propiedades para las que fue diseñado (CNA, 2007).

Otra categoría que podríamos considerar, y es en la que se han presentados importantes efectos por el fenómeno de licuación, son los *jales* o residuos mineros. Con el paso del tiempo y tras experiencias adversas, ahora podemos encontrar presas de almacenamiento con diversas metodologías para su formación. Al principio, los residuos eran vertidos sin ningún control dando lugar a los primeros depósitos de jales, eso aunado con una amplia gama de características físicas que pueden presentar dichos materiales, debido a que su composición está en función del material extraído y del proceso de recuperación utilizado (Tabla 1.1, Figura 1.2).

Tabla 1.1 Clasificación de Jales desde el punto de vista ingenieril.

Categoría	Características generales
Jales producto de roca suave Desechos finos de: - Carbón - Potasio	Contienen tanto fracciones finas, como arenosas. La naturaleza de las arcillas, influyen significativamente en las características y el comportamiento del material
Jales producto de roca dura Desechos finos de: - Plomo-zinc - Cobre - Oro-Plata - Molibdeno - Níquel	Pueden contener fracciones arenosas y limosas de baja o nula plasticidad. Predominan las características de las arenas
Jales granulares - Arenas de la extracción del petróleo - Uranio - Yeso - Taconita granular - Arenas fosfatadas	Arenas y limos gruesos no plásticos con comportamiento de arenas. Características favorables
Jales finos - Arcillas fosfatadas - Lodos rojos de Bauxita - Taconita fina (mineral de hierro) - Finos de las arenas del petróleo	La fracción arenosa, es muy pequeña o inexistente. Comportamiento predominante de los limos o las arcillas.

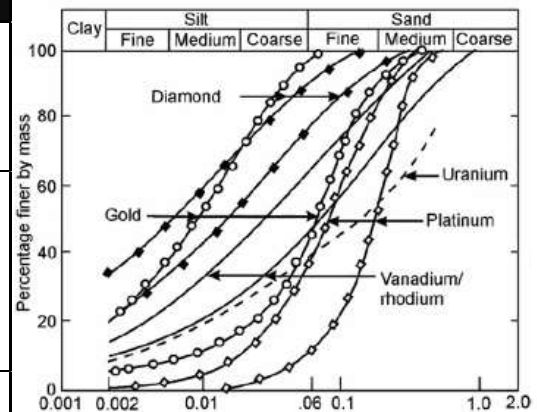


Figura 1.2 Rango de tamaños de partícula para diferentes jales (Blight, 2009).

Referencia: *Manual de Agua Potable y Saneamiento – Geotecnia en suelos inestables.* CONAGUA. Diciembre 2007.

1.1.2 Porcentaje de finos

El efecto de los finos en la masa de suelo puede manifestarse de diversas formas, éste depende de su origen y por ende de la mineralogía presente.

Existen estudios en los que se ha demostrado que dos especímenes de arena, con el mismo contenido de finos, pueden presentar características de deformación y resistencia considerablemente diferentes (Cubrinovski - Ishihara, 2002).

En las zonas donde se han presentado fallas por licuación, se ha observado que tanto las arenas limpias, como aquellas que contienen un pequeño porcentaje de finos son susceptibles a presentar licuación nuevamente.

Yamamuro y Lade, en 1977, mediante pruebas monotónicas sugirieron que las arenas sueltas con pequeñas cantidades de finos eran más compresibles ante presiones de confinamiento pequeñas que la arena limpia.

En 1984, Tokimatsu y Yoshimi observaron que los depósitos de arena con presencia de finos, tienen una resistencia a la licuación mayor a que las arenas limpias (con menos del 5% de finos) con el mismo valor de N y ésta tendencia disminuye al aumentar el contenido de finos. Las fallas más devastadoras ocurridas por licuación no se presentan en arenas limpias que tengan un valor de N >25 (SPT) y que los suelos que contienen un 20% de arcilla, difícilmente presentarán licuación a menos que tengan un índice de plasticidad bajo (Tokimatsu-Yoshimi, 1984).

1.1.3 Relación de vacíos

La relación de vacíos influye directamente en el cambio de volumen, pues a mayor relación de vacíos (e) el reacomodo de las partículas será mayor ante la ocurrencia de un sismo (Casagrande A. , 1975).

Cubrinovski e Ishihara mediante los datos recopilados de 300 especímenes de arenas naturales originarias de Cambria y Nevada (arenas limpias, arena con finos y arenas con pequeñas cantidades de finos) examinaron la influencia de los finos y cómo la relación de vacíos se ve afectada significativamente por la forma de las partículas, incrementando con la angulosidad o disminuyendo con la redondez de las partículas; el rango de tamaños y las variaciones en la forma de la curva de graduación (Youd, 1973). Observaron que, tanto $e_{máx}$ como $e_{mín}$ disminuían inicialmente a medida que el contenido de finos aumentaba de 0 a 20% aproximadamente. Por encima del 40 % de finos, las $e_{máx}$ y $e_{mín}$ aumentaban constantemente hasta alcanzar los valores más altos con un contenido de finos del 100 % (Cubrinovski - Ishihara, 2002).

1.1.4 Nivel freático

El nivel freático superficial o cerca de la superficie, es otro de los factores presente en muchos de los sitios que han reportado la ocurrencia de licuación (como aquellos sitios cercanos a los cuerpos de agua). Éste influye directamente en el comportamiento del suelo, ya que el agua ocupa los vacíos en la estructura del suelo (Kramer, 1996).

Los suelos arenosos más susceptibles a presentar licuación son aquellas que tienen coeficientes de permeabilidad en el rango de 10^{-5} a 10^{-3} m/s (Terzaghi et al., 1948).

1.1.5 Compacidad relativa o densidad relativa

El fenómeno de licuación ocurre en arenas limpias que presentan un $Dr < 40 - 60\%$, mientras que, dentro de este rango la susceptibilidad de ocurrencia de licuación, depende de la presión de confinamiento.

Usualmente se determina la compacidad relativa por métodos indirectos, mediante correlaciones con el número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT), como se observa en la Figura 1.3, propuesta por Terzaghi y Peck en 1948 y resumida en la Tabla 1.2

En 1936, Casagrande reconoció que el potencial de licuación se encontraba ligado con la relación de vacíos o la densidad relativa del suelo, llegando a la conclusión de que los suelos con compacidades relativas de muy baja a media son los más susceptibles (Esquinca, 1990).

Tabla 1.2 Relación de la compacidad relativa y la resistencia a la Penetración estándar

Descripción	Compacidad relativa (%)	Resistencia a la Penetración Estándar (N) Blows/ft
Muy suelto	< 20	< 4
Suelto	20 - 40	4 - 10
Mediana	40 - 60	10 - 30
Denso	60 - 80	30 - 50
Muy denso	> 80	> 50

Los valores de esta tabla deben utilizarse con precaución y sólo si las pruebas de penetración estándar son realizadas siguiendo la normativa correspondiente.

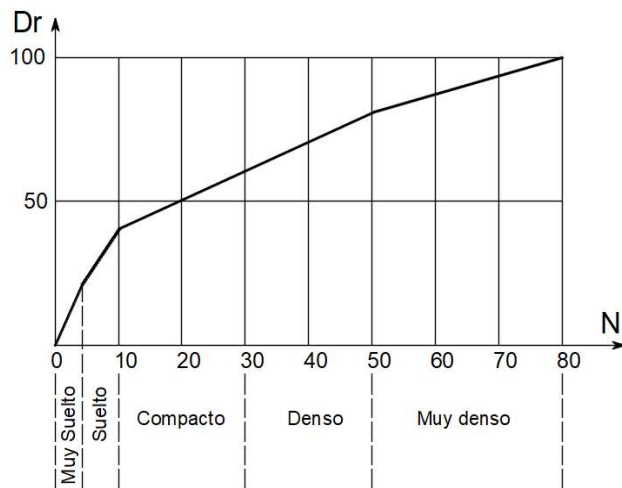


Figura 1.3 Relación entre el valor del ensayo de penetración estándar (N) y la densidad relativa (Terzaghi y Peck, 1948)

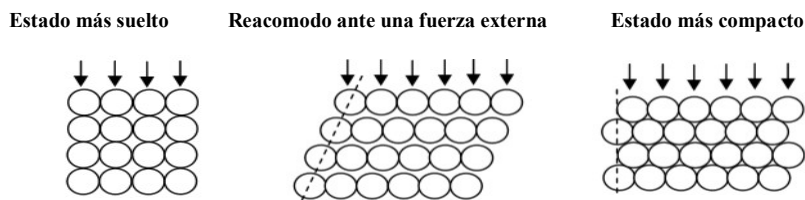


Figura 1.4 Compacidad de un conjunto de partículas con características uniformes (Mitchell - Soga, 1930)

En la Figura 1.4, se ilustra con un conjunto de esferas el comportamiento del suelo, tratando de simular un material uniforme en estado suelto y el reacomodo que se presenta ante un movimiento externo, así como el resultado final equivalente a un estado con una menor relación de vacíos y, por lo tanto, más denso.

1.1.6 Aspectos geológicos del sitio

Las fallas inducidas al suelo por un evento sísmico pueden ser delimitadas debido a entornos geológicos.

Existen informes publicados sobre el comportamiento de los suelos ante eventos sísmicos que muestran que los depósitos superficiales saturados, fluviales, deltaicos y eólicos del Holoceno, así como los rellenos artificiales mal compactados, tienen una mayor susceptibilidad a la licuación; tal como se describe en la Tabla 1.3 (Hoose et al., 1977).

Tabla 1.3 Clasificación de la susceptibilidad a la licuación de un suelo, según el medio de sedimentación y su edad.

	Tipo de depósito	Distribución de los sedimentos no cohesivos	Probabilidad de que los sedimentos no cohesivos saturados sean susceptibles a licuación (por la edad del depósito)			
			< 500 años	Holoceno	Pleistoceno	Plioceno
Depósitos continentales	Canales de río	Localmente variable	Muy alta	Alta	Baja	Muy baja
	Llanura de inundación	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Abanicos y llanos aluviales	Amplia	Moderada	Baja	Baja	Muy baja
	Terrazas y llanuras marinas	Amplia	-	Baja	Muy baja	Muy baja
	Deltas y abanicos deltaicos	Amplia	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Lacustre y playa	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Coluvial	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Talud	Amplia	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
	Dunas	Amplia	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Loess	Variable	Alta	Alta	Alta	?
	Till glaciar	Variable	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
	Tobas	Rara	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
	Tefra	Amplia	Alta	Alta	?	?
	Suelos residuales	Rara	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Sebka	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja	
Zona Costera	Delta	Amplia	Muy alta	Alta	Baja	Muy baja
	Estuarios	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Playas de alta energía de oleaje	Amplia	Moderada	Baja	Muy baja	Muy baja
	Playas de baja energía de oleaje	Amplia	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Laguna	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
	Orilla del mar	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Artificiales	Rellenos no compactados	Variable	Muy alta	-	-	-
	Rellenos compactados	Variable	Baja	-	-	-

Referencia: Mapping liquefaction-induced ground failure potential. (Youd-Perkins, 1978)

La historia de formación de los depósitos también influye considerablemente en la estructura de la arena. Por ejemplo, los depósitos que presentan cementación por oxidación, carbonatación u otro agente, pueden ser menos susceptibles a presentar licuación.

Mientras que los depósitos de arena del Pleistoceno generalmente presentan menores susceptibilidades, y los depósitos de labranza glacial, ricos en arcilla y del pre-pleistoceno suelen no verse afectados en absoluto por licuación (Esquinca, 1990).

Los depósitos que han sufrido los efectos de licuación son aquellos que fueron sedimentados en un entorno fluvial y aquellos encontrados en los deltas de los ríos.

Los depósitos de arena coluviales y eólicos han presentado problemas también, pero sólo en estado saturado, mientras que los depósitos de abanico aluvial, llanura aluvial, playas, dunas y estuarios también se han visto afectados, pero no con tanta frecuencia.

Los depósitos del Holoceno y de épocas más recientes (menores a 10,000 años), son los que han presentado más casos de licuación que aquellos originarios del Pleistoceno, debido a la presión de sobrecarga y compacidad del sedimento que presentan.

1.1.7 Características sismológicas

Los sismos ocurren continuamente alrededor del mundo, afortunadamente la mayoría son imperceptibles, sólo un pequeño porcentaje de éstos son lo suficientemente grandes para causar daños severos y pérdidas humanas.

México es un país de alta sismicidad y ha sido afectado considerablemente en épocas pasadas por el fenómeno de licuación, éste no ha tenido presencia en todo el territorio, debido a las características del suelo que podemos encontrar en cada sitio.

Existen varias fuentes generadoras de sismos por lo que identificarlas según su tipo, así como por su comportamiento, nos permite entender un poco mejor las posibles amenazas. Por ejemplo: a) estructuras en la corteza continental, b) fuentes asociadas a los movimientos entre placas, c) colapso de grandes estructuras en el interior de la masa de suelo, d) fuentes explosivas, e) volcánicas y f) de impacto. Dichas fuentes, generan vibraciones o perturbaciones que son reflejadas por las discontinuidades del suelo y refractadas de una capa a otra, según la estratigrafía del depósito (Ortega et al., 2002).

Durante un evento sísmico ocurren diferentes tipos de onda, como son las ondas de cuerpo (ondas primarias y secundarias) y las ondas de superficie (ondas Love y Rayleigh), como se puede apreciar en el sismograma total de la Figuras 1.5 y los tipos de movimiento mostrados en la Figura 1.6.

Conocer la sismicidad local permite determinar la magnitud y la aceleración máxima que se presentó anteriormente en el sitio en estudio, así el registro histórico de los sismos puede ser uno de los indicios del potencial que existe para futuros eventos.

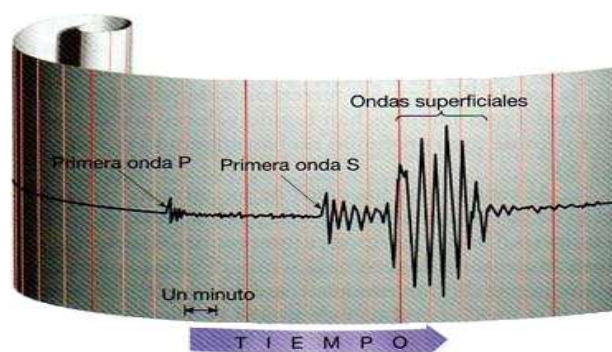


Figura 1.5 Sismograma total (Google, s.f.)

En los suelos granulares los sismos generan considerables asentamientos, por lo que es necesario enfatizar que el fenómeno de licuación depende de la magnitud, duración, distancia del epicentro y el número de ciclos que se presentan durante el sismo. Por otro lado, consideremos, que la energía liberada durante un sismo está en función del tipo de roca y del tamaño de la masa rocosa en la que se almacene la energía. Es por ello que, a mayor recurrencia sísmica, la liberación de la energía tendrá un proceso gradual y por ende la acumulación de esfuerzos en la zona será menor.

De manera puntual, la ubicación geográfica de México es un tanto compleja, pues se localiza dentro del llamado “Cinturón de fuego” que lo hace propenso a la actividad sísmica (Figura 1.6). Además, también está presente la llamada “Faja Volcánica Transmexicana” (FVTM), que cruza el territorio de Este a Oeste y, que alberga los principales volcanes activos del país; aunque la sismicidad originada por los volcanes genera sismos de pequeñas magnitudes en zonas aledañas a éstos (Córdoba-Sieron, 2017).

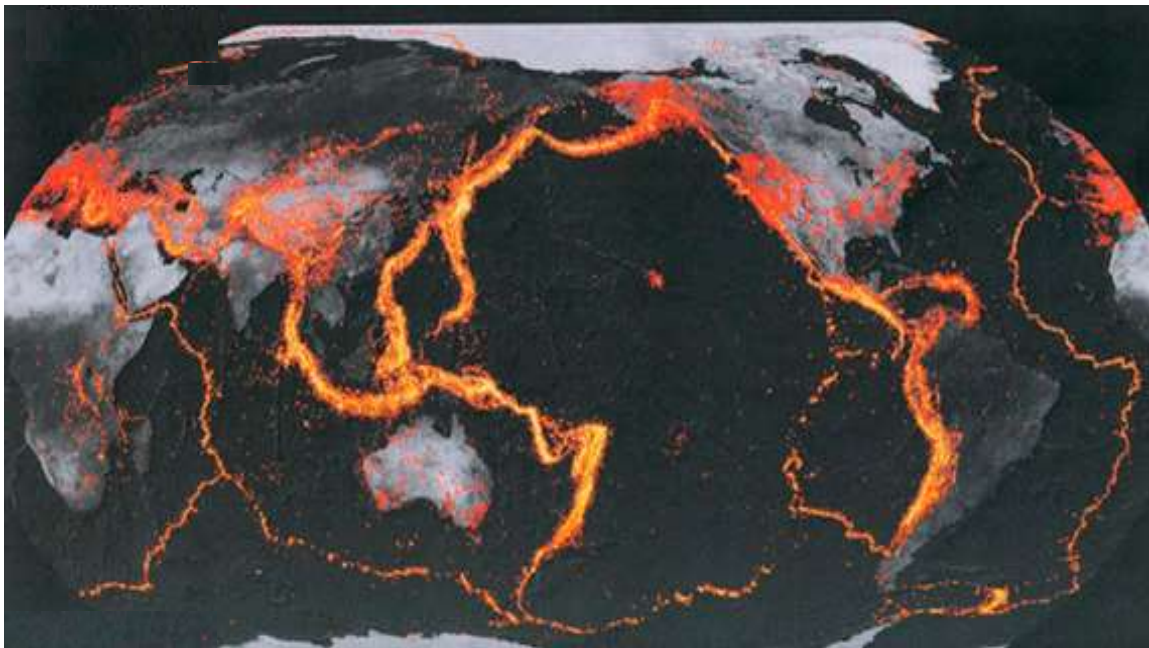


Figura 1.6 Cinturón de Fuego y placas tectónicas
(Google, s.f.)

El territorio mexicano se encuentra inmerso dentro de 5 placas tectónicas (Figura 1.9): la mayor parte se encuentra sobre la placa norteamericana (la cual se extiende por toda Norteamérica, parte del Océano Atlántico y Asia), la Península de Baja California se localiza sobre la placa del pacífico, el sur de Chiapas se encuentra dentro de la placa del caribe y dos placas oceánicas también forman parte del territorio (Placas Rivera y Cocos).

La placa del Caribe se desplaza hacia el Este respecto a la placa norteamericana, a lo largo del sistema de fallas Motagua – Polochic, en movimiento transcurrente, igual que el movimiento entre la placa del Pacífico y la placa norteamericana.

En la república mexicana se pueden presentar diferentes tipos de sismos (Figura 1.7), debido a los mecanismos sismogénicos que se ven involucrados. Podemos encontrar sismos transcurrentes (por ejemplo, la falla de San Andrés); sismos de fallamiento normal o de profundidad intermedia (se producen dentro el continente, como el sismo del 2017 en el estado de Puebla); sismos intraplaca (sistema de fallas Acambay); sismos locales debido a los sistemas de fallas presentes en cada estado; y los sismos de subducción o convergentes, estos últimos son los más preocupantes (Jaimes et al, 2011).

La sismicidad en las *zonas de subducción* es una de las principales amenazas en el mundo, pues en sitios cercanos a éstas, es donde se han localizados los eventos más destructivos y también con las mayores magnitudes registradas (Espíndola-Pérez, 2018).

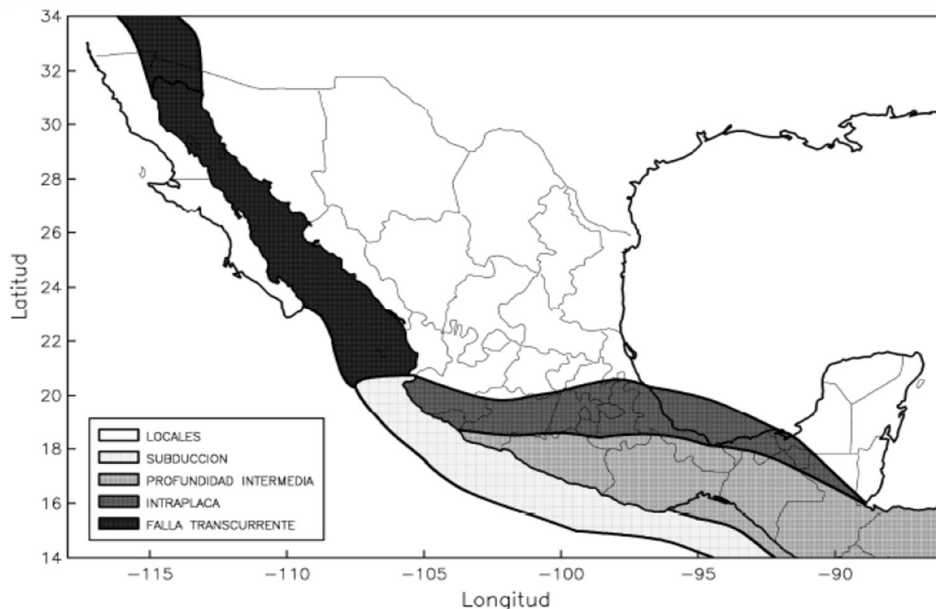
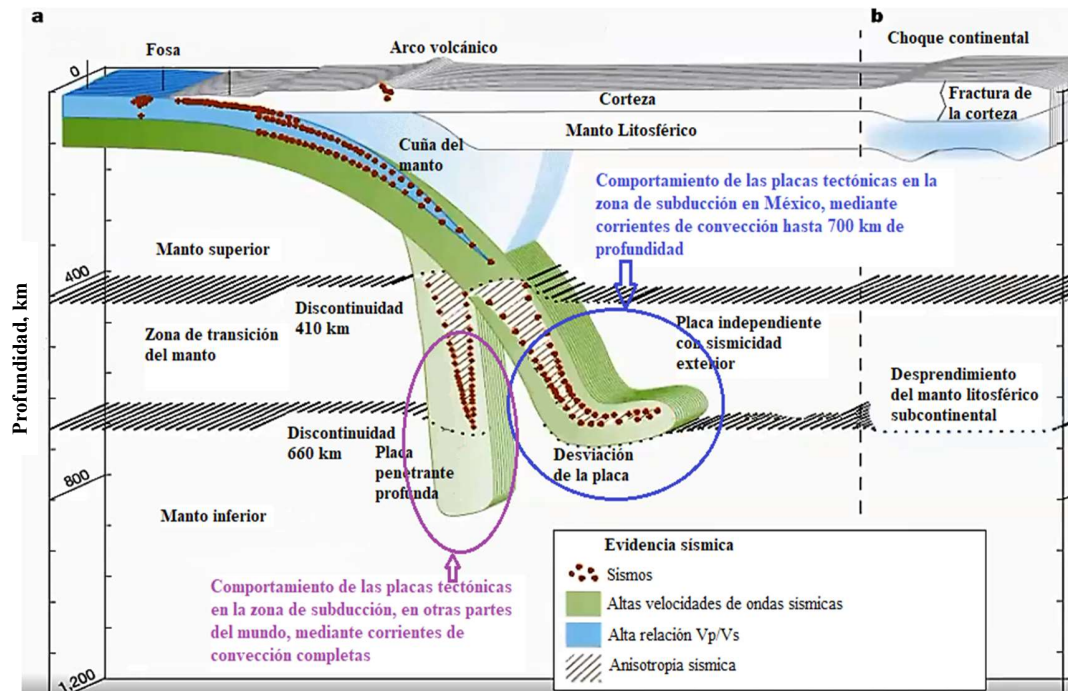


Figura 1.7 Fuentes potenciales de sismos en el territorio mexicano

Las zonas de subducción son propensas a grandes sismos ya que dos placas se mueven una contra la otra. En ocasiones, cuando existe un bloqueo en el que las placas se “traban”, aumentando los esfuerzos entre ellas. La liberación de dichos esfuerzos puede ser de manera paulatina o llegar hasta el punto de rotura, en cuyo caso se levanta el fondo oceánico y genera sismos de grandes magnitudes, tal es el caso del sismo de Michoacán, en 1985 (Caltech, 2009).

En el sureste mexicano se encuentra una zona de subducción, en donde el fondo oceánico de la placa de Cocos está forzando su descenso, como se aprecia en la Figura 1.8, bajo el borde continental de la placa Norteamericana; esta zona abarca desde la costa de Jalisco hasta la frontera con Guatemala, a lo largo de la costa del Océano Pacífico (Martínez-Mendoza, 2016).

Es necesario considerar la posible afectación que se podría presentar debido a la cercanía de los volcanes, pues algunos de ellos han mostrado actividad en los últimos 10 000 años, por ejemplo, la FVTM que atraviesa los estados de Jalisco, Michoacán, Guanajuato, Edo. México, Querétaro, Hidalgo, Guerrero, Morelos, CDMX, Puebla, Tlaxcala y Veracruz, y continúa activa hasta nuestros días.



En el caso de la zona de subducción en el Caso de México

A diferencia de otras zonas de subducción, en el Caso de México, está presente una parte plana, que aproximadamente consta de 250 km hacia adentro, para luego descender abruptamente (Lo antes mencionado se encuentra aún en estudio).

Figura 1.8 Comportamiento de las Placas Tectónicas en la Costa Mexicana. Zona de Subducción hasta 700 metros (aún en estudio). Conferencia: “El uso de la sismología para conocer la estructura de la Tierra”. Xyoli Pérez Campos (junio 2021)

En la Figura 1.9 indicado con color rojo tenemos delimitadas las placas tectónicas que conforman la República Mexicana; las flechas de color púrpura nos indican el movimiento relativo entre placas y, por último, en las áreas indicadas en azul oscuro se muestran algunas de las zonas que han sido afectadas por licuación.

Además de la sismicidad presente en cada sitio debido al movimiento de las placas, en cada región existe una sismicidad local debida a la presencia de fallas geológicas. A continuación, se enlistan algunas de las fallas existentes en los lugares donde se ha presentado el fenómeno de licuación en México.

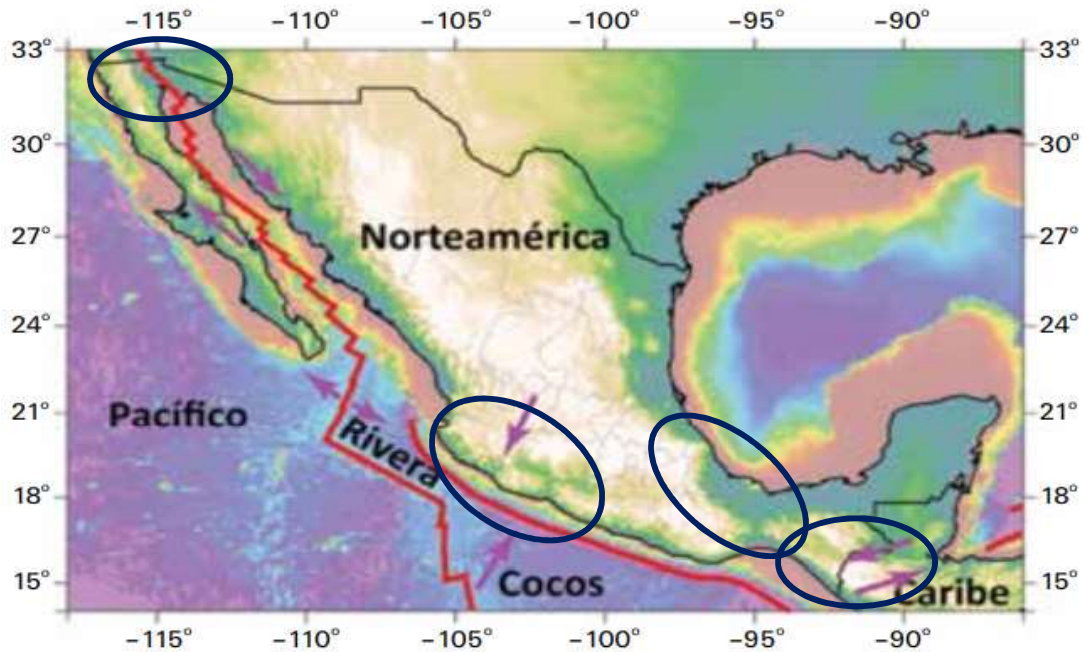


Figura 1.9 Mapa de la República con las zonas en las que se ha presentado licuación(Google, s.f.) Imagen con modificaciones por parte del autor

Baja California¹

- Falla de la Cucapáh
- Sistema de fallas San Andrés - Golfo de California
- Sistema de fallas Imperial – Cerro Prieto
- Falla Tres Hermanas
- Sistema de fallas San Miguel – Vallecitos – Calabaza
- Falla El Descanso – Estero
- Falla San Jacinto
- Sistema de fallas Elsinore – Laguna Salada
- Sistema de fallas Sierra Juárez–Sierra San Pedro Mártir
- Sistema de fallas Motagua – Polochic
- Falla Borrego
- Falla Pescaderos
- Fallas del Golfo de California

Chiapas²

- Sistema de fallas Motagua – Polochic
- Sistema de fallas Chortis
- Falla Chixoy – Polochic
- Falla Quintana Roo

- Falla La Venta
- Falla San Fernando
- Falla Malpaso – Muñiz
- Falla Chicoasén – Malpaso
- Falla Chacté – Ocosingo (Tecpatán– Bochil – Ocosingo)
- Falla Bajacú
- Falla Huixtán
- Falla Telestaquín – San Cristóbal
- Falla El Batolito de Chiapas

Colima³

- Sistema de fallas Salsipuedes - Los Tepames
- Sistema de falla La Higuera - Tinajas
- Falla El Naranjito
- Falla Peña Blanca
- Falla La Otatera
- Falla La Alondrita
- Falla Piscila
- Falla las Trancas I
- Falla La Salada

¹ Catálogo de fallas regionales activas en el Norte de Baja California, México

² Microzonificación sísmica de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

³ Crónica de Seis siglos de sismos en México: lecciones aprendidas y perspectivas

Michoacán⁴

- Sistema de fallas Acambay - Morelia
- Falla Pastores
- Falla de Venta de Bravo
- Falla de Epitacio Huerta
- Falla de la Central Camionera
- Falla Cerritos
- Falla Torremolino
- Falla Cointzio
- Falla La Paloma
- Sistema de fallas La Piedad Yurécuaro
- Falla Los Manantiales
- Falla Los Girasoles
- Falla Chapultepec
- Sistema de fallas de Cuitzeo
- Sistema de fallas de la región de Villa Chavinda – Ixtlán de los Hervores

Puebla⁵

- Falla Atoyac - Minas
- Falla Clarión
- Falla de Tehuacán – Cd. Serdán
- Falla Malintzi o Tlaxcala – Puebla
- Falla Popocatepetl – Chignahuapan
- Sistema de fallas La Paz – Loreto – Guadalupe - Analucan
- Sistema de fallas Colorado – La Paz - Agua Azul
- Falla San Bartolo
- Falla Tepezuchitl
- Falla Chinguñoso

Veracruz

- Falla Clarión
- Falla Zacamboxo
- Sierra de los Tuxtlas
- Falla del Istmo de Tehuantepec

1.1.7.1 Regionalización sísmica

Debido a las condiciones sísmicas antes mencionadas, la República Mexicana se encuentra dividida en 4 zonas sísmicas (A, B, C y D). Estas regiones parten de Manuales en los que las condiciones sísmicas son consideradas, tal como el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, (CFE, 2015) y en su correspondiente programa PRODISIS, mostrado en la Figura 1.10

ESTADO	ZONA
Aguascalientes	A - B
Baja California Norte	C - D
Baja California Sur	B - C
Campeche	A - B
Coahuila	A - B
Colima	D
Chiapas	B - C - D
Chihuahua	A - B
Ciudad de México	B
Durango	A - B
Guanajuato	B
Guerrero	C - D
Hidalgo	B
Jalisco	B - C - D
Michoacán	B - C - D
Morelos	B - C
Nayarit	B - C
Nuevo León	A
Oaxaca	C - D
Puebla	B - C
Querétaro	B
Quintana Roo	A
San Luis Potosí	A - B
Sinaloa	B - C
Sonora	B - C
Tabasco	B
Tamaulipas	A
Tlaxcala	B
Veracruz	B - C
Yucatán	A
Zacatecas	A - B



Figura 1.10 Regionalización sísmica.
Ref. PRODISIS

⁴ Efectos geológicos de la tectónica reciente en la parte central de México

⁵ Crónica de Seis siglos de sismos en México: lecciones aprendidas y perspectivas

La **zona A (verde)**, es de la que no se tiene registro de sismos en los últimos 80 años, por lo que no se esperan aceleraciones del suelo mayores a 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.

La **zona B y C (amarillo y naranja)** son las intermedias, donde los sismos que se presentan no son tan frecuentes o en la que las zonas afectadas no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad.

La **zona D (roja)** es donde se han presentado los sismos de mayores magnitudes, en los que la ocurrencia de los sismos es muy alta y las aceleraciones exceden el 70% de la aceleración de la gravedad.

1.1.8 Magnitud de un sismo

La magnitud de un sismo busca caracterizar el tamaño y la energía que se liberó durante el mismo, se mide en escala logarítmica de tal forma que cada unidad de magnitud corresponde a un incremento de raíz cuadrada de 1000, o bien, de aproximadamente 32 veces la energía liberada. Es decir, un sismo de magnitud 8 es 32 veces más grande que uno de magnitud 7; 1000 veces más grande que uno de magnitud 6; 32000 veces más grande que uno de magnitud 5 y así sucesivamente (SSN). En las Figuras 1.11 y 1.12 se muestran algunos de los eventos sísmicos mencionados en este trabajo y su correspondiente energía liberada.

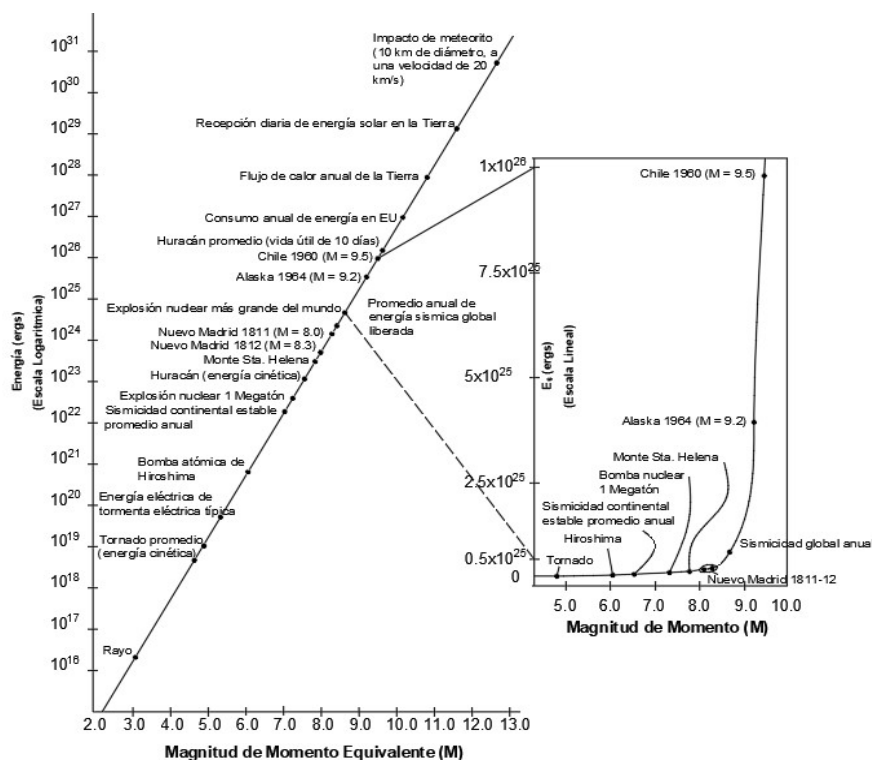


Figura 1.11 Energía relativa de fenómenos naturales comparada con la energía de eventos generados por el hombre. *Geotechnical Earthquake Engineering* (Kramer, 1996)

La magnitud de sismos conocida como Escala Richter, no puede ser utilizada para sismos distantes (mayores a 600 km), debido a que las ondas de cuerpo (P y S) decaen con mayor rapidez que las ondas superficiales. Además, está basada en lecturas de sismogramas recabadas por un sismógrafo de torsión Wood-Anderson, y no es posible hacer cálculos directos utilizando los sismogramas de otras partes del mundo (Villaverde, 2009).

Sin embargo, existen varios tipos de magnitud, actualmente la más utilizada es la Magnitud de Momento Sísmico (M_w), relacionada con el tamaño de la ruptura de la falla geológica cercana y al deslizamiento que la provoca (Espíndola-Pérez, 2018).

La escala de momento (M_w) comenzó a utilizarse en 1979, y se fundamenta en el concepto del “momento sísmico”, el cual representa la cantidad de energía liberada durante un evento y se define a partir de tres parámetros (RSN, 2021):

1. Tamaño del área que se deslizó en el plano de falla
2. El desplazamiento que se presentó en dicha área (centímetros o metros)
3. Fuerza requerida para vencer la fricción que mantenían las rocas adheridas entre sí en ambos lados de la falla.

La duración del movimiento del suelo durante un sismo aumenta con el incremento de la magnitud del evento; influenciado también por el tipo de suelo que podría amplificar el efecto de propagación de las ondas.

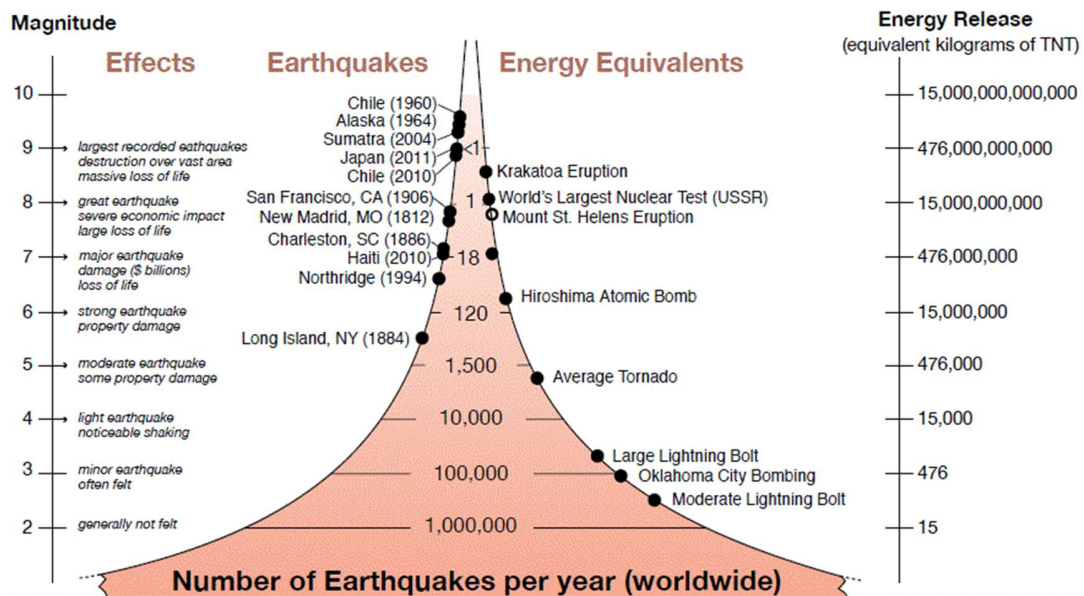


Figura 1.12 Frecuencia de sismos según su magnitud
United States Geological Survey

1.1.9 Intensidad de un sismo

La intensidad es un parámetro utilizado para la descripción del efecto destructivo del sismo en el sitio y sus alrededores, el valor depende del sitio de observación y puede ser que disminuya con la distancia del epicentro.

En 1902, Mercalli propuso una escala para cuantificar la intensidad de los sismos, basada en tres criterios: 1) la percepción de las personas en el sitio, 2) los efectos presentes en la infraestructura y 3) la afectación al medio ambiente. Fue modificada posteriormente en 1931, por lo que se conoce como Escala de Mercalli Modificada, mostrada en la Tabla 1.4, y es utilizadas hasta nuestros días. (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

Tabla 1.4 Tabla comparativa de los valores de intensidad, magnitud y aceleración.

<i>Intensidad</i>	<i>Escala de la Intensidad</i>	<i>Magnitud (Escala Richter)</i>	<i>Aceleración Máxima del Terreno (g)</i>
I	No Percibido	< 2.3	< 0.002
II	Sentido solo por algunas personas en posición de descanso, especialmente en pisos altos. Objetos suspendidos oscilan un poco.	2.3 - 2.9	0.002 - 0.003
III	Sentido en el interior. Muchas personas no lo reconocen como un temblor. Automóviles parados se balancean. Vibraciones como el paso de un camión pequeño. Duración apreciable.	3.0 - 4.1	0.004 - 0.007
IV	Sentido en el interior por muchos, en el exterior por pocos. Ventanas, platos, puertas vibran. Las paredes crujen. Vibraciones como el paso de un camión grande; sensación de sacudida como un balón pesado. Automóviles parados se balancean apreciablemente.	3.7 - 4.2	0.015 - 0.02
V	Sentido casi por todo el mundo; muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas, etc. se rompen; algunas casas de mampostería se agrietan. Objetos inestables volcados. Las puertas se balancean, se cierran, se abren	4.3 - 4.9	0.03 - 0.04
VI	Árboles y arbustos sacudidos visiblemente. Sentido por todos, muchos se asustan y corren al exterior. Es difícil andar. Ventanas, platos y objetos de vidrio se rompen. Algunos muebles pesados se mueven; se caen algunas casas de mampostería. Daños leves.	5.0 - 5.6	0.06 - 0.07
VII	Todo el mundo corre al exterior. Daños muy pequeños en edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras bien construidas; considerable en las mal construidas. Sentido por conductores.	5.7 - 6.2	0.1 - 0.15
VIII	Daño leve en estructuras especialmente diseñadas para terremotos; considerable hasta con colapso parcial en edificios corrientes; mayor en estructuras pobremente construidas. Los paneles de las paredes se salen de los marcos. Se caen monumentos, columnas y paredes. Se viran muebles pesados. Pequeños corrimientos de arena y fango.	6.3 - 6.9	0.25 - 0.30
IX	Daño considerable en estructuras de diseño y construcción buena, estructuras bien diseñadas, desplazadas de sus cimientos; mayor en edificios corrientes con colapso parcial y total. Amplias grietas en el suelo. Eyección de arena y barro en áreas de aluvial. Tuberías subterráneas rotas.	7.0 - 7.6	0.5 - 0.55
X	Algunas estructuras bien construidas en madera y puentes destruidos, la mayoría de las construcciones y estructuras de armazón destruidas con sus cimientos. Grietas grandes en el suelo. Deslizamientos de tierra, agua rebasa las orillas de canales de ríos, lagos etc. arena y barro desplazados lateralmente	7.7 - 8.2	> 0.6
XI	Colapso de la mayoría de las estructuras de cemento y hormigón. Puentes y otras vías de transporte seriamente afectados	8.3 - 9.0	> 0.6
XII	Pérdida total en la infraestructura. Grandes masas de rocas desplazadas. Objetos pesados lanzados al aire verticalmente con facilidad.	> 9.0	> 0.6

Referencia: <http://redsismica.uprm.edu/Spanish/educacion/terremotos/tamano.php>

En cada sitio la percepción que se tiene de los sismos varía en función de las condiciones del subsuelo, presencia del nivel freático y la vulnerabilidad que pueda presentar a la licuación, dependerá en gran medida de la magnitud de los esfuerzos o deformaciones inducidas por los sismos, lo cual, se relaciona con la intensidad del movimiento y la duración.

1.1.10 Estado inicial de esfuerzos y comportamiento del suelo

Los esfuerzos *in situ* o debidos al peso propio del material en condiciones estáticas, cumplen un papel fundamental en el comportamiento que presentará el suelo en cualquier obra de ingeniería; en el caso de materiales granulares para el análisis de licuación será el punto de partida para describir el tipo comportamiento que el suelo podría presentar (Figura 1.13).

Se dice que un espécimen presenta un **comportamiento contractivo**, si tiende a disminuir de volumen cuando se somete a incrementos de esfuerzo (en este caso, un sismo o alguna perturbación súbita), lo que provoca que el volumen del suelo disminuya o que aumente la presión de poro.

Una muestra de suelo presenta un **comportamiento dilatante** si ésta tiende a aumentar de volumen cuando se somete a un incremento de esfuerzo, mientras se aumenta el esfuerzo desviador, el volumen aumentará o la presión de poro disminuirá.

La **movilidad cíclica**, es el ablandamiento progresivo de una muestra de arena saturada, cuando se somete a una carga cíclica (Castro, 1969).

En el laboratorio, en pruebas cíclicas no drenadas de arenas saturadas, se ha observado que la movilidad cíclica se desarrolla y da lugar a grandes deformaciones, las cuales son debidas a la redistribución en la relación de vacíos dentro del espécimen.

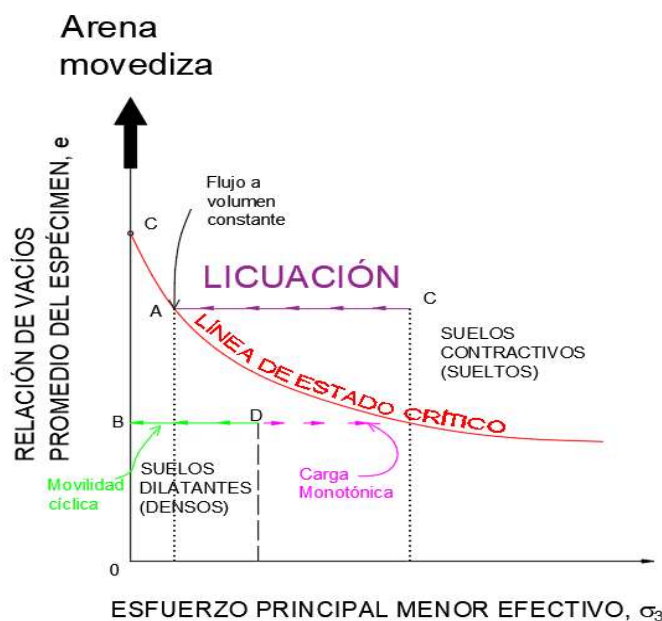


Figura 1.13 Diagrama de estado
Referencia: Factors Affecting
Liquefaction and Cyclic Mobility
(Castro-Poulos, 1977)

1.2 Evidencias de la ocurrencia de licuación

Una vez finalizado el evento que haya propiciado la licuación, ya sea un evento sísmico, o una perturbación repentina (impacto), existen ciertos modos de falla que nos pueden dar indicios de que se ha presentado dicho fenómeno.

➤ *Pérdida de capacidad de soporte*: Se origina por la pérdida de resistencia del suelo, provocando grandes deformaciones las cuales generan asentamientos y rotación de las estructuras desplantadas sobre el material (Figura 1.14a).



➤ *Desplazamientos laterales (lateral spreading)*: Se presentan como deformaciones laterales de bloques de suelo, que van desde unos pocos centímetros hasta decenas; son superficiales y pueden ocurrir en taludes con pendientes muy pequeñas (menor a 5°) e inclusive horizontales. El suelo desplazado, usualmente, presenta fisuras, grietas e inclinaciones en la superficie de falla, con movimiento con tendencia hacia los cuerpos de agua (Figura 1.14b); afectando las cimentaciones ubicadas sobre el bloque del área afectada (Villegas, 2001).



➤ *Falla de flujo*: Es la más catastrófica, se presenta en sitios con pendientes mayores a 5°, con desplazamiento desde metros hasta kilómetros. Los flujos suelen ser muy extensos y producir daños muy severos en las estructuras que se encuentran sobre ellos o en su trayectoria de desplazamiento (Figura 1.14c). Son deslizamientos en los que la superficie principal de falla resulta cóncava hacia arriba, en forma de concha o cuchara (Fuentealba, 2015).



➤ *Volcanes de arena*: Son prueba diagnóstica de la elevación en la presión de poro. Durante el sismo se forman vías por el escape de agua hacia la superficie, de zonas de alta presión de poro a poca profundidad (Figura 1.14d). El agua tiende a fluir a través de discontinuidades o grietas, en forma de flujos de agua y aire mezclados, con una cantidad considerable de sedimentos finos en suspensión que se depositan en forma cónica alrededor de la boca (Committee on Earthquake Engineering, 1985).

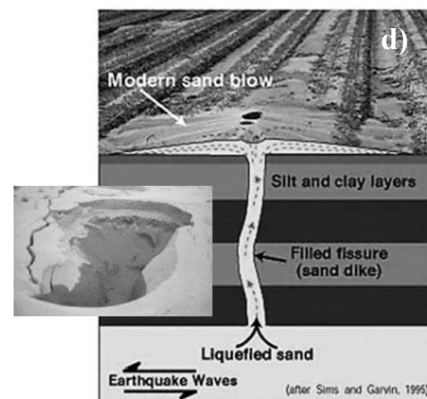


Figura 1.14 Evidencias de la ocurrencia de licuación. (Google, s.f.)

CAPÍTULO 2: Reseña Histórica

2.1 Casos de licuación en la Literatura Internacional

Los casos de licuación se han presentado alrededor del mundo, pero no fue sino hasta 1964, en Niigata, Japón y Anchorage, Alaska donde se reconoció el término licuación como ahora lo conocemos. Existen numerosos registros históricos y geológicos donde han quedado plasmadas las evidencias de este fenómeno debido a los daños que puede ocasionar.

En la Tabla 2.1 se muestra un resumen de algunos eventos sísmicos en los que se ha presentado licuación, mismos que serán descritos en párrafos posteriores.

Tabla 2.1 Resumen de casos a nivel internacional en los que se ha presentado licuación

<i>Sismo</i>	<i>Magnitud Mw</i>	<i>Tipo de depósito</i>	<i>Daños generados</i>
Valdivia, Chile (mayo 22, 1960) "El gran terremoto de Valdivia"	9.5	Rellenos artificiales mal compactados	Asentamiento de Valdivia (2.7 m) Alteración de la rotación de la Tierra
Niigata, Japón (junio 16, 1969)	7.6	Depósitos del Holoceno: arena (uniforme), sedimentos marinos	Volteo y colapso de edificaciones Asentamientos de hasta 3.8 m
Loma Prieta, San Francisco (octubre 17, 1989)	6.9	Depósitos del Holoceno, pobremente consolidados	Colapso de estructuras
Kobe, Hanshin-Awaji (enero 17, 1995)	6.9	Depósitos de arenas sueltas	Destruyó 150 000 edificaciones
Pisco, Perú (agosto 15 2007)	8.0	Depósitos del Holoceno: arenas saturadas	Falla de taludes, presencia de conos de arena y desplazamientos laterales con agrietamiento significativo
Maule, Chile (febrero 27, 2010)	8.8	Depósitos aluviales, y rellenos artificiales mal compactados	120 sitios con presencia de licuación, daños en puentes, puertos, colapso de infraestructura, viviendas y servicios
Tohoku, Japón (marzo 11, 2011)	9.1	Materiales de relleno mal compactado y aluvión reciente	Desplazamiento de la isla Honshu Desviación del eje de la Tierra Tsunami con efectos en Hawaii, Alaska y Chile
Palu, Indonesia (septiembre 28, 2018)	7.5	Depósitos del Holoceno: abanico de aluvión limos y arenas	Zonas bastante afectadas por fallas de flujo a gran escala: Petobo, Palu, Sulawesi, Sibalaya, Balaroa, Lolu Village y Jono Oge.

2.1.1 Presa “Fort Peck”, Estados Unidos (1938)

Ubicada en el noreste de Montana, Estados Unidos, cerca de Glasgow y adyacente a la comunidad de Fort Peck. Fue construida con arenas de río y suelos granulares de grano fino de origen aluvial, sobre un estrato de 130 pies de arenas, gravas y arcillas de origen aluvial, debajo del cual, se encontraba una arcilla (lutita) laminada con capas intercaladas de bentonita (Figura 2.1).



Figura 2.1 Falla de flujo de la Presa Fort Peck, Montana, EE.UU. (1938). (Association of state dams safety, 1984)

La presa fue construida con el método de relleno hidráulico, con arenas de río y suelos aluviales granulares. La falla ocurrió cuando la presa se encontraba a capacidad completa; presentó licuación⁶ en el material de desplante, además de problemas propios de la lutita que se encontraba en el depósito de suelo. Cerca de 8 millones de metros cúbicos de arena, en la presa y en la cimentación participaron en este movimiento.

2.1.2 Valdivia, Chile (1960)

Conocido como “El Gran Terremoto de Valdivia”, ocurrió el 22 de mayo de 1960, a las 5 horas 11 minutos, de magnitud 9.5 Mw, con una duración superior a los 5 minutos; en las coordenadas 39.58° S y 74.50° W.

Fue producto del rompimiento en la zona de falla a lo largo de la placa oceánica de Nazca, que subduce por debajo de la placa continental Sudamericana, liberando la energía acumulada entre 240 a 385 años (se estima que su antecesor ocurrió en 1575 aproximadamente).



Figura 2.2 Daños ocasionados por el sismo de Valdivia, Chile, en 1960
National Center for Environmental Information

Se comparó la energía liberada durante este movimiento, con energía equivalente a 20 000 bombas, como la detonada en Hiroshima en 1945.

⁶ En ese tiempo, no se aceptaba el fenómeno de licuación; aunque Casagrande compartía opinión con Gilboy, acerca de que dicho fenómeno era el principal causante de la falla; ya que precisamente donde se presentaron los mayores desplazamientos, fue donde el estrato de arena presentaba los mayores volúmenes. Fragmento tomado de *The Terzaghi Lecture: Role of the “Calculated Risk” in earthwork and foundation engineering*, by Arthur Casagrande, Hon. M. ASCE

Durante el sismo, la costa del sur de Chile experimentó desplazamientos verticales reflejados en hundimientos de hasta 2.7 m, mientras que en otros sectores hubo nuevas elevaciones de hasta 5.7 m.

Minutos después del sismo, un tsunami azotó las costas al sur de Chile, desde Concepción hasta Chiloé, donde la intensidad, según la escala Mercalli, fue del orden de VIII; mientras que las intensidades IX a XI se produjeron en suelos mal compactados, con un nivel freático cercano a la superficie y en rellenos artificiales donde se presentó licuación.

Como consecuencia del sismo varios ríos cambiaron su cauce, las olas llegaron a diferentes partes del planeta tales como Japón, Filipinas, Hawai, San Francisco entre otros, ocasionando numerosas muertes.

Con este evento sísmico la rotación de la Tierra se vio afectada, haciendo los días más cortos por milisegundos⁷ (González, 2020).

La destrucción de la ciudad fue estimada en un 80% (Figura 2.2), con grandes daños en viviendas, edificios, calles e infraestructura urbana (Rojas, 2018).

2.1.3 Presa Balwin Hill, California (1963)

El 14 de diciembre de 1979, ocurrió el desastre de la presa Balwin Hill, misma que presentó indicios de un posible colapso, mediante señales en revestimientos y algunas fugas, que empeoraron durante tres horas, hasta la ruptura, donde se liberaron 950 000 m³ de agua.

La presa fue construida en la cima de una colina baja, directamente sobre una falla activa, tallada por las orillas del valle y cerrada por una presa de tierra; conformada por materiales como limos débilmente cementados, arenas y gravas.



Figura 2.3 Falla de Presa Balwin en California, EE.UU. (1963). (Association of state dams safety, 1984)

Una falla geológica activa, aproximadamente a 400 m de la presa, atravesó el embalse en dirección norte-sur lo que facilitó el colapso. Posterior al desastre, donde se desarrolló la grieta, se encontraron arenas y limos fácilmente erosionables (Casagrande A. , 1965).

⁷ <https://www.cigiden.cl/relato-cifras-del-terremoto-tsunami-valdivia-1960/>

2.1.4 Niigata, Japón (1964)

El sismo ocurrió a las 13 horas 01 minutos, del día 16 de junio de 1969 frente a la costa del Mar de Japón en Honshu, el epicentro fue localizado en las coordenadas 38° 04 N, 139° 02 E en una falla con movimiento de inmersión (dirección este-oeste) provocando una dislocación promedio estimada en 3.3 m (Satake-Abe, 1983). Según la agencia Meteorológica Japonesa la magnitud del sismo fue de 7.6 Mw, a una profundidad de 40 km (Kawasumi, 1968).



Figura 2.4 Inclinación de edificios de apartamentos causada por el sismo de 1964, en Niigata (Ishihara - Koga, 1981)

La porción costera de la llanura de Niigata es predominantemente de origen aluvial, está compuesta por sedimentos marinos. En estudios realizados después del sismo, se consideró que los aluviones se extendían aproximadamente 30 m por debajo de la superficie del suelo; también, se determinó que el subsuelo de Niigata consistía en depósitos de arena de espesor de más de 150 m, con lentes dispersos de arena limosa de consistencia variada.

El suelo de Niigata presenta una distribución granulométrica extremadamente uniforme, así como un nivel freático bastante superficial, lo que facilitó que se presentara el fenómeno de licuación (Ohsaki, 1966).

2.1.5 Loma Prieta, San Francisco (1989)

El sismo de Loma Prieta comenzó a las 17 horas 04 minutos, hora del Pacífico, el 17 de octubre de 1989, la ubicación del epicentro fue 37° 02 N, 121° 53 W; con una magnitud de 6.9 Mw, a una profundidad aproximada de 18 km.



Figura 2.5 Efectos de licuación posteriores al sismo en Loma Prieta en California, EE.UU. (1989). (Google, s.f.)



Figura 2.6 Agrietamiento y desplazamiento lateral, presente en el sismo de Loma Prieta, California, EE.UU. (Google, s.f.)

Estudios posteriores al sismo determinaron que el basamento se encontraba cubierto por aluviones del Pleistoceno tardío (depósitos aluviales en abanico ligeramente consolidados, que consisten en gravas y arenas con algo de limo), aluviones del Holoceno (mal consolidado) y depósitos de estuarios del Holoceno. La falla ocurrió en zonas donde el basamento estaba expuesto, en cortes naturales y artificiales muy inclinados y erosionados, después de dos años secos (Shephard et al., 1990).

2.1.6 Kobe, Japón (1995)

Conocido como “El Gran terremoto de Hanshin-Awaji”, se originó en la falla de Nojima en el extremo norte de Awaji, se propagó hacia el suroeste por la isla y hacia el noreste por las fallas de Suma y Suwayama.

Tuvo lugar el martes 17 de enero de 1995, a las 5 horas 46 minutos, en Hyogoken, Japón; de magnitud de 6.9 Mw a una profundidad de 16 km. El epicentro se localizó en las coordenadas 34.6 N y 135.0 E en la isla Awajishima a 32 km al sur de Kobe.

El problema de la ciudad es que el suelo está conformado por diferentes tipos de suelo (suelos sueltos, rocosos y blandos), además de su alta sismicidad debido a la cercanía con el límite entre las placas Filipina, Euroasiática y del Pacífico, en una unión con tres zonas de subducción. La mayor parte de la ciudad de Kobe está construida en una estrecha llanura costera de 2 a 3 km de ancho, confinada entre las montañas Rokko y la bahía de Osaka.



Figura 2.7 Pérdida de resistencia al corte, en Kobe, Japón (1995). (Google, s.f.)

El suelo de la bahía de Osaka está cubierto por una arcilla marina compresible, presenta contenidos de agua entre 70 y 100%, por lo que el daño ocasionado por este sismo se ha comparado con el de México de 1985.

El sismo provocó una extensa licuación de los rellenos artificiales colocados en la bahía de Osaka, cerca de Kobe, donde la mayoría de esos rellenos consistían en arenas vertidas en agua estancada sin compactar, por lo que la consolidación posterior a la licuación y la expulsión de material causaron asentamientos considerables (Chung et al., 1996).

2.1.7 Pisco, Perú (2007)

El 15 de agosto del 2007 a las 6 horas 40 minutos, se suscitó un sismo de magnitud 8.0 Mw, con una duración de 100 segundos aproximadamente, al sur de Lima, cuyo epicentro se encontró localizado en las coordenadas 13.76° S - 76.97° W, a una profundidad de 40 km.

El sismo tuvo su origen en el mecanismo de fricción de las placas de Nazca y Sudamericana, en el mar frente Pisco, debido a la convergencia que existe entre ellas. La zona de ruptura se llevó a cabo en 190 km de longitud y 95 km de ancho (Cox et al., 2007).

Los daños más notables debido a licuación fueron en las zonas costeras cercanas al epicentro (cerca de 250 km del litoral peruano), debido al material presente en su estratigrafía, suelos arenosos saturados, en las localidades de Ica, Pisco, Chincha y Tambo de Mora.



Figura 2.8 Desplazamiento lateral en Pisco, Perú (2007) (Zavala et al., 2008)

Los daños y pérdida de vidas fueron cuantiosos, en cuanto aquellos daños generados por licuación se presentaron: falla de talud en Jahuay, desplazamiento lateral en Canchamana hacia el mar, falla de cimentaciones superficiales en Tambo de Mora, conos de arena y desplazamiento lateral con grietas significativas en Puerto General San Martín (Tavera, 2014).

2.1.8 Maule, Chile (2010)

El 27 de febrero del 2010 a las 3 horas 34 minutos 08 segundos, se presentó un sismo de magnitud 8.8 Mw, el movimiento tuvo una duración de 4 minutos, con una longitud de ruptura de 500 km (González-Verdugo).

Este sismo es mejor conocido como el “Sismo 27-F”, ocurrió a una profundidad aproximada de 30 km y el epicentro se localizó en el mar chileno, en las coordenadas 36°17'23” S y 73°14'20” W, frente a la costa de la región de Ñuble aproximadamente a 150 km de Concepción. El sismo ocurrió en el límite entre la placa de Nazca y la Sudamericana, donde ambas placas convergen a una velocidad aproximada de 6.8 cm/año.

Las localidades más afectadas fueron Valparaíso, Metropolitana de Santiago, O’Higgins, Maule, Biobío y la Araucanía, todas ellas con suelos de origen aluvial proveniente del río Angostura, compuesto principalmente por arcillas, arcillas limosas, limos arenosos de mediana a baja plasticidad y de consistencia baja los primeros 4 a 7 m, continuando con consistencia media a alta hasta llegar a la grava compacta que se encuentra aproximadamente de 12 a 16 m de profundidad.



Figura 2.9 Daños ocasionados por el sismo, Maule, Chile (2010)
a) Colapso de Puente Tubul, por licuación en los cimientos.
b) Agrietamiento y desplazamiento lateral en las orillas de la laguna Cahuil (Fuentealba, 2015).

Cabe mencionar que, dentro de la estratigrafía, existen lentes de arena limosa de baja compacidad, potencialmente licuable, encapsulados por suelos finos de baja permeabilidad; detectados en estudios posteriores en las estructuras dañadas (Falcón-Ramírez, 2010).

Chile está catalogado como “uno de los países más sísmicos de la Tierra”, con un promedio de ocurrencia de un sismo de magnitud mayor a 8 cada 10 años, llegando a tal conclusión debido a lo observado en los últimos 500 años.

En las regiones de Maule y Biobío el sismo alcanzó una intensidad de IX en la escala Mercalli. Se observaron numerosas evidencias de licuación, alrededor de 120 lugares fueron afectados por dicho fenómeno.

En el sismo 27-F, se produjo el fenómeno de licuación en una gran cantidad de zonas, desde La Calera hasta el Lago Llanquihue, donde se encontraron deslizamientos laterales, daños a puentes, puertos y muelles, fallas de taludes y flotación de estructuras (Fuentealba, 2015).

2.1.9 Tohoku, Japón (2011)

El sismo es mejor conocido como “*Tohoku*”, tuvo lugar el día 11 de marzo del 2011, en Fukushima, Japón, a las 2 horas 46 minutos. Fue producto de la súbita liberación de energía de contacto de la placa del Pacífico con la Norteamericana, por subducción, al generar una fractura de aproximadamente 500 km de longitud y 200 km de ancho (Amamo, 2015). Fue un sismo de magnitud 9.1 Mw, generado en el mar frente a la costa de Honshu a 130 km al este de Sendai, en la prefectura de Miyagi, con una duración de 2 minutos.



Figura 2.10 Daños generados a vialidades debido a licuación, Japón (2011) (Google, s.f.)

El sismo y las réplicas posteriores generaron un tsunami con olas de más de 13 m de altura que llegaron hasta Hawái, Alaska y Chile. Esto provocó interrupciones en la red eléctrica, lo que condujo a problemas con los reactores en la central nuclear en Fukushima, Daiichi, una de las más potentes del mundo, culminando un accidente de escala 7 (escala INES)⁸, que sólo puede ser comparado con el de Chernóbil en 1986 (Organismo Internacional de Energía Atómica, 2019).

La fuerza generada durante el sismo movió 4 m hacia el Este la isla de Honshu; desapareció el 63% del territorio de Miyagi.

⁸ La Escala INES, desarrollada en 1990, es un instrumento utilizado a nivel mundial para proporcionar información de manera sistemática de los sucesos nucleares y radiológicos desde el punto de vista de la seguridad. El grado 7 mencionado en el inciso 2.1.9 está considerado como “accidente grave” en el que se presenta liberación “grave” de materiales radioactivos (una fracción considerable del inventario del núcleo del reactor), generando efectos generalizados en la salud y el medio ambiente.

El eje de la Tierra se desvió entre 10 y 15 cm aproximadamente, acelerando su rotación 1.6 microsegundos y acortando el día.

En los sitios donde el fenómeno de licuación tuvo lugar como las llanuras de Kanto (a lo largo de la bahía de Tokio) y algunas áreas de la ciudad de Chiba, así como a lo largo de la corriente inferior del río Tonegawa (Tsukamoto et al., 2012), en la mayoría de los casos había presencia de materiales de relleno mal compactado o aluvión reciente (Bhattacharya et al., 2011).

2.1.10 Palu, Indonesia (2018)

El 28 de septiembre del 2018 una serie de sismos de diferentes magnitudes afectaron Indonesia, generados por la falla Palu-Koro (falla de transformación, formada cuando una placa se desliza sobre otra).

El sismo principal tuvo una magnitud de 7.5 Mw y fue localizado a 78 km al norte de Palu a una profundidad de 20 km.

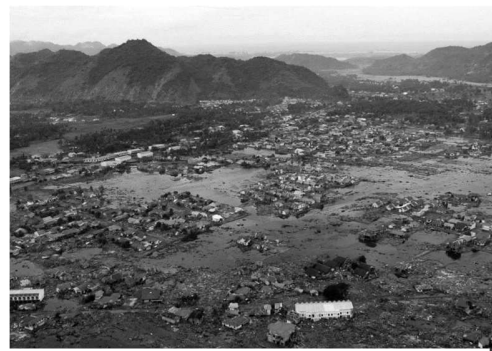


Figura 2.11 Devastación de Indonesia, 2018
(Google, s.f.)

Palu se encuentra ubicada en la coyuntura que forman las placas marinas de Australia, el Pacífico, Sunda (parte sureste de la placa Euroasiática), y Filipinas, consideradas como altamente activas, lo que hace la zona propicia para eventos sísmicos de grandes magnitudes (Hazarika et al., 2020).

Los sismos cerca de Sulawesi, ocurrieron como resultado de fallas de deslizamiento a poca profundidad dentro del interior de la microplaca del mar Molucca (Hui et al., 2018).

Poco tiempo después del sismo se generó un tsunami y una erupción volcánica, así como fallas de flujo que arrasaron con diversas localidades a lo largo de la zona costera. Algunas de las zonas afectadas por fallas de flujo a gran escala, fueron Petobo, Palu, Sulawesi, Sibalaya, Balaroa, Lolu Village y Jono Oge.

La Cuenca de Palu está cubierta con sedimentos cuaternarios recientes, depósitos producto de inundaciones, abanico de aluvión (limos y arenas), con un nivel freático superficial (Mason et al., 2021).

En la Figura 2.12, se observan las localidades de Indonesia donde las afectaciones debidas a licuación fueron cuantiosas, así como las pérdidas humanas: Balaroa, Petobo, Lolu Village y Jono Oge. En la Figura 2.13 se observa la secuencia fotográfica de la falla en Petobo.

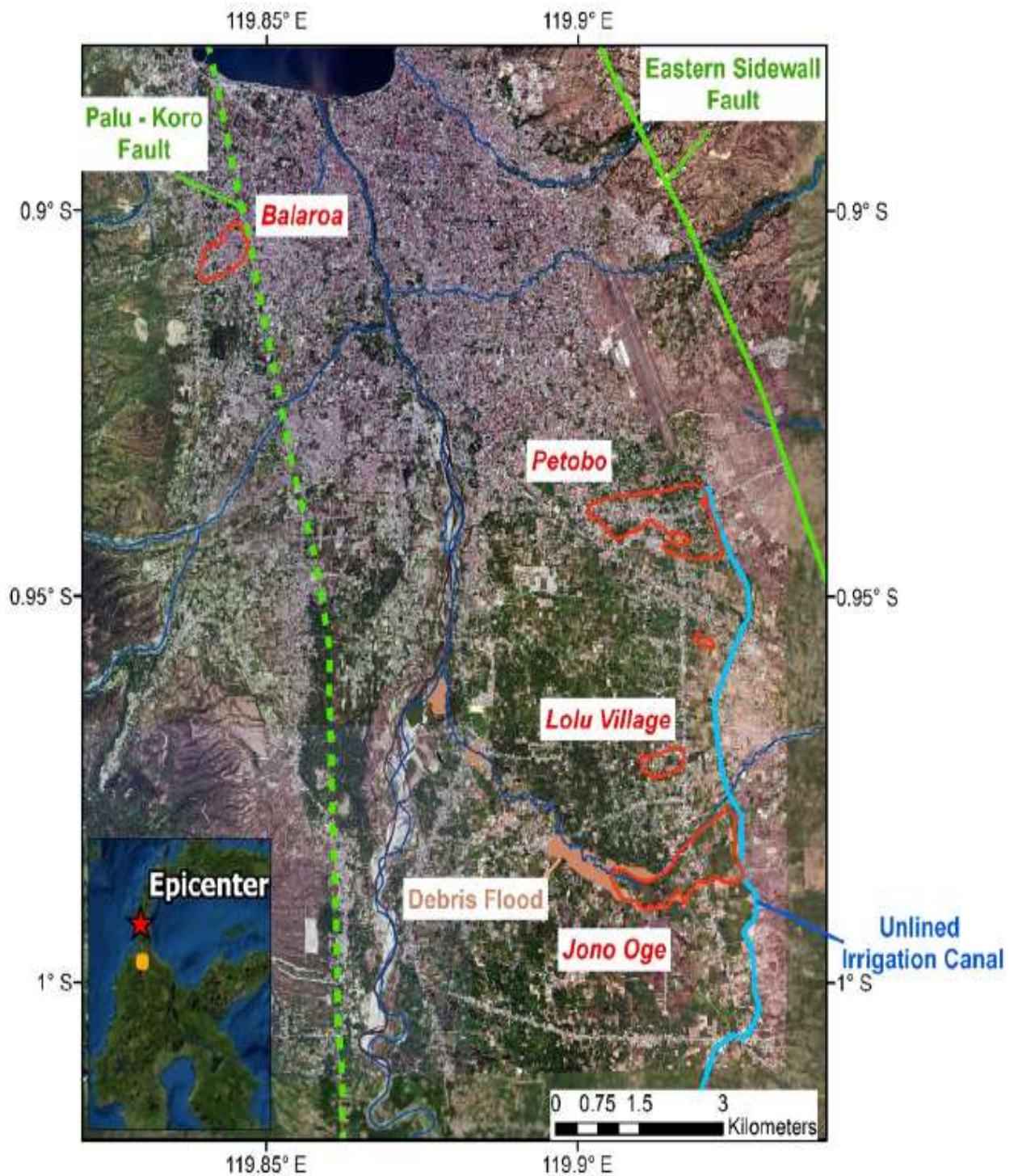


Figura 2.12 Zonas afectadas por licuación en el sismo de Indonesia, 2018.
(Mason et al., 2021)



Figura 2.13 Secuencia de falla de flujo en Petobo, Indonesia (2018)
Imagen tomada de un video en internet.
<https://www.youtube.com/watch?v=3EekdTldpM4>

2.1.11 Presa Brumadinho, Brasil (2019)

El 25 de enero del 2019 aproximadamente a las 12 horas 28 minutos en el estado de Minas de Geis, la presa “Córrego do Feijão” a cargo de la Empresa Vale, se generó uno de los desastres mineros más grandes en Brasil (sólo comparable con el de 2015 en la Ciudad de Mariana, del mismo país), ocasionando numerosos decesos y severos daños ambientales al desplazar el 75% de los jales contenidos en ella (9.7 millones de metros cúbicos).

La presa estaba constituida por materiales de desecho mineros producto de la extracción de hierro, formada mediante el método de construcción aguas arriba durante 37 años, realizada en 10 etapas. Este método, es uno de los más económicos pues sólo requiere de una compactación moderada para un buen funcionamiento, sin embargo, también es considerado como el más peligroso (Kossoff et al., 2014)

A pesar de que la presa era extensamente monitoreada, mediante una combinación de métodos a lo largo de la cresta (inclinómetros, radares, y piezómetros) para poder medir cambios en los niveles internos de la misma, ninguno aportó información de una posible falla. Por lo que sólo mediante imágenes satelitales se descubrieron deformaciones descendentes muy pequeñas, del orden de 36 mm/año en la corona. En la parte inferior las deformaciones horizontales eran de 10 y 30 mm, lo cual puede ser atribuible al asentamiento lento y prolongado de la presa (Robertson et al., 2019).

Los registros de los piezómetros instalados dentro de la presa mostraron además que el nivel de agua no se redujo después de terminar el depósito de los jales, en 2016.

Estudios posteriores a la falla consideraron que una de las posibles causas fue el aumento, por tiempo prolongado, del contenido de agua ocasionado por las intensas lluvias que afectaron la región y la falta de drenaje de la presa. Lo cual aceleró la erosión por filtración, y permitió el desarrollo de conductos a través del relleno en estado suelto, lo que debilitó la estructura de la presa. La falla fue el resultado de la licuación estática, ocurrida dentro de los materiales de la presa.

El término licuación, normalmente es asociado a eventos sísmicos, sin embargo, las presas de jales han presentado más fallas por este fenómeno que por sismo debido a su constitución.

La Figura 2.14 muestra una serie de fotografías satelitales, donde se puede apreciar la presa, desde su formación hasta el colapso.

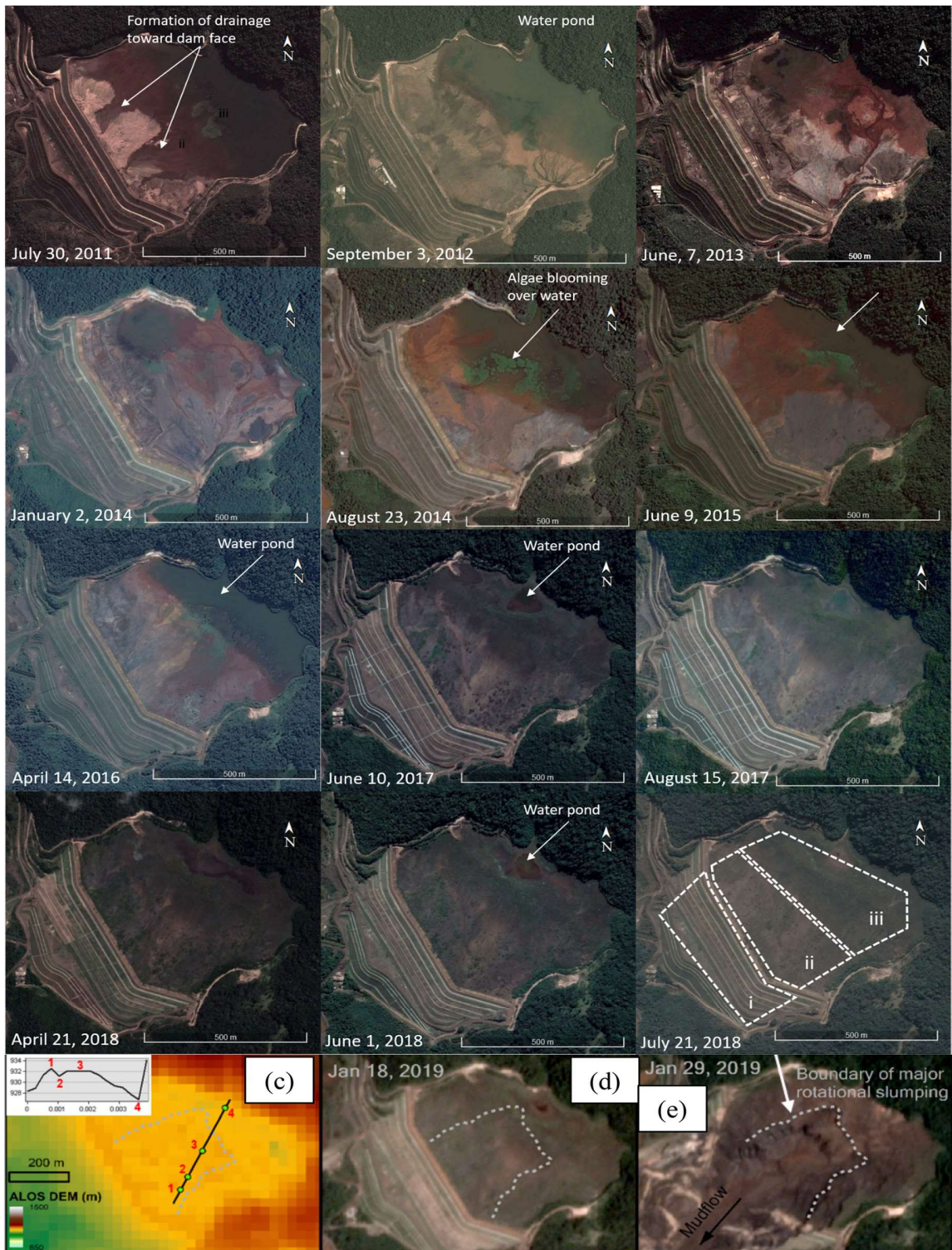
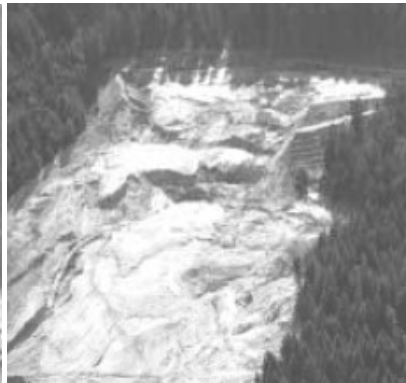
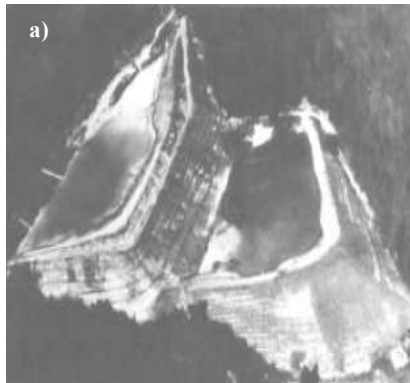


Figura 2.14 Secuencia fotográfica del monitoreo de la Presa en Brasil (imágenes capturadas entre 2011 - 2019)
 The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil.
 (Silva et. al., 2020).

2.1.12 Otros casos de licuación en presas de residuos mineros

Se han registrado varios casos de ruptura de presas de jales a nivel mundial que han marcado la historia en aquellos países donde han ocurrido, debido a los desastres ambientales que han generado y que han sido provocadas por el fenómeno de licuación (Davies et al., 2002).



Presa Prestavel, Italia (Figura 2.15a)

Fecha: 19 de julio de 1985

Hora: 12:22:55

Localidad: Val di Stava, en Trentino

Material desplazado: 200 000 m³

Dececos: 267

Conformada por un depósito superior (segunda) y otro inferior (primera en haberse construido), de 50 m de altura, de manera conjunta. El terraplén del depósito superior colapsó sobre el depósito inferior, arrasando todo a su paso a una velocidad de 90 km/hr a lo largo de 5 km⁹.



Presa Merriespruit Harmony, Sudáfrica (Figura 2.15b)

Fecha: 22 de febrero de 1994

Hora: 21:00

Localidad: Virginia, Sudáfrica

Mineral: oro

La falla fue atribuida a las violentas tormentas eléctricas de la noche del 22 de febrero de 1994 que se presentaron sobre Virginia, dejando caer más de 50 mm de lluvia en 30 minutos. Se produjo un colapso repentino y se formó una brecha de 150 m de ancho en el muro de la presa, que no contaba con la capacidad suficiente para contener el flujo adicional, de 50 000 m³ de lluvia, lo que finalmente condujo a una falla general masiva (Van Niekerk - Viljoen, 2005).



Presa “Los Frailes”, España (Figura 2.15c)

Fecha: 25 de abril de 1997

Localidad: Aznalcóllar, España

Mineral: plomo-zinc

Material desplazado: 4 – 5 millones de m³

La razón de la falla de la base fue tema de discusión debido al suelo de cimentación, algunos enfoques aseguran que la falla se debió al ataque químico de las lechadas piriticas ácidas, presentes en las margas de la cimentación; otras indican que la presa fue construida sobre arcillas expansivas. Otra de las hipótesis es la filtración ácida junto con el efecto causado por las continuas voladuras en una mina cercana. Lo que sí es un hecho es que los inclinómetros presentaron deformaciones, por lo que fue cuestión de negligencia¹⁰

Figura 2.15 Falla de Presas de Residuos Mineros

“*Static liquefaction of tailings – fundamentals and case histories*”, M. Davies, E. McRoberts and T. Martin.

⁹ <https://kripkit.com/desastre-de-la-val-di-stava/>

¹⁰ <https://www.wise-uranium.org/mdaflf.html>

2.1.13 Caso Molikpaq, Canadá, 1986

La licuación puede ocurrir también a niveles de esfuerzos cíclicos muy pequeños, si las cargas se mantienen lo suficiente. Tal es el caso de la plataforma Molikpaq, localizada en el mar de Beaufort (el cual se encuentra completamente congelado durante todo el año) al norte de los territorios de Yukón y Alaska (Jefferies-Been, 2016).



Figura 2.16 Plataforma Molikpaq, en el mar de Beaufort, Canadá. 1986

La plataforma fue construida en una berma artificial, su cimentación consta de un cajón ártico móvil de acero sumergido una profundidad de 21 m.

Fue diseñada para que la carga ejercida sobre el cajón debido a la carga cíclica del hielo (donde una cara de la estructura es cargada y descargada continuamente) se transfiriera a la arena, suponiendo que la presión de poro del núcleo de arena iba a aumentar y luego comenzaría a disminuir; pero antes de que se pudiera aliviar por completo la presión, ocurría otra secuencia de carga.

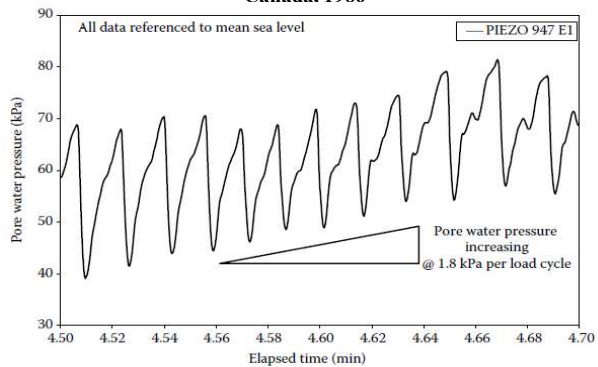


Figura 2.17 Detalle del exceso de presión de poro. Molikpaq, 1986.

El 12 de abril de 1986 Molikpaq estuvo a punto de fallar debido a la carga cíclica, la arena dentro del cajón resistió el 80% de las cargas horizontales ejercidas sobre la estructura. Lo que no se contempló en el diseño fueron las vibraciones que se generaron en la estructura, las cuales provocaron la licuación del núcleo de arena interior, debido al impacto de la carga y descarga repetida por el hielo contra el cajón debido al viento y al oleaje.

El evento, ocurrido a pocos minutos de estar en funcionamiento, fue desencadenado cuando un fragmento de hielo de 75 m de largo y 12 m de espesor se movió contra la cara del cajón.

Según Been y Jefferies (2016) la frecuencia de la carga cíclica fue el equivalente a 900 ciclos de carga en un lapso de 14 minutos, lo que llevó al núcleo a licuarse.

La plataforma estuvo a pocos minutos de una pérdida, pero hay que reconocer que la instalación del sistema de sensores colocados, debido a la incertidumbre generada por la falta de conocimiento sobre la respuesta ante las cargas cíclicas de ese tiempo, fue una fuente importante de información que hasta la fecha es considerada para futuros proyectos (Mapplebeck, 2013).

2.2 Casos de licuación en la literatura Nacional

En México se han reportado casos notorios de licuación en los estados de Baja California, Chiapas, Colima, Michoacán, Puebla y Veracruz. Existen estudios que demuestran, que en los sitios donde alguna vez ocurrió licuación, mientras las condiciones del subsuelo y del agua subterránea no hayan sufrido cambios, el problema puede volver a presentarse por lo que la probabilidad de una incidencia es alta (CNA, 2007).

A continuación, en la Tabla 2.2 se muestra un fragmento de la tabla resumen propuesta en el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC, Sección: B, Tema 2 – Caracterización de los depósitos de suelos), la cual se detallará en este trabajo en párrafos posteriores.

Tabla 2.2 Resumen de algunos casos de licuación que se han presentado en México

<i>Año</i>	<i>Sitio</i>	<i>Magnitud M_w</i>	<i>Daños Reportados</i>
1959	Acayucan y Jáltipan, Veracruz	7.0	Daños severos en Jáltipan
1975	Chiapa de Corzo, Chiapas	4.8	Licuación en rellenos hidráulicos y daños en instalaciones Fertimex
1979	Lázaro Cárdenas, Michoacán	6.5	Daños en la Ciudad de México, en la Universidad Iberoamericana
1979	Mexicali, Baja California Norte	6.7	Grietas en el terreno natural, taludes y carreteras; deformaciones verticales y horizontales en las vías férreas y volcanes de arena
1985	Lázaro Cárdenas, Michoacán	8.1	Daños en caminos de acceso a plantas industriales, grietas y volcanes de arena
1995	Manzanillo, Colima	7.3	Licuación de los rellenos artificiales de material granular suelto y daños por cortante en la cabeza de los pilotes del muelle
1999	Tehuacán, Puebla	7.1	Licuación de arenas de origen volcánico
2003	Tecomán, Colima	7.6	Licuación al interior de las ciudades de Colima y Villa de Álvarez. Asentamientos diferenciales en casas y edificios. Daños en infraestructura hidráulica y carretera
2010	Valle de Mexicali, Baja California Norte	7.2	Licuación en zona urbana de Mexicali, ejidos vecinos y márgenes del río Colorado. Daños en viviendas, carreteras, puentes, escuelas, hospitales y canales de riego
2017	Tehuantepec, Chiapas	8.2	Asentamientos atribuibles al fenómeno de licuación

Referencia: Manual de Diseño de Obras Civiles.

2.2.1 *Jáltipan, Veracruz (1959)*

El estado de Veracruz a lo largo de su historia, ha sufrido severos daños debido a los sismos como deslizamiento de taludes, avalanchas, desvío de cauces de ríos, etc. En dichos eventos las magnitudes han sido considerables, así como los períodos de recurrencia. En este evento se documentó el primer caso de licuación de arenas en México (Marsal, 1961).



Figura 2.18 Daños en la antigua iglesia de Sta. Rosa de Lima, Jáltipan, Ver.

En el estado de Veracruz están presentes tres de las cuatro zonas sísmicas (Zona A, B y C), la actividad sísmica es relativamente baja, aunque se ve afectado por aquellos sismos generados en otros estados como Guerrero, Oaxaca, Chiapas, Puebla o el Golfo de México, en los que la actividad puede ser moderada.

Los sismos de Veracruz se pueden dividir en profundos y someros: los primeros, ocurren a profundidades mayores de 40 km y son ocasionados por fallamientos en las placas de Cocos y Rivera por subducción. Mientras que los segundos ocurren a profundidades menores a 35 km, a lo largo de la FVTM, y pueden provocar graves daños (Córdoba-Sieron, 2017).

El sismo de Jáltipan destruyó totalmente dicha localidad y afectó Coatzacoalcos, Acayucan y Minatitlán. El 26 de agosto de 1959 a las 8 horas con 30 minutos se presentó un sismo de magnitud 7 Mw y una profundidad de 35 km; tuvo una duración de 2 min y el epicentro se ubicó en las coordenadas 18°27 N y 94°16 W.

El sismo combinado con la litografía del lugar, que cuenta con depósitos sedimentarios jóvenes y la poca profundidad a la que se encuentran los mantos freáticos (menores a 5 m), permitieron que se generara el fenómeno de licuación, donde se observaron asentamientos del orden de 1 m.

Jáltipan forma parte de la denominada Llanura Costera del Golfo y dentro de la Llanura Costera Veracruzana, la cual se caracteriza por suelos de origen aluvial muy profundos, depositados sobre un relieve predominantemente plano.

La estratigrafía consiste en depósitos de arena volcánica bien graduada, intemperizada, con bolsas de arcilla, estratos intercalados de arena limpia y arena limosa en estado suelto (Marsal, 1961).

En la ciudad de Coatzacoalcos, este sismo generó daños en lo que ahora es el Astillero Número Tres de la Secretaría de Marina Armada de México y en los muelles, antes conocidos como Puertos Libres (Administración Portuaria Integral). Se presentaron daños en las cimentaciones, edificios y asentamientos súbitos del orden de un metro (Jaime, 1978).

2.2.2 *Chiapa de Corzo, Chiapas (1975)*

El estado de Chiapas presenta una alta sismicidad debido a la interacción de 3 placas Tectónicas dentro de su territorio, la mayor parte del estado se ubica dentro la Placa Norteamericana la cual está en contacto con la placa del Caribe a lo largo de la falla Polochic-Motagua, generando un movimiento aproximado de 7.5 cm/año, en las costas de Chiapas (Thorne y Terry, 1995).

Los antecedentes sísmicos de la región han mostrado principalmente cinco fuentes sismogénicas:

- 1) Subducción de la placa de Cocos, este proceso ha generado sismos cuya magnitud máxima ha sido 7.7 Mw
- 2) Deformación interna de la placa subducida, lo que ha provocado sismos a profundidades intermedias y profundas (80 a 300 km) del tipo intraplaca, como el ocurrido en Puebla el 7 de septiembre de 2017
- 3) Deformación cortical debida al sistema de fallas superficiales que dan origen a los sismos de poca profundidad y magnitud moderada
- 4) Presencia de volcanes activos (Tacaná y el Chichonal)
- 5) Fallamiento lateral izquierdo de la Placa Norteamericana y la del Caribe, lo que ocasiona sismos de grandes magnitudes, por ejemplo: el sismo de 1902 con intensidad VIII en la zona del Soconusco.

La mayor parte de los sismos que afecta la Llanura Costera del Pacífico (clasificación de Mullerried, en 1957), la cual consiste en una franja paralela al océano de relieve uniforme y plano, se generan probablemente debido a su proximidad a los sistemas de fallas.

Los sismos ocurridos el 6 de octubre y 5 de noviembre de 1975 en Chiapa de Corzo, de magnitudes de 4.8 y 5.6 Mw respectivamente, cuyas profundidades oscilaron entre 2.5 y 5 km, presentaron licuación en sitios adyacentes a los cauces del río Santo Domingo y Grijalva, donde se hallaban depósitos aluviales recientes de espesores del orden de 15 m, constituidos predominantemente por arenas medias y con niveles freáticos superficiales del orden de 1 - 2 m de profundidad.



Figura 2.19 Daños reportados después del sismo del 5 de octubre de 1975, Chiapa de Corzo, México (Google, s.f.)

La intensidad de los sismos, según la escala Mercalli modificada, fue aproximadamente de VI y VII de acuerdo con los daños reportados en ese entonces y cuyas aceleraciones máximas estimadas fueron de 0.3 ± 0.15 g (Arenas, 1980).

Las evidencias más notables de licuación consistieron en la formación de grietas, volcanes de arena, asentamientos y numerosas fallas de taludes a lo largo de los ríos mencionados.

2.2.3 *Lázaro Cárdenas, Michoacán (1979)*

El estado de Michoacán está caracterizado por una alta actividad sísmica y volcánica, en él han ocurrido algunos de los sismos más violentos y devastadores, los cuales se han presentado como sismos interplaca debido a la subducción de la placa de Cocos y sismos asociados a la actividad volcánica, mejor conocidos como temblores (Garduño et al., 2001).

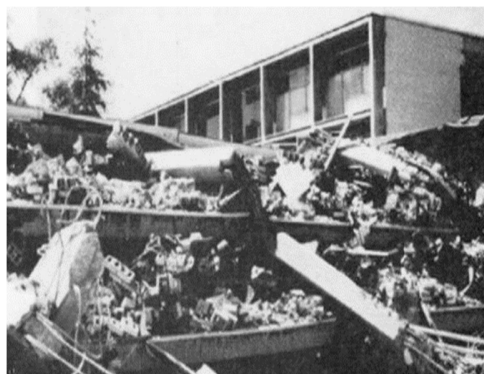


Figura 2.20 Daños ocasionados en las instalaciones de la Universidad Iberoamericana, en la Ciudad de México en 1979 (Google, s.f.)

El municipio de Lázaro Cárdenas fue uno de los lugares donde se presentaron los efectos dañinos de licuación en 1979. El relieve del municipio presenta en general pendientes ligeras (5%) y moderadas (5 - 15%) en las laderas conformadas principalmente por suelos aluviales, palustres y residuales (SEDESOL, 2012).

El 14 de marzo de 1979 se presentaron una serie de sismos en la costa del Pacífico, desde Michoacán hasta Chiapas, donde la mayor magnitud registrada fue de 7.4 Mw; se presentó a las 05 horas 07 minutos 15 segundos.

Es mejor conocido como el “Temblor de la Ibero” por los daños ocasionados en la Ciudad de México, particularmente en las instalaciones de la Universidad Iberoamericana.

El sismo fue localizado a una profundidad de 25 kilómetros y su epicentro se ubicó a 24 km de Petatlán. Se percibió, aproximadamente, durante dos minutos en el centro, sureste y algunas zonas del occidente del país.

2.2.4 *Mexicali, Baja California (1979)*

El estado de Baja California es una región de alta sismicidad, pues tanto la ciudad como el Valle de Mexicali se encuentran dentro del patrón tectónico regido por el Sistema de fallas San Andrés-Golfo de California (asociados a la apertura del Golfo de California), que conforman la frontera entre las placas norteamericana y la del Pacífico, es el lugar donde se han registrado sismos de grandes magnitudes (Cruz, 2002).

Debido a su ubicación, alta sismicidad y las numerosas fallas activas que atraviesan el estado, se pueden manifestar secuencias de sismos precursores que anteceden a sismos de grandes magnitudes, con un evento principal y numerosas réplicas o bien en forma de enjambres.

En la zona hay presencia de estratos y mantos arenosos finos y uniformes. Además, el nivel freático oscila entre 5 y 15 m de profundidad.

Mexicali se localiza en la región fisiográfica del delta del río Colorado donde predomina una litografía correspondiente a sedimentos del Holoceno, está constituida por capas de sedimentos de origen marino y continental cuyo espesor oscila entre de 2.5 – 6 km (Rodríguez, 2011).

El 15 de octubre de 1979 ocurrió un sismo de magnitud 6.8 Mw, cuyo epicentro se localizó cerca de Mexicali a una profundidad estimada de 12 km. Es mejor conocido como “*temblor Imperial*”, generó grietas en terraplenes, recubrimientos, en canales y drenes; hay registros de cómo brotaba arena y grava de las grietas, inclusive de cimentaciones que giraron varios grados (Bazán-Muriá, 1980).



Figura 2.21 Efecto de licuación posterior al sismo en Mexicali, Baja California, en 1979 (Google, s.f.)

2.2.5 Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985)

Los días 19 y 20 de septiembre de 1985 se presentaron una serie de sismos en los que el evento principal fue a las 07 horas 17 minutos 49 segundos del día 19 con una magnitud 8.1 Mw. Ha sido considerado como el más mortífero y devastador en la historia de México, en él se habría liberado una energía equivalente a 1114 bombas atómicas.



Figura 2.22 Icónico Hotel Regis después del sismo, Ciudad de México, 1985 (Google, s.f.)

Se clasificó de intensidad VII a IX (en la Ciudad de México) y su epicentro fue localizado en el Océano Pacífico cerca de la desembocadura del río Balsas, a una profundidad de 15 km, con una duración aproximada de 2 minutos.

El día 20 se presentó una réplica a las 19 horas 34 minutos 14 segundos, fue un sismo de menor magnitud, 7.6 Mw, con epicentro en las costas de Guerrero (SEGOB-CENAPRED, 1996).

Ambos se suscitaron en la zona de subducción de Michoacán-Colima-Jalisco, y fueron a consecuencia del fallamiento inverso en la zona de contacto entre las placas de Cocos, Rivera y la Norteamericana. La superficie de ruptura tuvo una forma alargada, de aproximadamente 170 por 50 km, paralela a la costa (Chávez et al., 1994).

El sismo principal generó un tsunami que se observó en Lázaro Cárdenas, Ixtapa-Zihuatanejo, Acapulco y Manzanillo (con olas alcanzaron alturas entre 2.5 y 3 m).



Figura 2.23 Localización del epicentro del sismo de 1985 y los estados más afectados. Imagen modificada de Degg, M.R.

Los sismos generaron numerosos daños en la región de la costa de Michoacán, Colima y Guerrero; pero los más severos fueron en la Ciudad de México, ubicada a unos 400 km del epicentro.

En investigaciones posteriores al sismo se concluyó que las aceleraciones registradas en sitios cercanos al epicentro, fueron magnitudes muy similares a las registradas en la Ciudad de México. Esto debido a las características dinámicas del suelo lacustre que amplifica las ondas sísmicas, por lo que aunado al diseño y construcción inadecuado de las estructuras



Figura 2.24 Daños provocados por el tsunami después del sismo en Lázaro Cárdenas, Michoacán (1985) (Google, s.f.)

afectadas generaron cuantiosas pérdidas materiales y las incontables pérdidas humanas (CONACYT- National Research Council, 1986).

“Durante 120 segundos, la tierra se sacudió con una intensidad que sus habitantes desconocían. Las estructuras parecieron cobrar vida...”

Fragmento tomado de *“Memorias imbricadas: terremotos en México, 1985 y 2017”* (Allier, 2018).



Figura 2.25 Derrumbe del edificio Nuevo León, en la Unidad Habitacional Nonoalco Tlatelolco, Ciudad de México, 1985. (Google, s.f.)

2.2.6 Manzanillo, Colima (1995)

El estado de Colima está situado en la costa occidental de México, en él se encuentran dos provincias fisiográficas: por un lado está la FVTM donde se localiza el volcán de Fuego de Colima (considerado como uno de los volcanes más activos de México) y por otro, la provincia de la Sierra Madre del sur que incluye la Sierra de la Costa de Jalisco y Colima, y la Cordillera Costera Sur.

Así como los estados de Michoacán y Jalisco, Colima se encuentra en una zona de alta sismicidad debido a la actividad de las placas oceánicas de Cocos y Rivera, separadas por el Graben “el Gordo” una de la otra, formando la zona de subducción.

Además de esa fuente generadora de sismos podemos encontrar la relacionada con la actividad de las fallas corticales, del Bloque o brecha de Jalisco y, por último, la constante actividad volcánica (Zobin, 2015).

El estado de Colima cuenta con dos extensas bahías, la primera donde se ubica el puerto de Manzanillo (el más importante de México en el Océano Pacífico) y la de Santiago, ambas con una geología superficial constituida por depósitos aluviales.

El día 9 de octubre de 1995 a las 9 horas 35 minutos 53 segundos, se liberó parte de la energía acumulada en la llamada Brecha sísmica de Jalisco (cuya velocidad de colisión entre las placas es de aproximadamente 2 cm/año).

Fue un sismo de magnitud 8.0 Mw, cuyo epicentro se localizó frente a las costas de Colima, a una profundidad de 27 km y una duración de 1 minuto 05 segundos. El área de ruptura fue aproximadamente de 170 por 70 km² y la fuente estuvo formada por cuatro sub-eventos que promovieron dicha ruptura.

Las localidades afectadas fueron Celaya, Gto., donde se percibió el sismo con una intensidad III, La Piedad, Mich. con sensación de VI y en la Barra de Navidad, Jal. de intensidad IX.

En Barra de Navidad al igual que en el puerto de Manzanillo (en el área de la Central Termoeléctrica) y en Jaluco (una pequeña población en la llanura costera), se presentó el fenómeno de licuación en rellenos y formaciones naturales, además de algunas otras zonas de las bahías. Los efectos que se presentaron fueron hundimientos cercanos a los 50 cm, que provocaron asentamientos diferenciales y graves daños estructurales (Rodríguez, 2011).



Figura 2.26 Daños debido a licuación de arena en las instalaciones de la UMF-2 del IMSS en Manzanillo, Colima (1995) (Google, s.f.)

Algunos pisos sin refuerzo fueron empujados hacia arriba por la eyección de arena y agua a través de las grietas, además de volcanes reportados de hasta 3 m de diámetro y desplazamiento de algunas cimentaciones lo que originó colapsos.

El sismo provocó un tsunami que generó daños considerables principalmente en la costa norte, donde las olas alcanzaron hasta los 10 m de altura, lo que favoreció la licuación al presentarse en al menos tres ciclos de marejadas.

Las extensas áreas compuestas por rellenos granulares con deficiencias constructivas fueron las más dañadas durante el sismo. Tal es el caso de la Colonia Burócratas, conformada por materiales granulares no compactados de espesor variable entre 0.3 a 2.5 m, dragados del fondo de las bahías y laguna, donde una gran cantidad de viviendas y edificios de poca altura se vieron afectados por licuación.

La terminal de contenedores también presentó asentamientos diferenciales superiores a 80 cm. En este caso en particular se tenía un estudio geotécnico en el que se incluía el análisis del potencial de licuación (mediante el método simplificado propuesto por Seed e Idriss de 1970), en él se determinó que el suelo presentaría licuación en caso de presentarse un sismo con una aceleración máxima de 0.15 g (para fines de diseño consideraron una aceleración de 0.20 g) y, aun así, decidieron dejar los rellenos sin compactar (Ovando-Romo, 2004).

2.2.7 Tehuacán, Puebla (1999)

Por el centro de Puebla atraviesa el Eje Neovolcánico, cuyo trazo forma la cuenca de Puebla, donde los volcanes Iztaccíhuatl y Popocatepetl separan de la cuenca del Valle de México, mientras que hacia el Este limita con el Pico de Orizaba, el Ocelotzin y el Cofre de Perote.

En el Estado de Puebla encontramos tres de las cuatro zonas sísmicas (A, B Y C), siendo de alta sismicidad en la parte sur, moderada en la región central, y en la parte norte de movimientos escasos.

Puebla se ve afectada por sismos de mediana profundidad (menor a 100 km) producto de la actividad a lo largo de la FVTM, que tiene un fuerte impacto en el centro y Sur del estado, además de las intensas lluvias de las regiones montañosas procedentes del Golfo, originadas por huracanes y tormentas tropicales (Cuanalo et al., 2006).

El día 15 de junio de 1999 se presentó un sismo principal (intraplaca) con numerosas réplicas, siendo 7.0 Mw la mayor magnitud registrada a las 15 horas 41 minutos 06 segundos, a 80 km de profundidad. El epicentro se localizó 20 km al sur de Tehuacán y a 230 km al sureste de Ciudad de México.

El movimiento se sintió en algunas ciudades y poblados del sur de Puebla y norte de Oaxaca, en menor medida en el sur de Morelos, Guerrero, Estado de México, Tlaxcala y Veracruz.

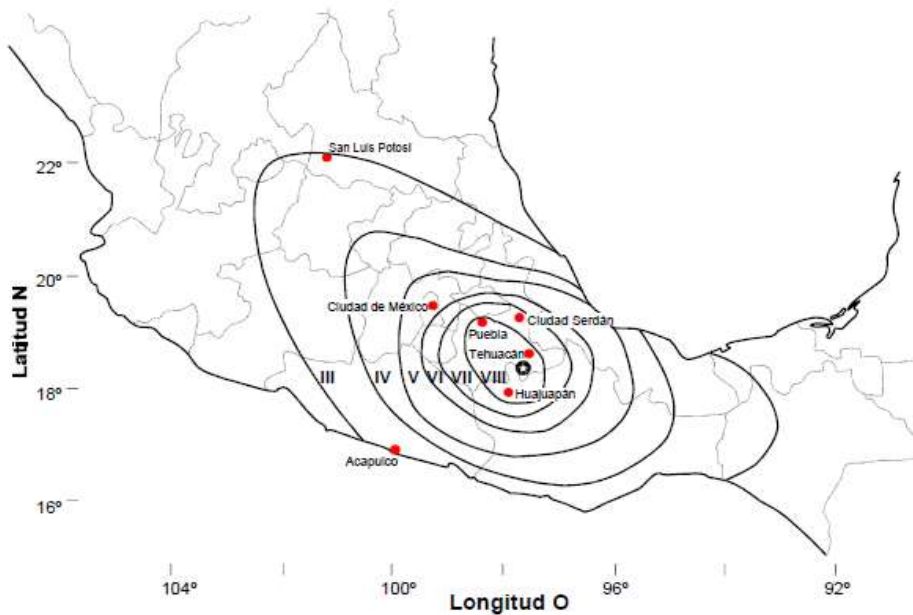


Figura 2.27 Mapa de isosistas por el sismo de Tehuacán, Puebla (1999) (Gutiérrez, 1999)

En el estado y en las poblaciones cercanas al epicentro las mayores afectaciones fueron en edificios antiguos de valor histórico, poblaciones con casas de adobe, iglesias y edificios públicos (Azomoza et al., 1998).

Debido a que diversos ríos cruzan la ciudad, dentro de la estratigrafía del estado se encuentran depósitos aluviales con estratos de gravas y arenas limosas de compacidad variable, alternando con depósitos lacustres y tobas volcánicas.

El fenómeno de licuación se presentó en la región Sur de Tlaxcala a unos 20 km y al noroeste de la ciudad de Puebla a unos 140 km del epicentro, en la zona rural y en las cercanías del río Zahuapan. Se observaron volcanes que expulsaron material de color oscuro (arenas – ceniza volcánica), de tamaño uniforme con una proporción alta de materiales finos limosos, sin plasticidad (CENAPRED - Alcocer et al., 1999).



Figura 2.28 Evidencia de licuación en zonas de cultivo cercanas al estado de Tlaxcala. (Google, s.f.)

2.2.8 Tecomán, Colima (2003)

El 21 de enero del 2003 a las 20 horas 06 minutos 34 segundos se suscitó un sismo con epicentro en las costas de Cuyutlán, Colima. Fue un sismo somero a 10 km de profundidad, con una magnitud de 7.6 Mw y una duración de 55 segundos; en movimiento convergente de la zona de subducción a lo largo de la costa del Pacífico.

El evento fue sentido con gran intensidad principalmente en Colima, algunas partes de Jalisco y Michoacán, donde se presentaron deslizamientos en laderas naturales y taludes, así como importantes daños en viviendas.

Otras localidades afectadas a menor escala fueron Guadalajara, Nayarit, Guanajuato, Morelos, la Ciudad de México y Puebla (CENAPRED, Sistema Nacional de Protección Civil, 2003).

Adicionalmente se generó un “pequeño maremoto” aproximadamente de 6 a 12 minutos después del sismo, así como múltiples réplicas de menor magnitud en las horas subsiguientes.

Dentro de las afectaciones observadas el malecón y el muelle fiscal presentaron deslizamientos y asentamientos de varios centímetros, posiblemente por el efecto de licuación.



Figura 2.29 Evidencia de licuación en las instalaciones del puerto de Manzanillo. (Google, s.f.)

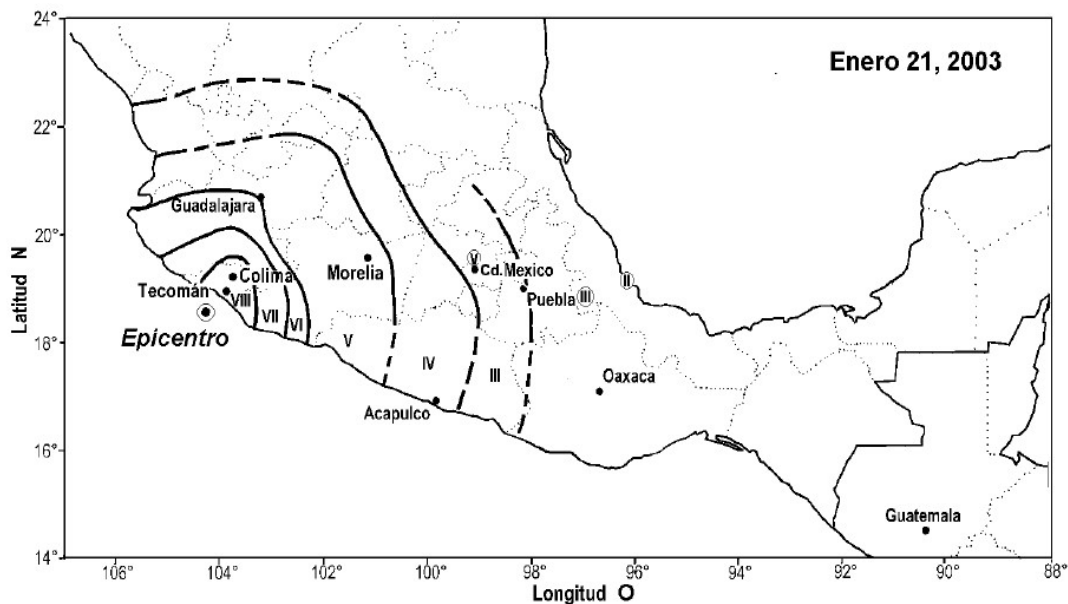


Figura 2.30 Mapa de isosistas por el sismo de Tecmán, Colima (2003)
(CENAPRED, Sistema Nacional de Protección Civil, 2003)

2.2.9 Valle de Mexicali, Baja California (2010)

El 4 de abril de 2010, a las 15 horas 40 minutos se presentó un sismo de magnitud 7.2 Mw, a una profundidad entre 4 - 10 km, con una duración de 89 segundos en las coordenadas 32.32 N y 115.27 W, el epicentro se ubicó a 47 km de Mexicali y sobre el Sistema de Fallas Cerro Prieto.

El sismo ocurrió cerca de los límites entre las placas tectónicas del Pacífico y Norteamericana, las cuales presentan un desplazamiento de 45 mm/año, los efectos se sintieron en la región noroeste de México, en el sur de California, así como también en Arizona y Nevada, Estados Unidos (esto a 400 km del epicentro) (Jaimes, 2010).

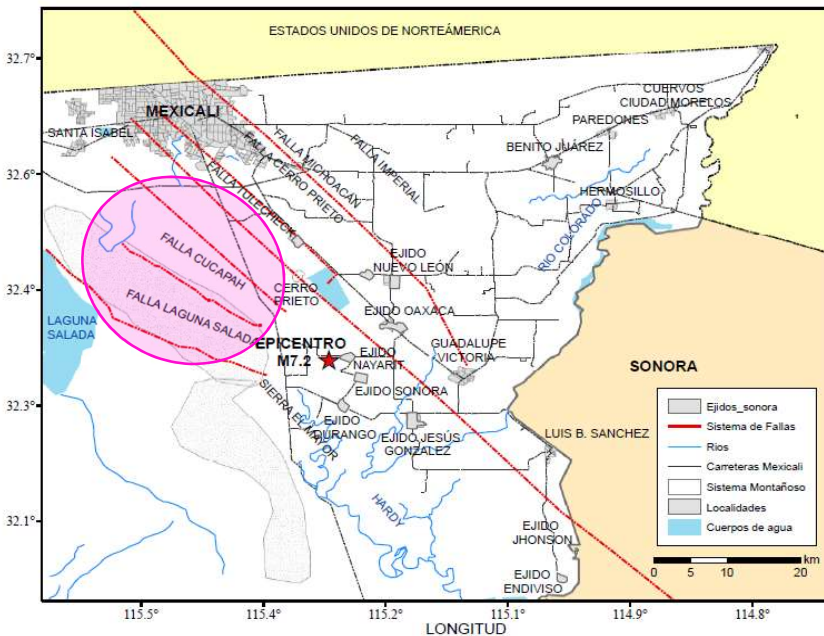


Figura 2.31 Daños provocados por licuación, en el sismo de Baja California en 2010 (Google, s.f.)

Se presentaron numerosas pérdidas humanas además de daños a inmuebles e infraestructura, entre los que se encontraron desplazamientos laterales, asentamientos, agrietamientos, volcanes de arena y pérdida de capacidad de soporte.

La Región del Valle de Mexicali se localiza dentro de la región fisiográfica del delta del Río Colorado, en la que predomina una litografía compuesta por sedimentos aluviales de espesor variable (entre 2.5 y 6 km) originados en el Holoceno. Además de encontrarse inmersa en un complejo sistema de fallas activas interconectadas, con sedimentos permeables e impermeables, donde el calor magmático se disipa y se mezcla con los acuíferos existentes, provocando emanaciones de vapor.

El suelo de la región está conformado por sedimentos deltaicos no consolidados y cuenta con niveles freáticos poco profundos, lo que lo hace susceptible a presentar licuación ante la presencia de sismos de ciertas magnitudes (Cruz, 2002).



Fallas interconectadas

- Falla imperial
- Falla Cerro Prieto
- Falla Michoacán
- Falla Cucapáh
- Falla Pescaderos
- Falla Borrego
- Falla de Laguna Salada

Figura 2.32 Epicentro y distribución del sistema de fallas San Andrés (formado por fallas transcurrentes). En el círculo: Sitios con presencia de licuación.

Reporte - A seis meses del temblor del Mayor-Cucapáh, Baja California, del 4 de abril de 2010 (Mw=7.2)
Evaluación de Riesgos Naturales.

En este sismo se presentó licuación aproximadamente en la misma zona que en el sismo de 1979, entre las fallas Cerro Prieto y Laguna Salada (Figura 2.32), por lo que se confirma la recurrencia de licuación en aquellos lugares donde se presentó previamente (Jaimes M. , 2010).

Los daños principales se registraron en zonas aledañas al epicentro, en los ejidos Delta, Oaxaca, Zacamoto, Nayarit, Cucapáh y La Puerta donde hubo inundaciones debido a licuación, o por la fractura de infraestructura hidroagrícola (UABC, 2011).

2.2.10 Tehuantepec, Chiapas (2017)

El Istmo de Tehuantepec, en el sureste de México, se ubica cerca de la unión triple de las placas Norteamericana, Cocos y el Caribe, donde se supone que la Fosa de América Central y el Sistema de deslizamiento lateral izquierdo Polochic-Motagua se fusionan.

Su sismicidad es anormalmente alta debido a que la estructura del istmo que está compuesta por 3 tipos distintos de tectonismo: a) una inclinación oriental a lo largo de una importante zona de la falla normal (falla del istmo); b) el hundimiento del istmo en relación con su extensión - asociado con el desplazamiento hacia el este de la placa del Caribe con respecto a la placa Norteamericana a lo largo del sistema de fallas Polochic-Motagua; y c) las extensiones relacionadas con la evolución del margen del Golfo de México (Barrier et al., 1998).

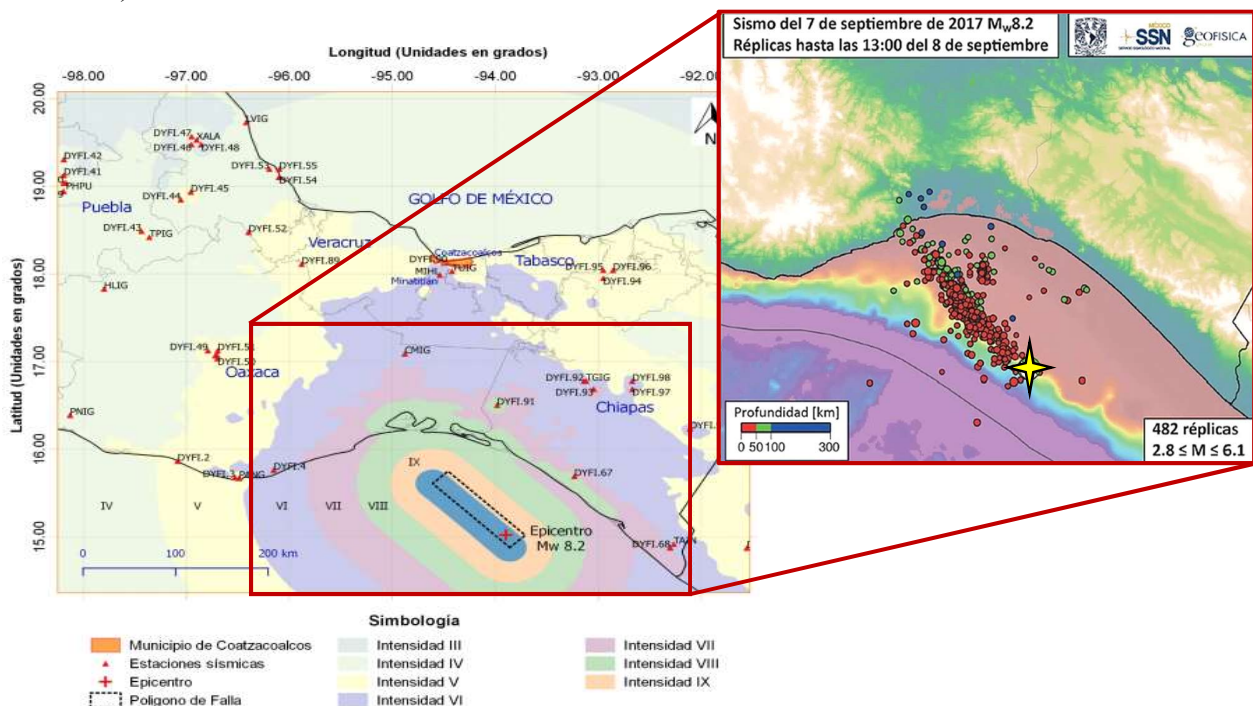


Figura 2.33 Epicentro y falla tipo normal del sismo del 7 de septiembre en Tehuantepec, Chiapas (2017)
 (Izquierda) - Mapa de isosistas por el sismo del 7 de septiembre del 2017
 (Derecha) Evento principal y réplicas, distribuidas en el Golfo de Tehuantepec
 (Guzmán et al., 2020) – Servicio Sismológico Nacional.

El día 7 de septiembre de 2017 se presentó un sismo cuyo epicentro se localizó en las coordenadas 14.76° N y 94.10° W, a 140 km al Suroeste de Pijijiapan, en el Golfo de Tehuantepec. Este evento se suscitó a las 23 horas 49 minutos 17 segundos con una magnitud de 8.2 Mw, a una profundidad de 45.9 km.

El movimiento fue producto de una falla normal, como se observa en la figura 2.33, característica de un sismo intraplaca, y se percibió en el centro y sureste de México (en Coahuila de Zaragoza, Cosoleacaque, Hidalgotitlán, Jáltipan, Minatitlán y Texistepec), así como en Guatemala, El Salvador, Honduras y Belice.

En el estado de Veracruz se presentaron daños atribuibles al fenómeno de licuación, en las zonas conformadas por estratos de dunas y médanos eólicos, cuyos espesores van de 15 a 30 metros de profundidad.

En Chiapas el 90% de los municipios se vieron afectados (edificios históricos y viviendas presentaron daño total).

En Tabasco se desarrollaron agrietamientos y asentamientos, en edificios y vialidades.

Algunos municipios de Oaxaca presentaron afectaciones en vialidades: en la carretera Oaxaca-Tehuantepec se presentaron deslaves, así como en casas autoconstruidas, edificios históricos y antiguos.

En Matías Romero se presentaron importantes daños en la Refinería Antonio Dovalí, lo que ocasionó una explosión (Guzmán et al., 2020).

CAPÍTULO 3: Pruebas de campo

El enfoque más directo y certero para estimar la resistencia del suelo, y con ello poder evaluar el potencial de licuación, es mediante la obtención de muestras de campo de buena calidad y representativas del sitio en estudio. Al tratarse de suelos granulares con pequeños porcentajes de partículas finas es prácticamente imposible la obtención de especímenes con la calidad necesaria para su ensayo, o por lo menos no mediante los métodos convencionales más utilizados en México, debido a que la exploración con tubo produce deformaciones volumétricas considerables, así como la destrucción parcial o total de la estructura del suelo.

Debemos hacer una pequeña mención del método de muestreo por medio de congelación, en él, la muestra de arena se congela *in situ* y es así como se puede extraer un espécimen para posteriormente ser trasladado al laboratorio y montado en el dispositivo de prueba, donde se descongela y se ensaya. Los procesos de congelación y descongelación deben ser realizados cuidadosamente para no ejercer esfuerzos adicionales que afecten las condiciones iniciales del material, por lo que éste es un proceso costoso y poco común (Idriss-Boulangier, 2008).

Al ser necesaria la obtención de información, diferentes autores han desarrollado metodologías en las que intervienen resultados de pruebas realizadas en campo que permiten medir directamente las propiedades del suelo en el sitio.

Desafortunadamente, en las pruebas de campo no podemos variar a voluntad las condiciones del suelo para observar las diferentes respuestas ante la acción de cargas, tal como lo podemos hacer en un espécimen en el laboratorio. Pero, podemos determinarlas de manera indirecta, ya sea por un análisis teórico o por medio de correlaciones empíricas basadas en resultados de campo.

Los métodos que abordaremos en este trabajo emplean los resultados obtenidos mediante la *Prueba de Penetración Estándar (SPT)*, la *Prueba de Penetración con Cono (CPT)* y adicionalmente se mencionarán algunas pruebas para la medición de *Velocidades de Onda de Corte (Vs)*.

3.1 Prueba de Penetración Estándar (SPT)

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés Standard Penetración Test), es un método de exploración directo muy accesible, con recuperación de muestras alteradas, que nos permite conocer la compacidad en los diferentes estratos.

El ensayo consiste en hincar un muestreador (penetrómetro estándar) de 60 cm de largo colocado al extremo de una varilla o barra de acero, como se muestra en la Figura 3.1, utilizada para transmitir la energía de golpeo aplicada por medio de una masa (martillo).

Durante la prueba se deja caer libremente un martillo o masa golpeadora, de 140 lb (63.503 kg), desde una altura de 30 pulgadas (76.2 cm) necesaria para hincar el muestreador estándar en el estrato de suelo. Se contabiliza y se registra el número de golpes necesarios para el hincado [15 – 30 – 15 cm] (ASTM, 2008).

La lectura del primer tramo y el último (ambos de 15 cm) se desprecian para la prueba: el primero, debido a la alteración que sufre durante la preparación de la perforación, por los derrumbes o “caídos” de las paredes del pozo, y el último, por la posible compactación durante el golpeo de los anteriores.

El uso satisfactorio del SPT para el análisis de licuación requiere que el equipo de perforación y el procedimiento cumplan con lo indicado en la normativa ASTM D 1586.

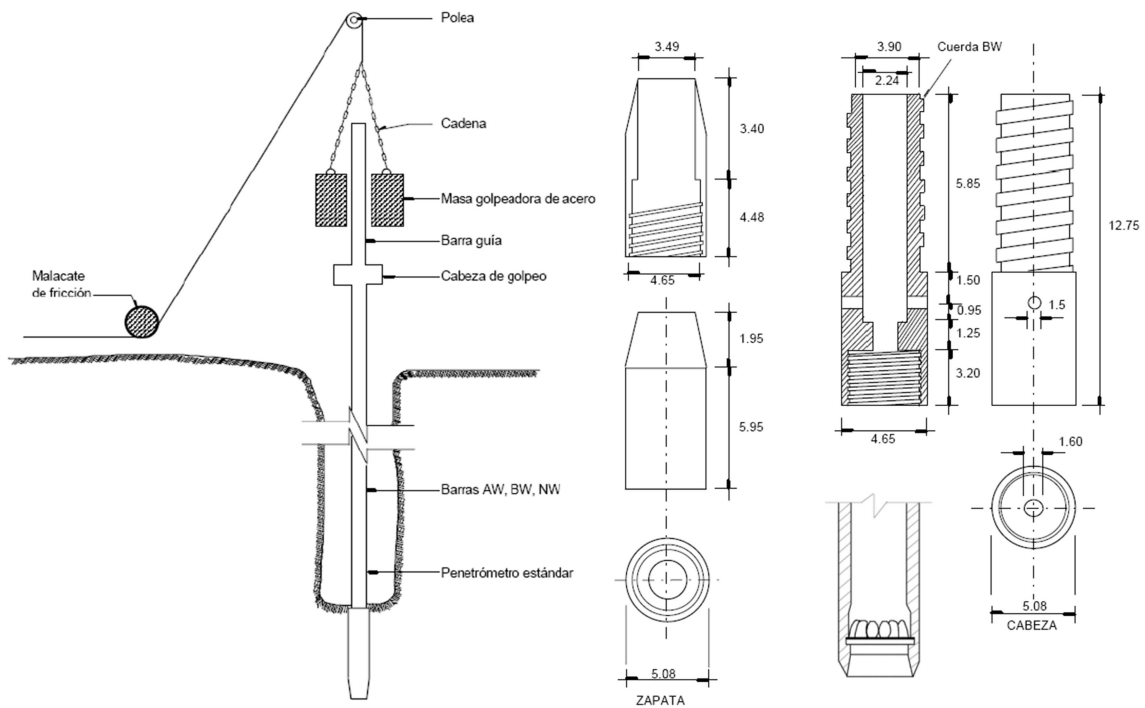


Figura 3.1 Prueba de penetración Estándar (SPT) y esquema del Penetrómetro Estándar
Referencia: PEMEX – Exploración y Muestreo de Suelos para proyectos de Cimentaciones (Primera Parte)

El valor medido de número de golpes (N) durante la prueba puede verse influenciado por el tipo de suelo, la cantidad de partículas finas presentes, así como de las partículas de mayor tamaño. Las arenas saturadas con un apreciable contenido de finos (arenas limosas o arcillosas), podrían presentar valores altos si tienen una tendencia a dilatarse o valores bajos si tienden a contraerse (Day, 2012).

La evaluación del potencial de licuación tiene sus desventajas si no es realizada de acuerdo con lo establecido en las normas, tales como la inherente variabilidad que presenta, la sensibilidad e incertidumbre del procedimiento, haciendo que los valores obtenidos tengan un riesgo potencial de proporcionar evaluaciones engañosas (Arulmoli et al, 1999).

Una de las razones por las que se continúa hasta la actualidad con el uso de la Prueba de Penetración Estándar, a pesar de su pobre repetibilidad respecto a otras pruebas, es la necesidad de obtener muestras de suelo para poder determinar sus propiedades índice, además de que es rápida y barata (Robertson - Wride, 1998).

3.2 Prueba de Penetración con Cono (CPT)

El cono fue inventado durante la Segunda Guerra Mundial en 1948, es una herramienta de exploración de suelos que permite determinar las características estratigráficas de un sitio, sin recuperación de muestras.

La variante electrónica fue desarrollada en 1963, pero fue hasta 1967 que se aplicó en nuestro país para el Proyecto Texcoco, en el que se pensó desarrollar un cono eléctrico que permitiera explorar de manera eficiente la zona del lago de Texcoco (Santoyo, 2010).

En 1979 para el estudio geotécnico de la Presa Tamesí al noreste de México, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos patrocinó al Instituto de Ingeniería de la UNAM para la fabricación de un cono similar al de Ruiter.

La prueba de penetración con cono ha demostrado ser una técnica de exploración preliminar, rápida, eficiente y económica. Con ella podemos determinar las variaciones presentes en un sitio con respecto a la profundidad, en particular para suelos blandos y arenas poco densas, permitiendo estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Tabla 3.1 Características de conos comerciales

Características de los conos	Cono eléctrico de 10 cm ²	
Resistencia de punta (q_c)	25, 50, 75, 100 Mpa	
Fricción en la funda (f_s) (opcional)	0.25, 0.5, 0.75, 1.0 Mpa	
Presión de poro dinámica (u) (opcional)	0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0 Mpa	
Inclinación (opcional)	0 – 15°	
Dimensiones:		
Diámetro	3.57	3.49 < dc < 3.6 cm
Cono	Ángulo 60°	
Área transversal	10 cm ²	+ 2% hasta 5%
Área de la funda de fricción	150 cm ²	+ 2%
Longitud de la funda	13.38 cm	
Longitud total	40.7 cm	
Factor de corrección (a)	0.8	
Voltaje de alimentación	15 Vdc/mA	
Voltaje de salida	0 – 10 Vdc	
Resolución de la medición de q_c y f_s	0.003% FS	
Estabilidad de la temperatura	0.06% FS	
Comportamiento no lineal	0.2% FS	
Capacidad de sobrecarga	150%	
		Referencia: Exploración de Suelos, métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo (Santoyo, 2010).

El cono (CPT) está conformado por una celda de carga, con dos unidades sensibles, e instrumentadas con deformímetros eléctricos (*strain gages*) de diferentes capacidades (Figura 3.2). Las características del equipo varían según el fabricante, pero deben ser de acero inoxidable Tipo 17-4PH y ser sometidos a un tratamiento térmico a 500 °C para minimizar los esfuerzos residuales del acero (Tabla 3.1).

La señal de salida del cono se transmite por medio de cables ubicados dentro de la columna de barras hasta la superficie y se recibe en una consola; los resultados pueden ser guardados en la memoria interna de la consola y graficados o pueden ser registrados manualmente por el operador.

Durante la prueba, el cono se hinca en el suelo mediante la columna de barras de acero a una velocidad constante de $2 \text{ cm/s} \pm 25\%$ (Tamez et al., 1987).

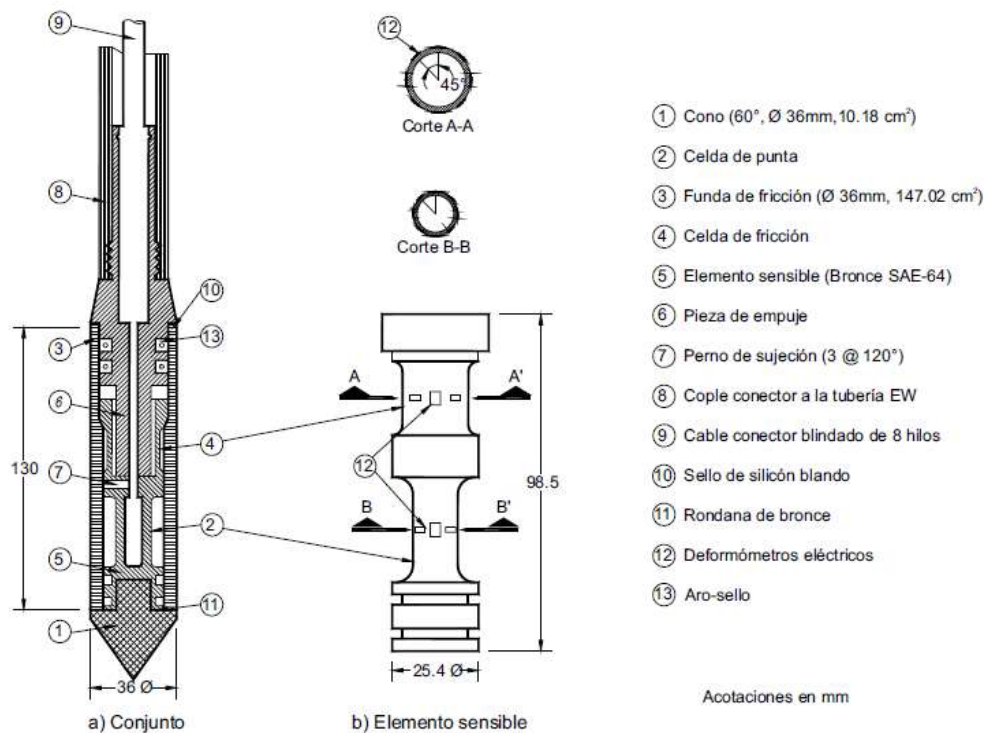


Figura 3.2 Corte transversal del Penetrómetro de Cono Eléctrico (CPT)
Referencia: *El cono en la exploración geotécnica*. (Santoyo et. al., 2012).

Las ventajas de esta prueba es que puede realizarse de manera continua y su rapidez en la ejecución. Además, puede arrojar buenos resultados para la evaluación del potencial de licuación si se correlaciona con resultados de SPT. Sin embargo, esto último, está limitado para arenas y limos arenosos (Robertson - Wride, 1998).

3.3 Pruebas para medición de la Velocidad de Ondas de Corte (V_s)

La velocidad de onda de compresión (V_p) se determina usualmente mediante las pruebas de refracción sísmica, mientras que la velocidad de onda de corte (V_s) se determina con las pruebas Up Hole, Down Hole, Cross Hole, Cono sísmico, Dilatómetro de Marchetti y Sonda Suspendida.

3.3.1 Up Hole (ASTM D 5766)

Este método está basado en los tiempos de llegada de las ondas de corte que se propagan verticalmente en los depósitos de suelo en una perforación.

Consiste en la generación de ondas mediante el uso de explosivos como fuente (Figura 3.3) en un punto de la perforación y se registra el tiempo que tarda en llegar a la superficie. Los receptores son colocados en forma de matriz y registran el arribo de las ondas que atraviesan los diferentes estratos.

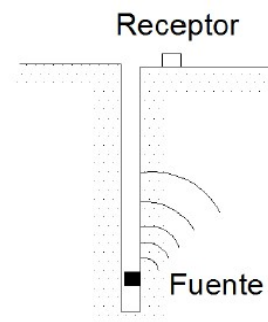


Figura 3.3 Esquema de prueba sísmica Up Hole.
Referencia: "Aplicaciones de la Dinámica de Suelos". N. Gordillo (2011).

En depósitos de suelo de baja a media rigidez la propagación de las ondas P es suficientemente rápida, lo que permite diferenciar las ondas primarias de las secundarias con facilidad en el registro monitoreo. Mientras que en el caso de suelos y rocas rígidas no es tan sencillo diferenciar unas de otras.

Algunas de las limitaciones que presenta esta prueba son el grado de alteración del suelo cuando se realiza previamente un sondeo exploratorio, posibles efectos de los fluidos de perforación, pulso excesivo o insuficiente, efectos de ruido sísmico y efectos provocados por el nivel freático (Gordillo, 2011).

3.3.2 Down Hole (ASTM D 7400)

La prueba de Down Hole realiza mediciones directas de las velocidades de onda de compresión (P) y de corte (S) o ambas. Se utiliza una fuente para generar un tren de ondas sísmicas en la superficie del suelo, desplazadas horizontalmente desde la parte superior de la perforación. Los receptores se colocan a la profundidad deseada para la prueba y detectan el arribo del tren de ondas sísmicas, como se muestra en el esquema de la Figura 3.4

La fuente que se utiliza para generar las ondas suele ser una placa de madera adherida firmemente a la superficie del terreno, la cual es golpeada de forma manual con un martillo. Está se conecta a un sistema de registro de datos en el que se mide el tiempo de viaje de las ondas entre la fuente y los receptores (ASTM D7400-08, 2008). Si la placa es golpeada horizontalmente se genera una onda de cortante en dirección horizontal. Las ondas P son generadas al golpear la placa verticalmente o por dejar caer un peso sobre ella.

Esta prueba se usa con más frecuencia debido a que se generan ondas sísmicas de corte, con mayor facilidad que en las pruebas Up Hole o Cross Hole (Huamán-Aguilar, 2001).

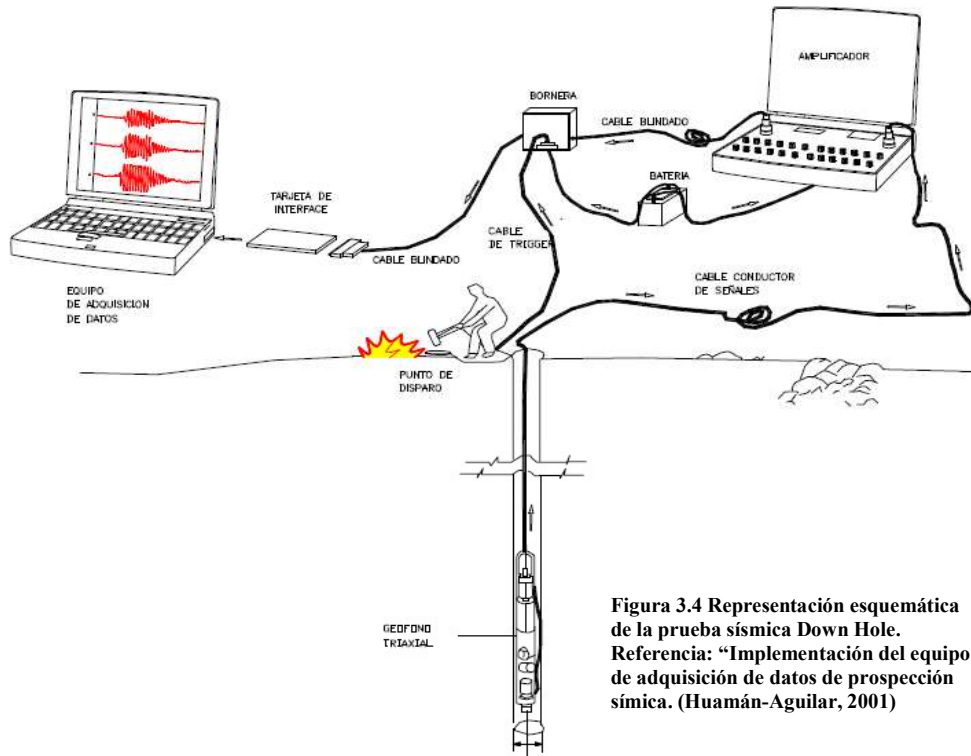


Figura 3.4 Representación esquemática de la prueba sísmica Down Hole. Referencia: "Implementación del equipo de adquisición de datos de prospección sísmica. (Huamán-Aguilar, 2001)

3.3.3 Cross Hole (ASTM D 4428)

La prueba Cross Hole se realiza para obtener mediciones directas de las velocidades de ondas de compresión y velocidades de ondas de corte. Los receptores utilizados registran la llegada del tren de ondas sísmicas.

El método comúnmente utilizado requiere de tres perforaciones o pozos colocados en línea a 3 m de distancia y extenderse hasta 4.5 m en materiales aluviales, como se muestra en la Figura 3.5 (ASTM D 4428-07, 2007).

Permite obtener perfiles de las velocidades a profundidades de 30 a 60 m utilizando fuentes emisoras mecánicas, mientras que para mayores profundidades se requiere el uso de explosivos.

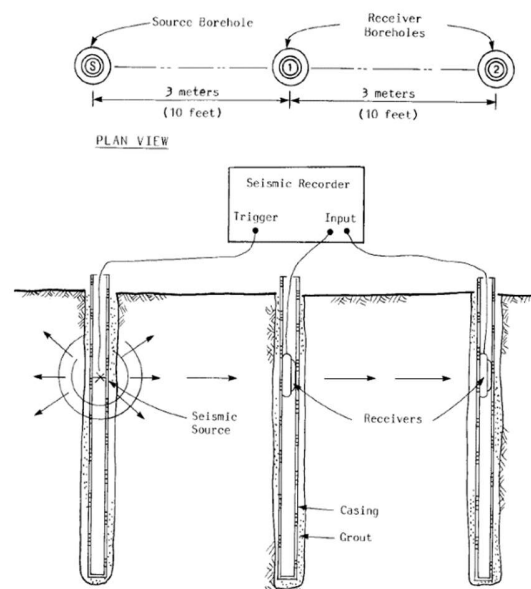


Figura 3.5 Prueba sísmica Cross Hole Referencia: ASTM D 4428-07

3.3.4 Sonda Suspendida

Es un método desarrollado por investigadores de la compañía Oyo, en Japón, cuya finalidad es definir los perfiles de velocidades de transmisión de ondas de corte y de compresión del suelo (Ogura, Development of the suspension type S-Wave log system, 1979).

El procedimiento requiere de una sonda de aproximadamente 7 m que contiene una fuente y dos receptores (separados 1 m entre sí), consiste en introducir la sonda en una perforación previamente realizada y suspenderla mediante un cable de tensión (por el cual se transportan de 4 a 7 conductores, que sirve tanto para soportar la sonda como para transmitir los datos hacia la superficie, como se aprecia en la Figura 3.6).

La sonda se introduce en la perforación a una profundidad deseada, se genera un impulso desde la fuente que viaja por el fluido dentro de pozo y las ondas P y S son recibidas por los geófonos que envían los datos a la superficie (II-UNAM, 2014).

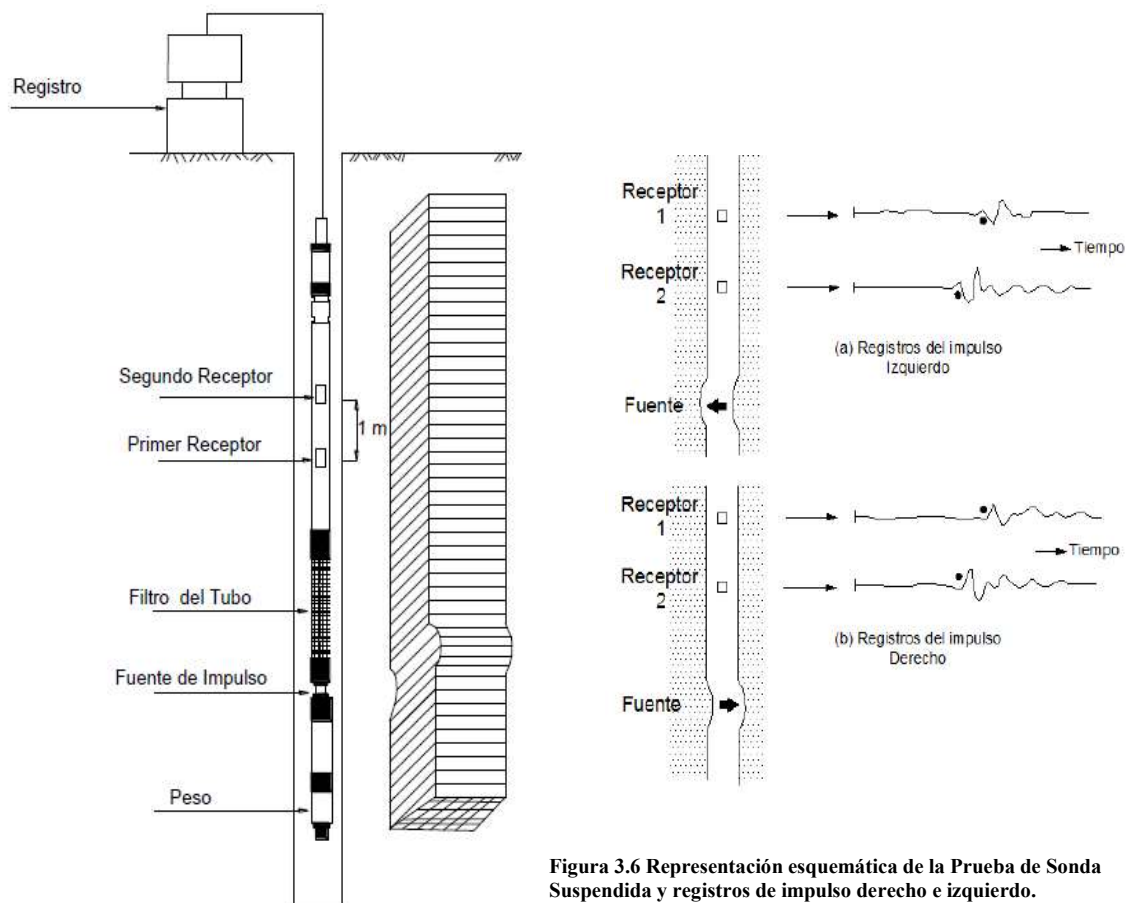


Figura 3.6 Representación esquemática de la Prueba de Sonda Suspendida y registros de impulso derecho e izquierdo. Referencia: Tesis – “Aplicaciones de la dinámica de suelos” (N. Gordillo, 2011)

3.3.5 Cono Sísmico (SCPTU)

En esta prueba se utiliza un penetrómetro de cono eléctrico al que se le ha integrado un pequeño sismómetro resistente, así que además de permitir la determinación de la estratigrafía y resistencia del suelo, también es posible obtener las velocidades de onda de corte que viajan a través de la matriz del suelo.

Las características son principalmente las mismas que para CPT pues cumple con las especificaciones de las normas americanas y las europeas. También incluye un transductor con el que se mide la presión de poro durante la ejecución de la prueba. Generalmente se incorpora inclinómetro para monitorear la verticalidad del sondeo (Campanella et. al., 1986).

En la actualidad la prueba se lleva a cabo como una prueba típica de CPT, hincando verticalmente el cono a una velocidad de 2 cm/seg. Durante la prueba se hace el registro cada 2 cm de penetración de los parámetros de resistencia en punta del cono (q_c), resistencia a la fricción (f_s), presión de poro (u) y la desviación de la columna de barras.

La prueba para la determinación de ondas S se basa en la inducción de una onda de corte en el suelo, con la ayuda de un martillo en un golpe horizontal de un yunque de acero estáticamente cargado.

En el esquema de la Figura 3.7 se muestran dos yunques de acero idénticos situados simétricamente a la columna de barras.

La prueba para la determinación de onda P se basa en la inducción de una onda primaria por golpear verticalmente con un martillo un pedestal de acero.

Durante esta prueba se generan ambas ondas en el suelo, sin embargo, la onda primaria es más rápida, por este motivo es la primera que se registra (Bagisníka, 2010).

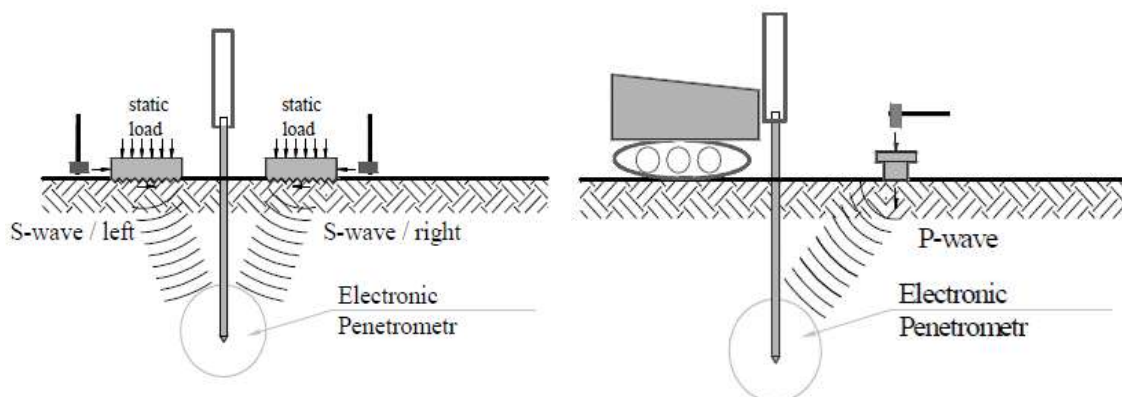


Figura 3.7 Diseño esquemático de la Penetración del Cono Sísmico
 Izquierda: Prueba para la determinación de ondas S
 Derecha: Prueba para la determinación de ondas P
 Referencia: *Seismic Testing with SCPTU static probe*. Bagisníka (2010)

3.3.6 Dilatómetro Plano (DMT)

El Dilatómetro plano es un dispositivo utilizado para realizar pruebas de carga lateral que proporciona información referente a la rigidez del suelo, mediante la medición de la velocidad de onda de corte (V_s). El dispositivo consta de una cuchilla o paleta de acero inoxidable que cuenta con una membrana, también de acero de forma circular y expandible, montada en una de sus caras. Dicha membrana se encuentra al ras de la paleta cuando está en estado de reposo (Marchetti, 1980).

La paleta está conectada a una unidad o caja de control equipada con manómetros, una señal audiovisual, una válvula de regulación de la presión del gas (proporcionada por un tanque) localizada en la superficie, mediante una manguera electroneumática que pasa a través de las barras o varillas de perforación (Marchetti - Orea, 2012).

La paleta se hince verticalmente en el suelo a razón de 2 cm/s - 4 cm/s (tasa de penetración generalmente adoptada) hasta la profundidad del ensayo, donde se suspende la penetración. Usualmente se realizan pruebas a intervalos de 20 cm de profundidad para realizar un perfil completo, utilizando el equipo de campo convencional para penetración estática.

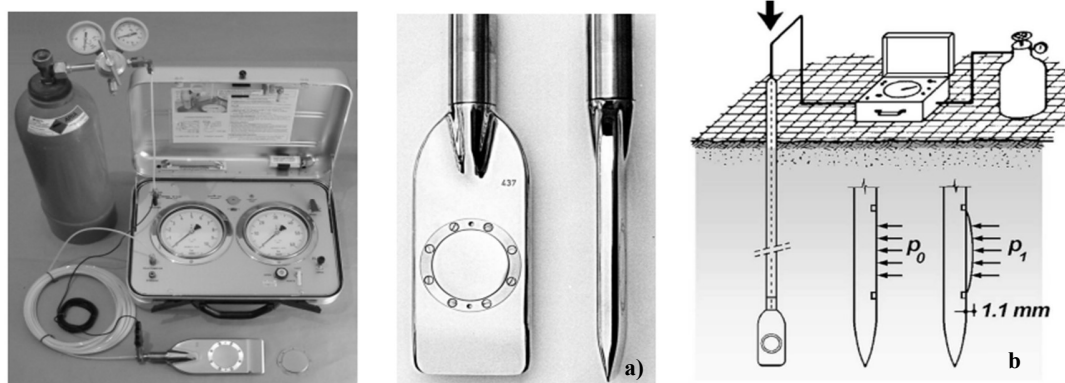


Figura 3.8 Dilatómetro Plano: a) Paleta o cuchilla del dilatómetro; b) Diagrama de Prueba de Dilatómetro de Marchetti (DMT)

Referencia: *Obras y Proyectos*. El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelo in situ.

Una vez colocada la paleta a la profundidad correspondiente el operador infla la membrana, mediante gas a presión, y toma lecturas de presión A - necesaria para “despegar” o desplazar la membrana del suelo y la presión B - requerida para empujar el centro de la membrana 1.1 mm contra el suelo (ASMT D6635, 2001).

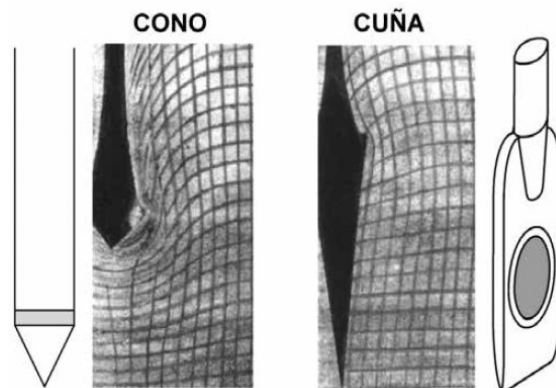


Figura 3.9 Comparación de las distorsiones causadas al suelo, mediante penetración con cono y con la paleta del dilatómetro plano. Referencia: (Baligh - Scott, 1975)

CAPÍTULO 4: Metodología

A lo largo de este trabajo se ha comprobado que el comportamiento de los suelos es un poco complejo, particularmente en aquellos que son predominantemente granulares, esto es debido a los diferentes factores que intervienen en los depósitos. Esto ha sido motivo desde hace varias décadas de numerosas investigaciones para poder tener una mejor comprensión de dicho comportamiento y poder mitigar los daños por el efecto de los sismos.

La investigación realizada por Seed e Idriss en 1970, los llevó a proponer un método para la evaluación del potencial de licuación (el cual sigue en uso hasta la actualidad, pero con diversas modificaciones o refinamientos). En él, consideraban que los suelos No Cohesivos disminuían e incluso perdían resistencia durante la ocurrencia de un sismo. Durante el evento el suelo adquiría un grado de movilidad suficiente como para presentar ciertos rangos de movimiento, que podían generar daños severos.

Identificaron los factores que afectan directamente al potencial de licuación como: tipo de suelo, densidad relativa, esfuerzo de confinamiento inicial, intensidad y duración del movimiento.

Después de numerosas determinaciones Seed e Idriss (1970), encontraron que para diferentes casos, con un grado razonable de precisión, el esfuerzo cortante uniforme promedio es aproximadamente del 65% del esfuerzo máximo, propuesto en la ecuación 1 (Seed-Idriss, 1970).

$$(\tau_{av}) = 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{m\acute{a}x} r_d \quad (1)$$

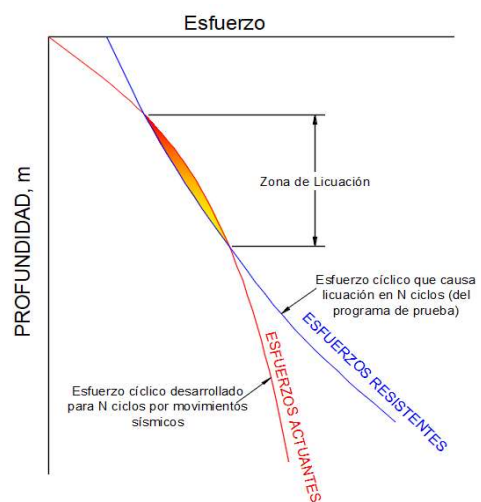


Figura 4.1. Método para la evaluación de potencial de licuación (Seed e Idriss, 1970)

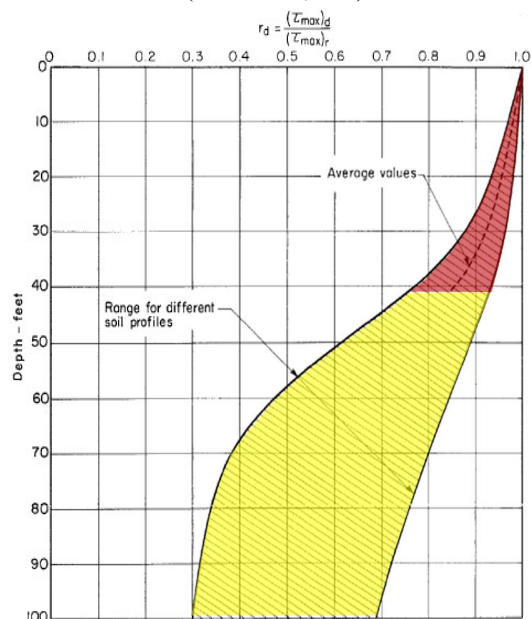


Fig. 4.2 Rango de valores de r_d , para diferentes perfiles de suelo. (Seed e Idriss, 1970)

Los métodos que a continuación se describirán consisten fundamentalmente en determinar el esfuerzo cortante cíclico inducido por el sismo a diferentes profundidades, correlacionando las características de las propiedades obtenidas en el sitio y comparando el esfuerzo cortante inducido por el sismo con el que resiste el suelo según sus propiedades (Seed-Idriss, 1982).

El análisis para determinar el potencial de licuación es en sí un análisis de estabilidad, por lo que el numerador de la ecuación 2 es la resistencia al corte del suelo en estudio y el denominador es el esfuerzo generado por la fuente impulsora – sismo (Poulos et al., 1985).

En 1982 Seed e Idriss consideraban que el rango del factor de seguridad para la evaluación del potencial de licuación estaba comprendido entre 1.25 a 1.5, calculándose de acuerdo a la ecuación 2.

$$FS = \left(\frac{\tau_l}{\tau_d} \right) \quad (2)$$

Donde:

τ_l Esfuerzo cíclico promedio requerido para causar licuación o movilidad cíclica en N ciclos

τ_d Esfuerzo cíclico inducido por sismo para N ciclos

Existe la incertidumbre sobre el valor ideal del factor de seguridad, ya que se ha presentado licuación en sitios donde $FS > 1$ (Youd - Idriss, 2001). Por lo que el Building Seismic Safety Council (BSSC, 2003) recomienda que el FS debe estar sujeto a la importancia de la estructura.

Con el tiempo, se han desarrollado diferentes criterios, por ejemplo, en 1999 el Southern California Earthquake Center (SCEC) menciona que podría ser aceptado un $FS = 1.1$ en ciertas construcciones (como una vivienda unifamiliar), donde el potencial para que se presente desplazamiento lateral es muy pequeño y el riesgo de asentamiento diferencial es más probable.

Para el estado de California por su alta sismicidad proponen la Tabla 4.1 donde se observan algunos factores de seguridad.

Tabla 4.1 Factores de seguridad para la evaluación del peligro de licuación

Consecuencia de Licuación	(N_1) ₆₀ Arenas Limpias	Factor de Seguridad
Asentamientos	≤ 15	1.1
	≤ 30	1.0
Manifestaciones superficiales	< 15	1.2
	≥ 30	1.0
Desplazamientos laterales	≤ 15	1.3
	≥ 30	1.0

Ref. Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and Mitigating Liquefaction Hazards in California

Estos factores se encuentran abiertos a discusión, pues son aplicables para las condiciones de las estructuras y suelo de California, pero nos pueden servir como referencia para ver un posible comportamiento.

4.1 Método para la evaluación del potencial de licuación, utilizando datos de campo (1983).

4.1.1 Correlación de SPT con el comportamiento de los depósitos de arena

El método se basa en correlacionar algunas de las propiedades del suelo y el número de golpes (Nm) requerido para hincar el penetrómetro estándar.

Dentro de los parámetros para expresar las características de licuación de una arena, está la relación de esfuerzos cíclicos, resultado de la carga sísmica (o cíclica) y el esfuerzo vertical efectivo inicial (σ'_{v0}) previo al sismo.

La relación del esfuerzo cíclico en campo durante el movimiento generado por el sismo se determina mediante la ecuación 3.

$$\frac{(\tau_h)_{ave}}{\sigma'_{v0}} \cong 0.65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (3)$$

- $a_{m\acute{a}x}$ Aceleración máxima horizontal en la superficie del suelo
- σ_{v0} Esfuerzos verticales totales
- σ'_{v0} Esfuerzos verticales efectivos
- r_d Factor de reducción de esfuerzos que va de un valor de 1 en la superficie, a un valor de 0.9 a una profundidad cercana a 30 pies (9.6 m)

Los valores del parámetro r_d se han correlacionado para sitios donde se ha presentado licuación, así como para las que no, con parámetros indicativos de las características del suelo tal como la densidad relativa.

Para este método realizaron una recopilación de las condiciones que facilitaban la ocurrencia de licuación en diferentes sitios, para determinar la relación entre los valores obtenidos en campo de la relación de esfuerzos cíclicos, τ_h/σ'_0 , donde:

- τ_h Esfuerzo cortante horizontal promedio inducido por el sismo,
- σ'_0 Esfuerzo efectivo inicial de sobrecarga del estrato de suelo involucrado.

La relación de esfuerzos asociada a licuación o a la ausencia de ésta, se representa como una función de la resistencia a la penetración normalizada N_1 del depósito de arena. Por lo que, para poder determinar su valor se emplea la ecuación 4.

$$N_1 = C_N \cdot N_m \quad (4)$$

Donde:

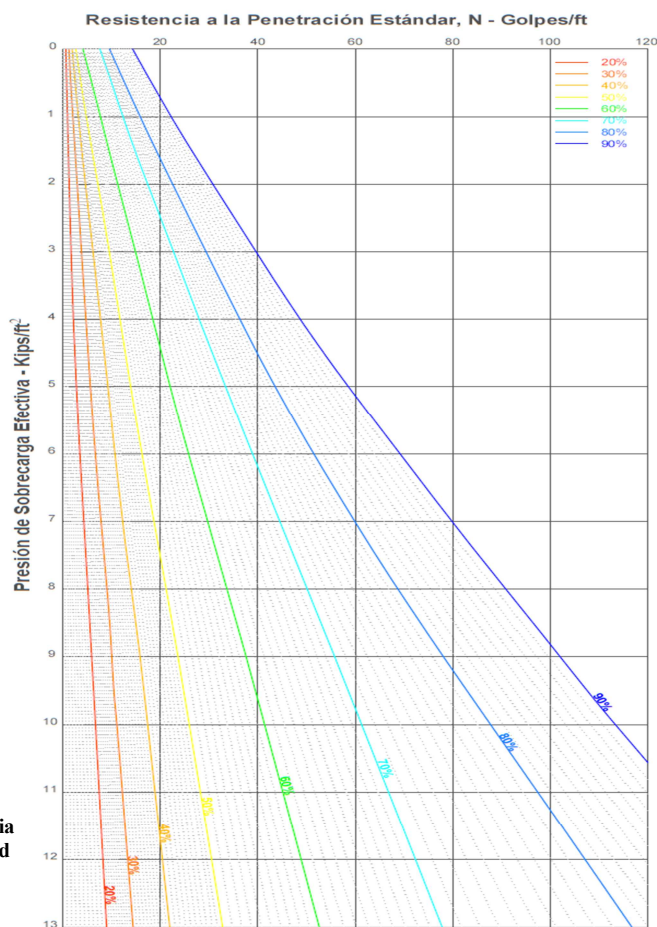
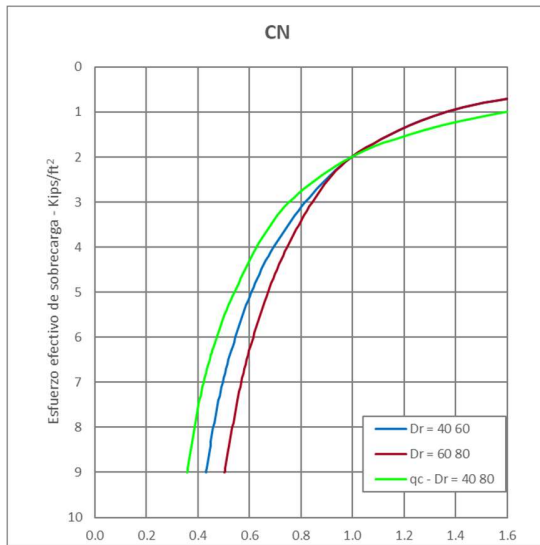
C_N – Es una función del esfuerzo efectivo a la profundidad donde se realizó la prueba de penetración. Cuyo valor tomaremos de la figura 4.4 (Seed et al., 1983).

La pérdida de energía de impacto se corrige multiplicando los valores de N_m medidos, en el rango de profundidad de 0 a 10 pies (0 a 3.05 m), por un factor de 0.75

Para cualquier sitio dado con una aceleración máxima, se puede evaluar la posibilidad de que se presente licuación, determinando los valores adecuados de N_1 .

Una de las mayores limitaciones de esta gráfica, es que en el momento en que se presentó fue con un número reducido de puntos confiables para definir el límite que separa los sitios licuables de los no licuables (Seed et al., 1983).

Se hicieron consideraciones como que las arenas limosas son apreciablemente menos vulnerables a presentar licuación, que aquellas que son predominantemente arenas con valores similares de resistencia a la penetración (Tokimatsu - Yoshimi, 1981).



4.1.2 Correlaciones entre SPT y CPT para el método de 1983

El método de 1983 propone utilizar las correlaciones disponibles entre los datos de SPT y los CPT. La relación promedio entre los datos de CPT y los valores de N, se expresa en las ecuaciones 5 y 6 para arenas limpias y arenas limosas respectivamente (Schmertmann, 1978).

$$\text{Para arenas limpias, } q_c = 4 \text{ a } 5 N \tag{5}$$

$$\text{Para arenas limosas } q_c = 3.5 \text{ a } 4.5 N \tag{6}$$

Podemos determinar q_c , mediante la ecuación 7:

$$q_{c1} = q_{c1} \cdot C_N \tag{7}$$

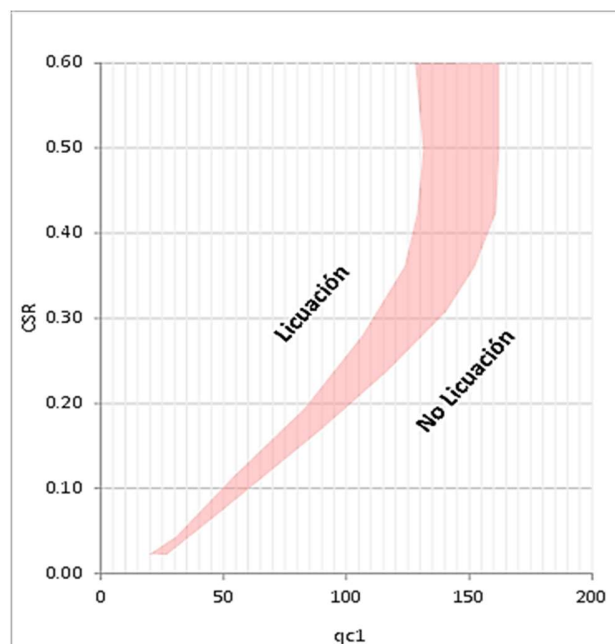
C_N – Será determinado directamente en la Figura 4.6

Tabla 4.2 Correlación entre N y q_c en arenas limpias y arenas limosas

Rango	Línea de Mínimos cuadrados
$0 < N < 10$	$q_c = 4.88 N$
$0 < N < 30$	$q_c = 4.13 N$
Todo N	$q_c = 18.3 + 2.9 N$

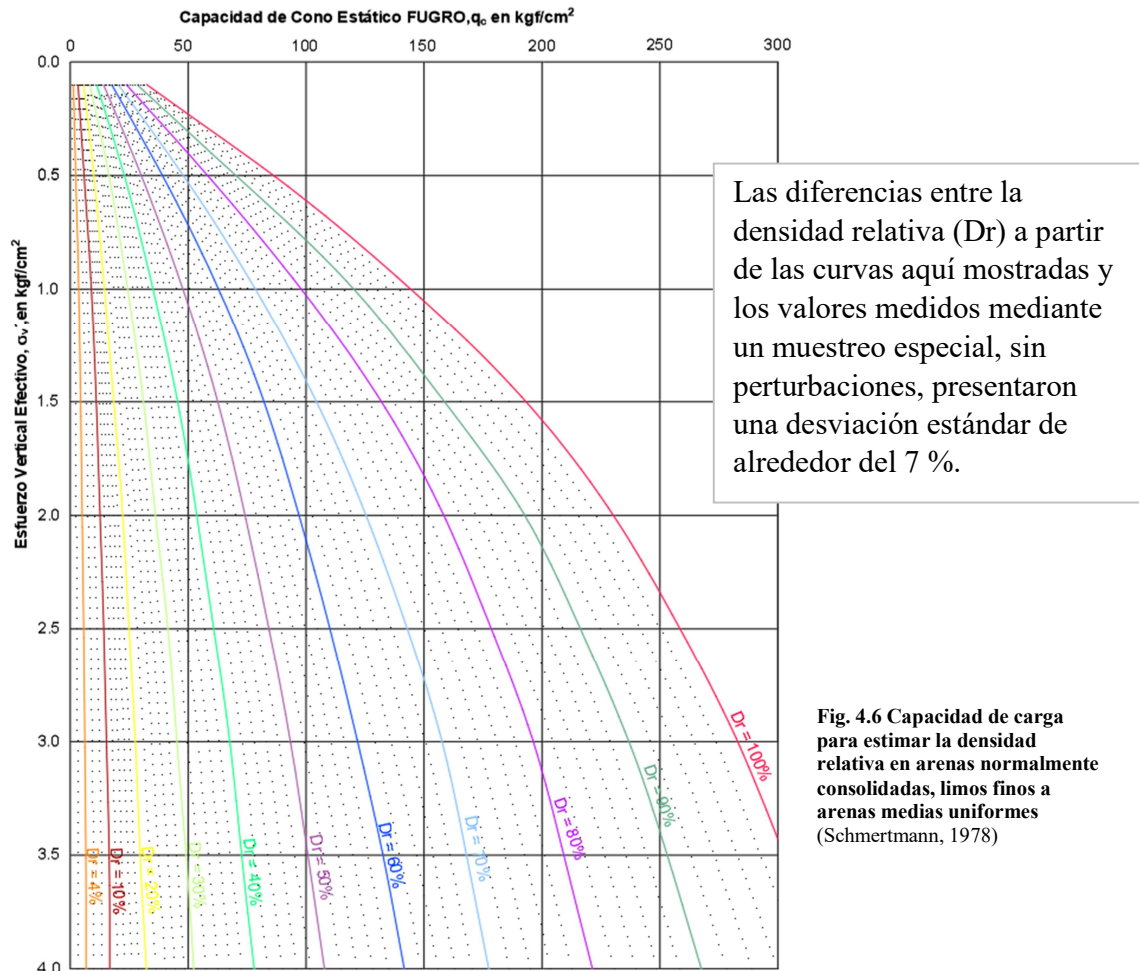
Referencia: *Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design* (Schmertmann, 1978).

Figura 4.5 Correlación propuesta entre la resistencia a la licuación de una arena limpia, en condiciones de terreno llano y la resistencia a la penetración del cono



Para evaluar el potencial de licuación es necesario determinar la correlación entre el esfuerzo cíclico inducido por el sismo y el número de golpes obtenido, mediante la ecuación 8 de la resistencia a la penetración en campo.

$$\left(\frac{\tau_{ave}}{\sigma_0'} \right) \cong \frac{N_1}{90} = \frac{C_N \cdot Nm}{90} \tag{8}$$



De las figuras 4.4 y 4.6 se obtiene la densidad relativa para cada punto (tanto para SPT, como CPT), que se toma como referencia para la obtención de C_N en la figura 4.3.

4.2 Método modificado para la evaluación del potencial de licuación (Youd et al., 2001).

Este método consiste en una revisión de aportaciones llevada a cabo en 2001, con la finalidad de hacer una recopilación de las actualizaciones referentes al método simplificado. Consiste en hacer una comparación entre los esfuerzos inducidos por el sismo en los estratos posiblemente licuables, con los que el suelo es capaz de resistir sin que se presente licuación; evaluando el potencial en función de dos variables: CSR y CRR (Youd et al., 2001).

Siendo:

CSR – Coeficiente de esfuerzo cíclico (demanda sísmica en un estrato de suelo), ecuación 9

CRR – Coeficiente de resistencia cíclica (capacidad del suelo a resistir la licuación), ecuación 13

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}'} = 0.65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \right) r_d \quad (9)$$

Donde:

- $a_{m\acute{a}x}$ Aceleración máxima horizontal en la superficie del suelo, generada por un sismo
- g Aceleración de la gravedad
- σ_{v0} Esfuerzos verticales totales
- σ_{v0}' Esfuerzo efectivos
- r_d Coeficiente de reducción de esfuerzos. Depende de la respuesta a un sismo determinado y, por lo tanto, dependerá de las propiedades del depósito y de las características del sismo

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z \quad \text{para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (10)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \quad \text{para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (11)$$

Para facilitar el cálculo, el National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) acordó aproximar la curva media con la ecuación 12.

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113 z^{0.5} + 0.04052 z + 0.001753 z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177 z^{0.5} + 0.05729 z - 0.006205 z^{1.5} + 0.001210 z^2)} \quad (12)$$

Donde:

- z Profundidad bajo la superficie del suelo, en metros.

4.2.1 Determinación del potencial de licuación mediante correlaciones con la Prueba de Penetración Estándar (SPT)

En la figura 4.7, realizada por Seed en 1985, se incorporan los datos recopilados de sismos históricos representados por CSR - $(N_1)_{60}$; siendo $(N_1)_{60}$ el número de golpes correspondiente a SPT normalizado a una presión de sobrecarga 100 kPa y una relación de eficiencia del martillo del 60% (Ver ANEXO A).

Los datos del gráfico, tanto del CSR calculado como $(N_1)_{60}$, son de sitios donde se observaron o no, los efectos de licuación después de sismos de magnitudes de 7.5 Mw aproximadamente.

Las curvas de CRR para diferentes contenidos de finos están delimitando de manera conservadora las regiones de licuación de las de no licuación. La curva CRR para arenas con contenidos de finos <5% es el criterio utilizado para el procedimiento simplificado y se denomina como "curva base de arena limpia".

Para el cálculo se determinan los valores de N normalizados a una energía estándar (N_{60}). Se asume una energía del 60% de la requerida para la caída libre del martillo o masa golpeadora.

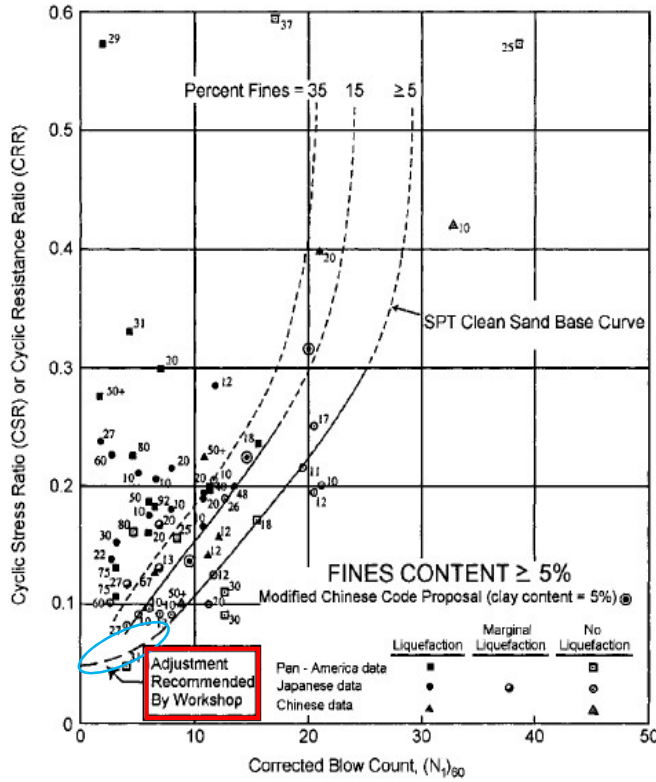


Fig. 4.7 Curva base para arenas limpias, SPT, para sismos de 7.5, con datos de casos históricos de licuación. (modificado de Seed et al. 1985) (Youd et al., 2001)

De la curva base para arenas limpias, Seed e Idriss (1982) tenían pocos datos para trazar la curva en la parte inferior, por lo que en el taller del NCEER aceptaron aproximar la curva mediante la ecuación 13.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad \text{Sólo válida para } (N_1)_{60} < 30 \quad (13)$$

Para $(N_1)_{60} \geq 30$ los suelos granulares limpios son muy densos para licuarse y se clasifican como no licuables.

Seed et al. (1985) observaron que un aumento en el contenido de finos representaría un aumento aparente en el valor de CRR, por lo que desarrollaron curvas con diferentes contenidos de finos, representadas en la Figura 4.7 lo que los llevó a proponer correcciones debidas a la influencia de los finos, mediante la ecuación 14.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (14)$$

Donde:

α y β son los coeficientes determinados mediante las ecuaciones 15 y 16 respectivamente, según el contenido de finos del estrato analizado

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

$$\alpha = \exp \left[1.76 - \left(\frac{190}{FC^2} \right) \right] \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (15)$$

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

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

$$\beta = \left[0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000} \right) \right] \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (16)$$

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

Para la determinación de $(N_1)_{60}$ el método considera realizar correcciones de acuerdo a las condiciones de la exploración, como son la presión de sobrecarga el tipo de martinete o masa golpeadora, diámetro de la perforación, longitud de la columna de barras y si el muestreador utilizado requiere o no el uso de liners (o cilindros).

Tabla 4.3 Correcciones para SPT (modificado por Skempton 1986)

FACTOR	EQUIPO	TÉRMINO	CORRECCIÓN
Presión de sobrecarga	-	C_N	$(P_a/\sigma_{vo}')^{0.5}$
	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
Relación de energía	Martinete de dona o rosquilla	C_E	0.5 - 1.0
	Martinete de seguridad	C_E	0.7 - 1.2
	Martinete automático tipo dona	C_E	0.8 - 1.3
Diámetro de la perforación	65 - 115 mm	C_B	1.00
	150 mm	C_B	1.05
	20 mm	C_B	1.15
Longitud de la columna de barras	< 3 m	C_R	0.75
	3 - 4 m	C_R	0.80
	4 - 6 m	C_R	0.85
	6 - 10 m	C_R	0.95
	10 - 30 m	C_R	1.00
Método de muestreo	Muestreador estándar	C_S	1.00
	Muestreador sin liners	C_S	1.1 - 1.3

Enlistado por Robertson y Wide (1998), (Youd et al., 2001)

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (17)$$

Donde:

- N_m Resistencia a la penetración estándar medida
- C_N Factor para normalizar N_m a una tensión de sobrecarga efectiva. No debe ser mayor de 1.7

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}'} \right)^{0.5} \quad (18)$$

Si $C_N > 1.7$, se realiza un ajuste mediante la ecuación 19

$$C_N = \frac{2.2}{\left(1.2 + \frac{\sigma_{v0}}{P_a}\right)} \quad (19)$$

- C_E Corrección de la relación de energía del martillo (ER)
- C_B Factor de corrección para el diámetro del pozo
- C_R Factor de corrección para la longitud de la barra
- C_S Corrección para muestreadores con o sin guía

Para poder calcular CRR para distintas magnitudes, necesitamos involucrar un factor de escala (MSF).

Los factores de escala de magnitud fueron introducidos por Seed e Idriss en 1982 para ajustar las curvas de arena limpia con diferentes magnitudes sísmicas, se utilizan para escalar las curvas base de CRR para $(N_1)_{60}$, q_{c1N} o V_{s1} .

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR}\right) MSF \quad (20)$$

Donde:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (21)$$

Tabla 4.4 Factores de escala de magnitud

Magnitud M	Seed e Idriss (1982)		Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus y Stokoe (1997)	Youd and Noble (1997b)		
	Idriss ^a			Distancia base	Energía base		$P_L < 20\%$	$P_L < 32\%$	$P_L < 50\%$
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.60	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	-	-	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	-	-	0.65?	-	-	0.56?

Nota: ? = Valores muy inciertos

^a1995 Conferencia *Commemorativa de Seed*. Universidad de California en Berkeley (I. M. Idriss, comunicación personal a T. L. Youd, 1997)

Referencia: *Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil* (Youd et al., 2001).

4.2.2 Determinación del potencial de licuación mediante correlaciones con la Prueba de Penetración con Cono (CPT)

La prueba de Penetración con Cono (CPT) permite tener un perfil estratigráfico continuo de la resistencia del suelo, con resultados consistentes y repetibles; aunque es recomendable la obtención de muestras mediante la prueba de SPT para verificar y complementar la información del sitio.

La Figura 4.8 se desarrolló a partir de los datos históricos recopilados por Stark y Olson en 1995 y Suzuki et al. (1995), es válida sólo para sismos de magnitud 7.5. En ella se muestra la relación de la resistencia cíclica calculada, como una función de la resistencia CPT corregida y normalizada (q_{c1N}) en sitios donde se observaron o no los efectos de licuación después de un evento sísmico. La curva CRR separa conservadoramente las regiones indicativas de licuación y no licuación.

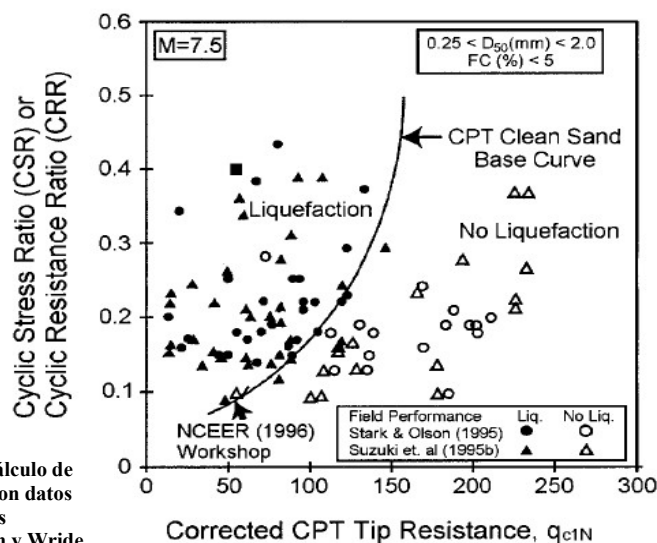


Fig. 4.8 Curva recomendada para el cálculo de CRR a partir de datos de CPT junto con datos empíricos de licuación de casos clínicos compilados (reproducida de Robertson y Wride 1998). (Youd et al., 2001)

La curva base de arena limpia se determina mediante las ecuaciones 22 y 23.

$$Si (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad (22)$$

$$Si 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (23)$$

Donde

$(q_{c1N})_{cs}$ Resistencia a la penetración del cono en arena limpia, normalizada a 100 kPa (1 atm)

El procedimiento requiere la normalización de la resistencia a la penetración del cono (q_{c1N}) en la ecuación 21 y para ello se requiere determinar C_Q con la ecuación 25.

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \quad (24)$$

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}'} \right)^n \quad (25)$$

Donde

C_Q Factor de normalización para la resistencia a la penetración del cono, no aplicable a valores mayor a 1.7

- P_a 1 atm de presión, mismas unidades utilizadas para σ_{vo}
- n Exponente variable según el tipo de suelo 0.5, 0.7 y 1.0
- q_c Resistencia a la penetración del cono de campo medida en la punta

La resistencia a la fricción aumenta debido a la cantidad de finos presentes y su plasticidad; es por ello que Robertson y Wide en 1998 desarrollaron un cuadro reducido, para la estimación del tipo de suelo, mostrado en la siguiente Figura 4.9

Los límites entre los tipos de suelo 2 a 7, se pueden aproximar mediante círculos concéntricos. El radio de éstos círculos se denomina I_c , índice de tipo de comportamiento, el cual se puede determinar mediante la ecuación 23.

De acuerdo al área donde se localicen los puntos determinados se considera el tipo de suelo, como se enuncia a continuación:

Siendo:

- 1) Sensitivo, de grano fino
- 2) Suelos orgánicos – turbas
- 3) Arcillas – limos arcillosos
- 4) Mezclas limosas – arcillas limosas a limos arcillosos
- 5) Mezclas de arena – limo arenoso a arenas limosas
- 6) Arenas – arena limpia a limos arenosos
- 7) Gravvas arenosas a arena densa
- 8) Arena compacta a arcilla arenosa
- 9) Suelos duros de grano fino

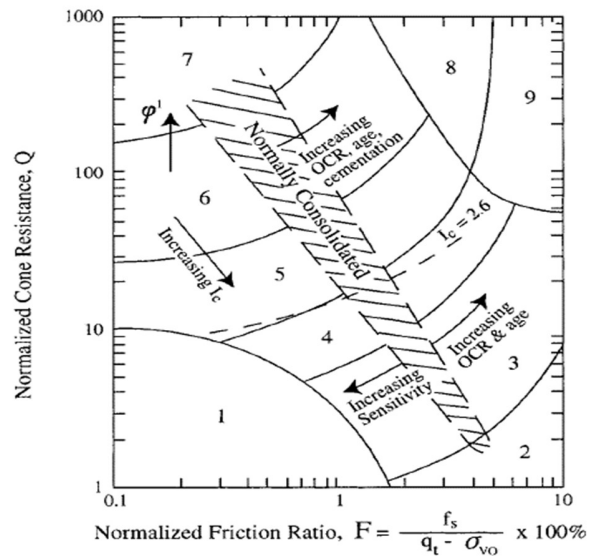


Fig. 4.9 Cuadro para la estimación del tipo de suelo

La gráfica de la Figura 4.9 fue desarrollada por Robertson y Wride (1998) para la que utilizaron un exponente $n=1.0$ para arcillas, $n=0.5$ para arenas limpias y un valor intermedio entre 0.5 y 1.0 para limos y limos arenosos ($n=0.7$).

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (26)$$

Para la cual se requiere utilizan las ecuaciones 27 y 28.

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_{vo})}{P_a} \right] \left[\left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}'} \right)^n \right] \quad (27)$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} \right] \cdot 100\% \quad (28)$$

El método consiste en realizar tres clasificaciones.

La primera clasificación, es para diferenciar las arcillas de los limos y las arenas, asumiendo un exponente $n = 1.0$, necesario para determinar la resistencia de la punta del cono (Figura 4.10 a).

Si:

$I_c > 2.6 \rightarrow$ Suelos arcilloso por lo tanto se suspende el análisis

$I_c < 2.6 \rightarrow$ Suelo probablemente de naturaleza granular; recalcar C_Q y Q con el exponente $n = 0.5$

En la segunda clasificación, se recalcula I_c , utilizando un exponente $n = 0.5$ (Figura 4.10 b).

Si:

$I_c < 2.6 \rightarrow$ Suelo No Plástico - Granular

$I_c > 2.6 \rightarrow$ Suelo muy limoso, posiblemente plástico; recalcar C_Q y Q con el exponente $n = 0.7$

Para la tercera clasificación se recalcula I_c , utilizando un exponente $n = 0.7$ (Figura 4.10 c).

Si:

$I_c < 2.6 \rightarrow$ Licuable

$I_c > 2.6 \rightarrow$ Se recomienda utilizar otro método de análisis

Según acordaron los participantes del taller de evaluación de 1996 y 1998 NCEER/NSF, aquellos suelos con un $I_c = 2.4$ o mayor, deberían ser muestreadas y ensayadas para confirmar la clasificación y determinar la licuación por medio de otros criterios.

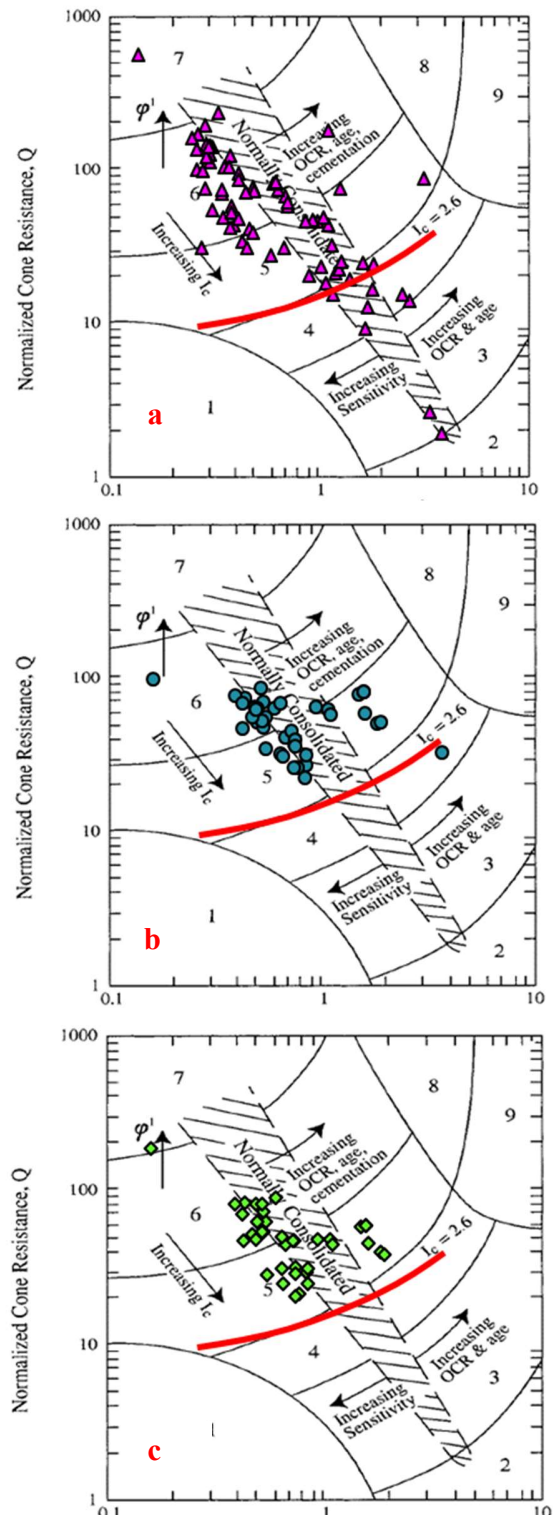


Figura 4.10 Cuadro para la estimación del tipo de suelo: a) $n=1.0$; b) $n = 0.5$ y c) $n = 0.7$

Se requiere también normalizar la resistencia a la penetración q_{c1N} , para obtener un valor equivalente para una arena limpia

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (29)$$

Donde:

K_c El factor de corrección para las características del grano según el valor obtenido de I_c , se determina mediante la ecuación 30 de la Figura 4.11 (Robertson y Wride, 1998).

Para

$$\left. \begin{aligned} I_c \leq 1.64 \quad K_c &= 1.0 \\ I_c > 1.64 \quad K_c &= -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \end{aligned} \right\} (30)$$

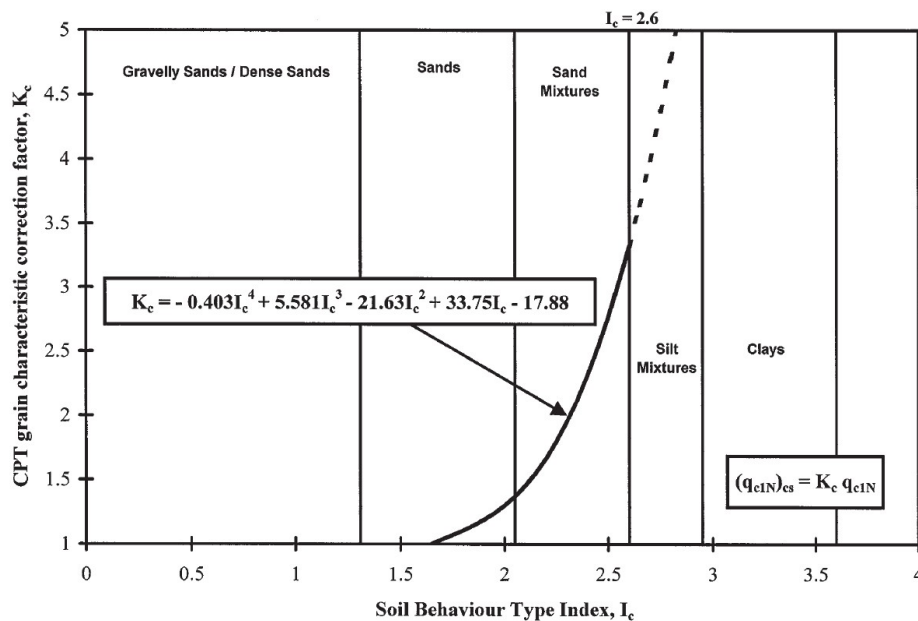


Figura 4.11 Corrección recomendada de las características del grano, para obtener una resistencia a la penetración de CPT equivalente a arena limpia en suelos arenosos “Evaluating Cyclic liquefaction potential using the cone Penetration test”. (Robertson - Wride, 1998)

4.2.3 Determinación del potencial de licuación mediante correlaciones con pruebas de medición de velocidad de onda de corte (V_s).

Andrus y Stokoe en sus publicaciones de 1997 y 2000, desarrollaron criterios para la evaluación del potencial de licuación a partir de mediciones de onda de corte V_s .

Inicialmente se realiza una corrección de la sobrecarga de acuerdo a la ecuación 31.

$$V_{s1} = V_s \left| \frac{P_a}{\sigma_{v0}} \right|^{0.25} \quad (31)$$

Donde

- V_{s1} Velocidad de onda cortante corregida por sobrecarga-esfuerzo
- P_a Presión atmosférica aproximada en 100 kPa
- σ_{v0} Esfuerzo vertical efectivo inicial en las mismas unidades que P_a

La curva que Andrus y Stokoe desarrollaron en 1997, mostrada en la Figura 4.12, los llevó a proponer la relación entre CRR y V_{s1} de la ecuación 31 para sismos de magnitud de 7.5 Mw, suelos no cementados del Holoceno y con diferentes contenidos de finos.

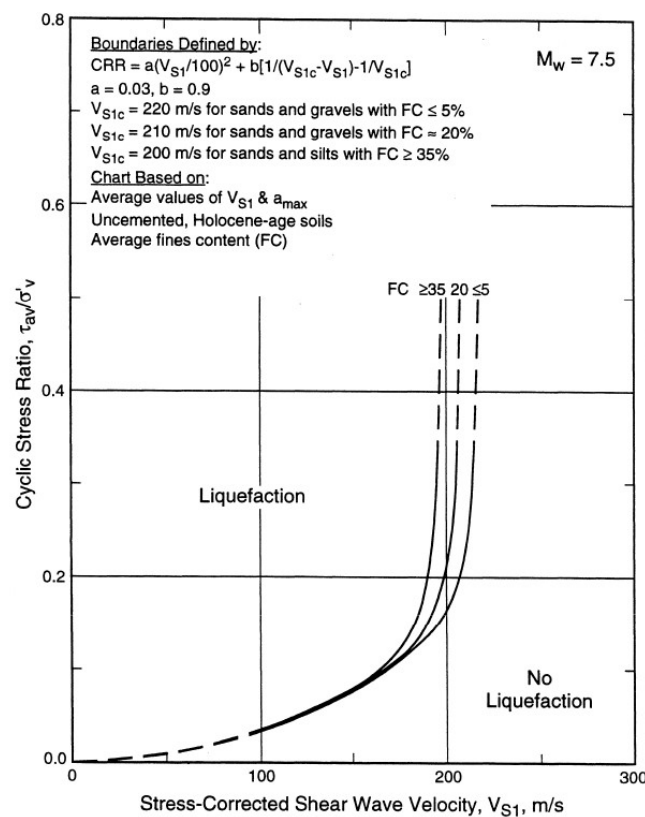


Figura 4.12 Gráfica recomendada para la evaluación de licuación, basada en V_{s1} y CRR, para sismos de magnitud 7.5 y suelos no cementados del Holoceno (propuesta por Andrus y Stokoe, 1997).

$$CRR = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (32)$$

Donde:

- V_{s1}^* Valor límite superior de V_{s1} para la ocurrencia de licuefacción de la corriente V_{s1}
- a y b Parámetros de ajuste de curvas

4.3 Método propuesto por Idriss y Boulanger para la evaluación del potencial de licuación (2014)

4.3.1 Evaluación del potencial de licuación mediante pruebas SPT

Este método permite evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo mediante el número de golpes obtenido de la Prueba de Penetración Estándar, donde el esfuerzo cortante máximo se estima mediante la ecuación 9, desarrollada por el procedimiento simplificado por Seed e Idriss en 1971.

$$CSR_{M,\sigma_v'} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \frac{a_{m\acute{a}x'}}{g} r_d \quad (9)$$

La CRR del suelo se correlaciona con parámetros obtenidos *in situ* como el número de golpes (SPT), resistencia a la penetración con cono (CPT) o las velocidades de onda de corte (Vs). Está basada en la resistencia a la penetración corregida $(N_1)_{60cs}$.

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (33)$$

Donde:

- C_N Factor de corrección de sobrecarga
- N_{60} Resistencia a la penetración, número de golpes medidos en SPT

La correlación de CRR con $(N_1)_{60}$ se ve afectada por el contenido de finos (FC) y se expresa con la ecuación 34.

$$CRR_{M=7.5,\sigma_v'=1atm} = \exp y Go \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (34)$$

Por convenir al cálculo, la correlación de la ecuación 35 se expresa en términos de una arena limpia equivalente $(N_1)_{60cs}$ para un sismo de magnitud 7.5 Mw.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (35)$$

Para el cálculo del factor de reducción r_d el método se basa en los trabajos de Idriss (1970) y Golesorkhi (1989), en ellos ampliaron las investigaciones y los resultados con una aproximación razonable a la curva promedio publicada por Seed e Idriss (1970), mediante el método del percentil (P = 67%) ya que otros métodos no incluían los sismos de Chi-Chi o Kocaeli.

El parámetro r_d se expresa con la ecuación 36, determinado por los parámetros α y β de las ecuaciones 37 y 38.

$$r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z) M] \quad (36)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73}\right) + 5.133 \quad (37)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28}\right) + 5.142 \quad (38)$$

Donde

z Profundidad por debajo de la superficie del suelo en metros.

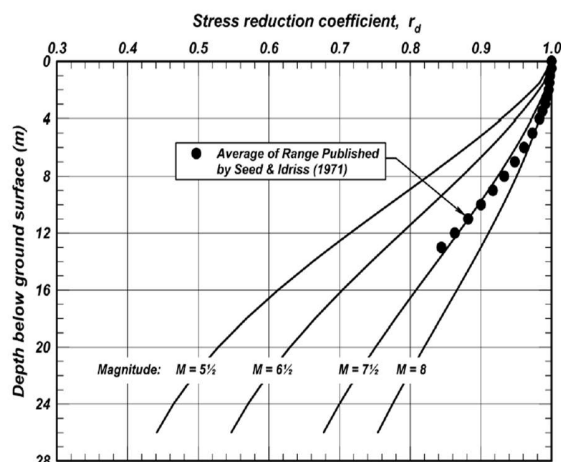


Figura 4.13 Relación de r_d con respecto a la profundidad, para sismos de diferentes magnitudes. Referencia: *SPT-Based Liquefaction Triggering Procedures* (Idriss-Boulanger, 2010).

El factor C_N desarrollado por Boulanger en 2003, está basado en la reexaminación de los datos publicados de la prueba de la cámara de calibración para pruebas SPT (en donde se abarca σ_v' de 0.7 a 5.4 atm) y al análisis de resultados para σ_v' de 0.2 a 20 atm, utilizando la teoría de la resistencia a la penetración con cono, Salgado et. al. (1997a, 1999b) demostraron la concordancia con la base de datos de 400 pruebas en la cámara de calibración con CPT y σ_v' hasta 7 atm.

Idriss y Boulanger en 2003 y 2008, recomendaron que la dependencia de D_R , de la relación C_N fuera expresada con la ecuación 39.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'}\right)^m \leq 1.7 \tag{39}$$

Donde:

$$m = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \tag{40}$$

También propusieron la determinación de K_σ en términos de $(N_1)_{60cs}$ con la ecuación 41.

Para esfuerzos verticales efectivos menores a 40 kPa

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma_v'}{P_a}\right) \leq 1.1 \tag{41}$$

Donde:

K_σ y C_σ - Requieren extrapolación para profundidades mayores a las cubiertas por las bases de datos

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 (N_1)_{60cs}} \leq 0.3 \tag{42}$$

El efecto de escala (MSF) se utiliza para considerar los efectos de la duración (número de ciclos de carga) en la activación de la licuación, ecuación 43. El factor MSF se aplica al valor calculado de CSR convencionalmente como $M = 7.5$

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (43)$$

Se requiere realizar un ajuste para arenas limpias $\Delta(N_1)_{60}$ para explicar el efecto de las partículas finas, para CRR y el número de golpes de SPT.

$$\begin{aligned} \text{SPT}(N_1)_{60} &\rightarrow \text{Ajuste equivalente (arena limpia)} \rightarrow (N_1)_{60cs} \\ \Delta(N_1)_{60} &= \left(\exp 1.63 + \left(\frac{9.7}{FC+0.01} \right) - \left(\frac{15.7}{FC+0.01} \right)^2 \right) \end{aligned} \quad (44)$$

Donde

FC Contenido de finos en porcentaje

El factor de seguridad está determinado mediante la ecuación 45.

$$FS = \left(\frac{CRR_{M=7.5, \sigma v'}}{\frac{CSR_{M, \sigma v'}}{MSF}} \right) \quad (45)$$

4.3.2 Evaluación del potencial de licuación mediante pruebas CPT

La evaluación del potencial de licuación por medio de los resultados obtenidos por CPT se determina de forma análoga al de SPT, con algunas variaciones en los parámetros como de enuncia a continuación.

El método de 2014, mediante el uso de la resistencia a la penetración con cono determina el CSR, con la ecuación 9.

Se requiere determinar el valor de la resistencia a la penetración con cono corregida (q_{c1N}) con la ecuación 46.

$$q_{c1N} = C_N \cdot q_{cN} = C_N \frac{q_c}{Pa} \quad (46)$$

Así como la corrección equivalente para arena limpia de la ecuación 47.

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (47)$$

El coeficiente de reducción del esfuerzo cortante (r_d) se determina mediante el uso de las ecuaciones 36, 37 y 38.

El factor de corrección de sobrecarga (C_N) se calcula con la ecuación 38, considerando el valor de m según la ecuación 48.

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264} \quad (48)$$

El factor de corrección de sobrecarga (K_σ) se determina con la ecuación 40; considerando el valor de Cs obtenido por medio de la ecuación 49.

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} < 0.3 \quad (49)$$

El factor de magnitud de escala MSF se determina mediante la ecuación 43.

El ajuste equivalente de arena limpia por contenido de finos (Δq_{c1N}) se calcula por medio de la ecuación 50.

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left(1.63 - \left(\frac{9.7}{FC+2} \right) - \left(\frac{15.7}{FC+2} \right)^2 \right) \quad (50)$$

El CRR ajustado a una magnitud $M=7.5$, $\sigma v'=1 \text{ atm}$, se determina con la ecuación 51.

$$CRR_{M=7.5, \sigma v'=1 \text{ atm}} = \exp \left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right) \quad (51)$$

Por último, el factor de seguridad se determina mediante la ecuación 45.

4.4 Interpretación de Resultados

Existen varias formas de interpretar los valores del coeficiente de correlación de Pearson, el criterio utilizado para este trabajo es el mostrado en la Figura 4.13 (Kent State University Libraries, 2023), (Kelmaski, 2009).

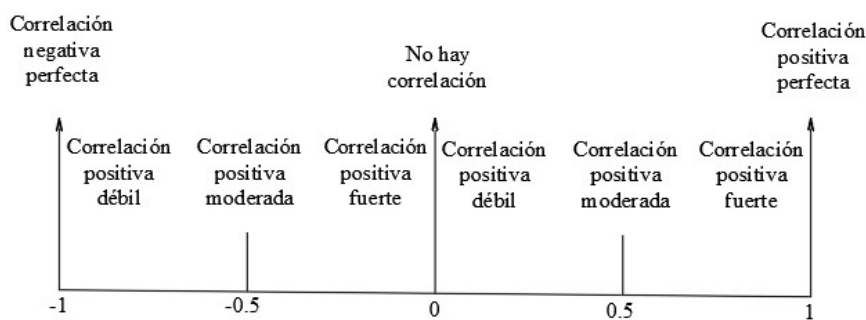


Figura 4.14 Criterio de interpretación para el coeficiente de correlación de Pearson. (Google, s.f.)

Donde los valores a considerar, pueden presentar los siguientes rangos

- $0.0 < |r| < 0.10$ nula
- $0.1 < |r| < 0.3$ débil
- $0.3 < |r| < 0.5$ moderada
- $0.5 < |r| < 1.0$ fuerte

CAPÍTULO 5: Planteamiento del problema Información del sitio en estudio

El proyecto se encuentra localizado sobre la zona costera del sur del Golfo de México, a 3 kilómetros al norte de la ciudad de Paraíso, Tabasco. El sitio en estudio se encuentra conformado por estratos de espesores variables de arena suelta de grano fino, que pueden ser susceptibles a presentar licuación ante la presencia de sismos.

En este trabajo de investigación se consideraron 3 sitios de los que se obtuvieron resultados de las pruebas de penetración estándar (S) y de penetración con cono (CPT)

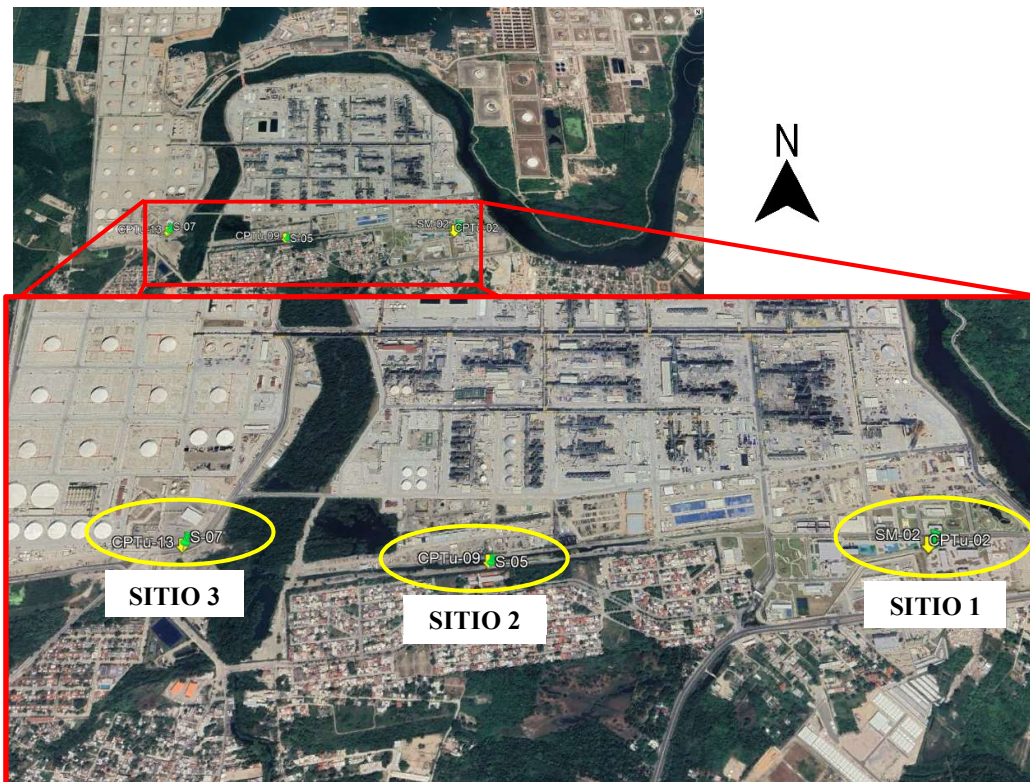


Figura 5.1 Localización de sitios de análisis
(Google, s.f.)

Los resultados de las pruebas SPT y CPT, correspondientes a los obtenidos en cada uno de los sitios indicados en la Figura 5.1, son los que se utilizaron para la comparación de los métodos en este trabajo. Éstos pueden presentar algunas variaciones con respecto a los obtenidos en campo debido a que se determinaron gráficamente de perfiles estratigráficos y perfiles de resistencia en punta y fuste (proporcionados para este trabajo, en formato PDF), los cuales se muestran en las Figuras 5.2 a 5.7.

5.1 SITIO 1

Sondeo: S-02 B1

Prof. Explorada: 35.50 m

NAF: 0.50 m

Coordenadas:

No reportadas en informe, suponemos cercanas al CPTu-02

Diámetro del barreno: 150 mm

Penetrómetro estándar de 0.45 m

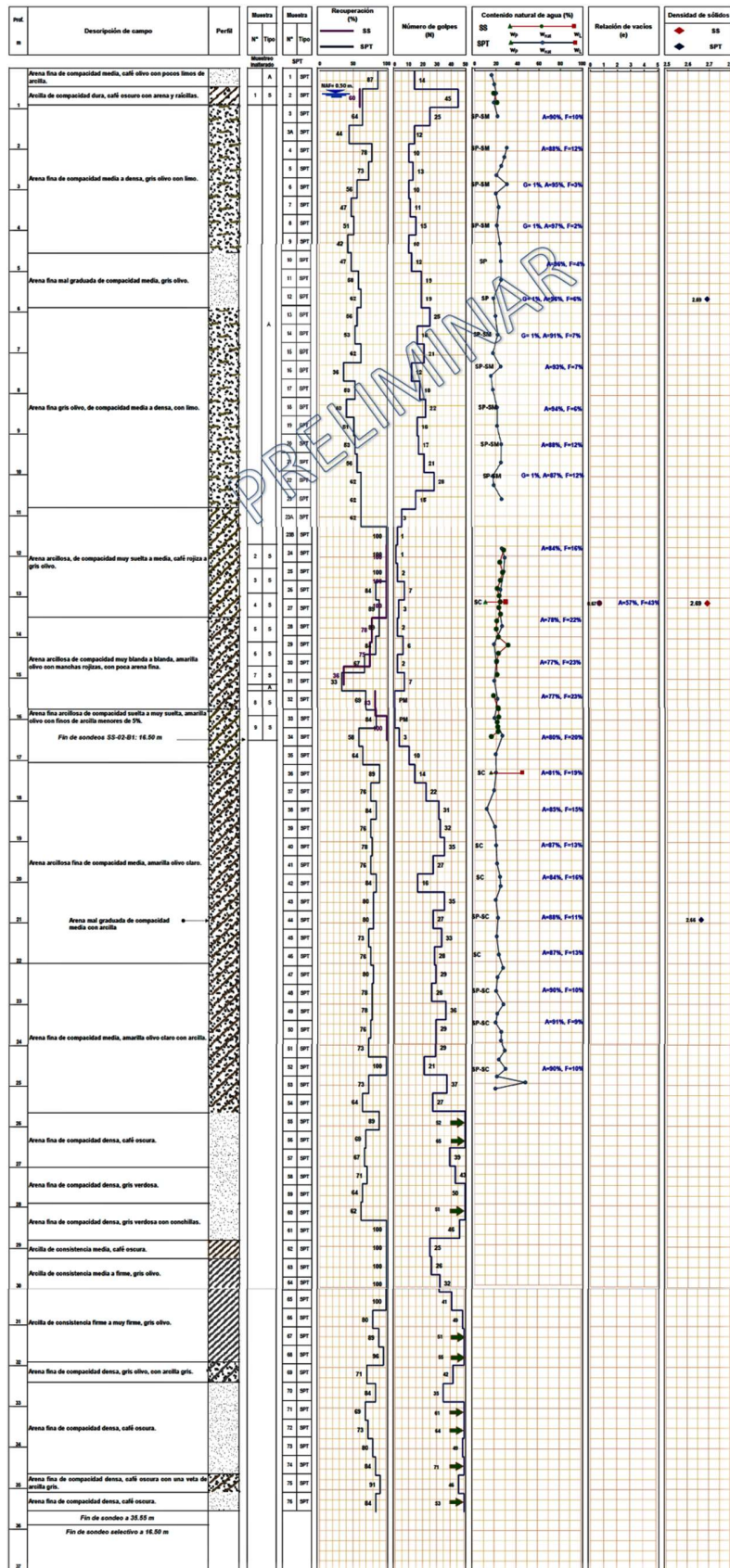


Figura 5.2 SITIO 1 (S-02 B1)
Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil. Subgerencia de Geotecnia y Materiales (2019)

Sondeo: CPTu-02 B1 V0
Prof. Explorada: 37.26 m
NAF: 0.20 m
Coordenadas:
480,149.05-2,036,188.60

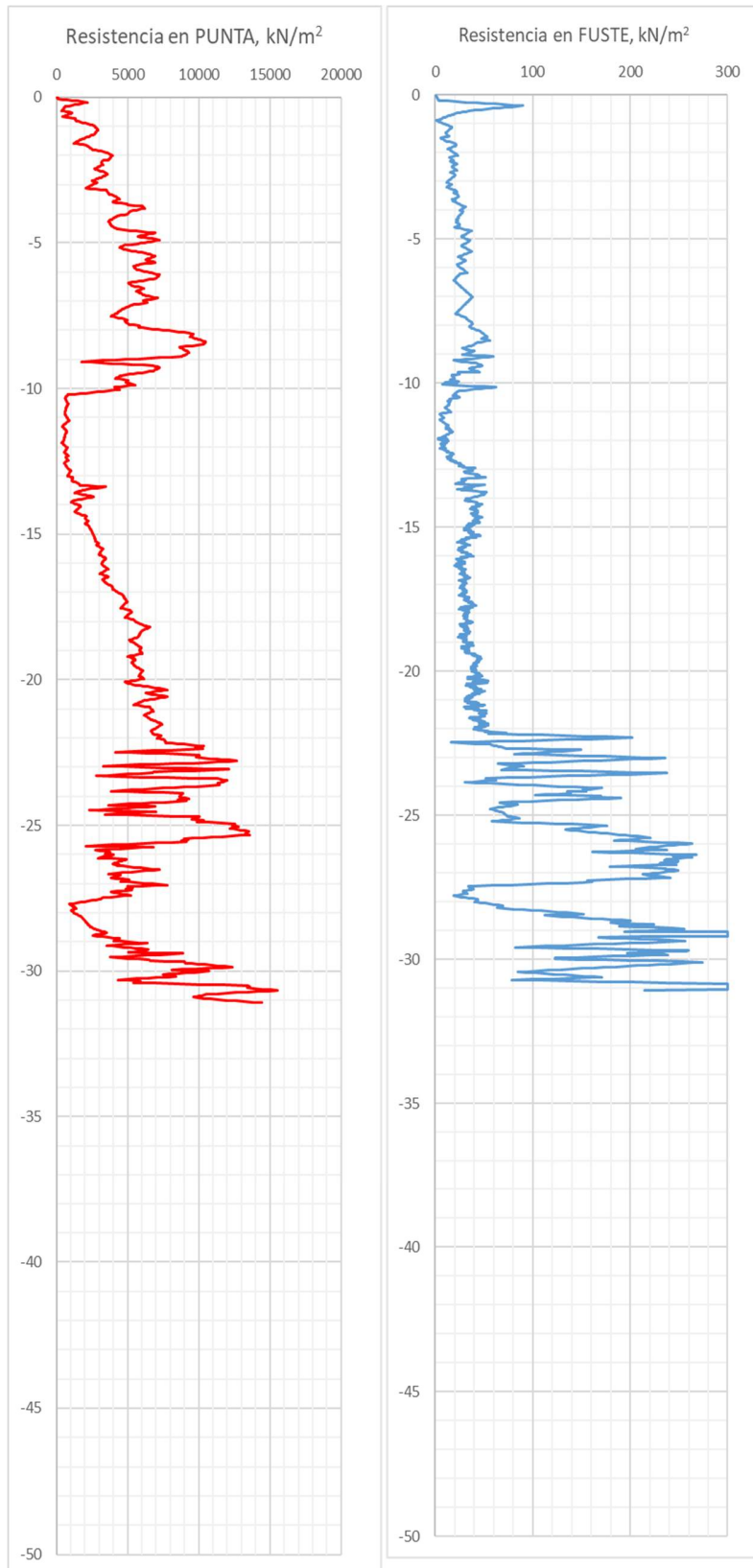


Figura 5.3 SITIO 1
(CPTu-02 B1 V0)
Subgerencia de Geotecnia y
Materiales para el Petróleos
Mexicanos (2019).

5.2 SITIO 2

Sondeo: S-05 B1

Prof. Explorada: 35.10 m

NAF: 0.68 m

Coordenadas:

478,828.23-2,036,140.50

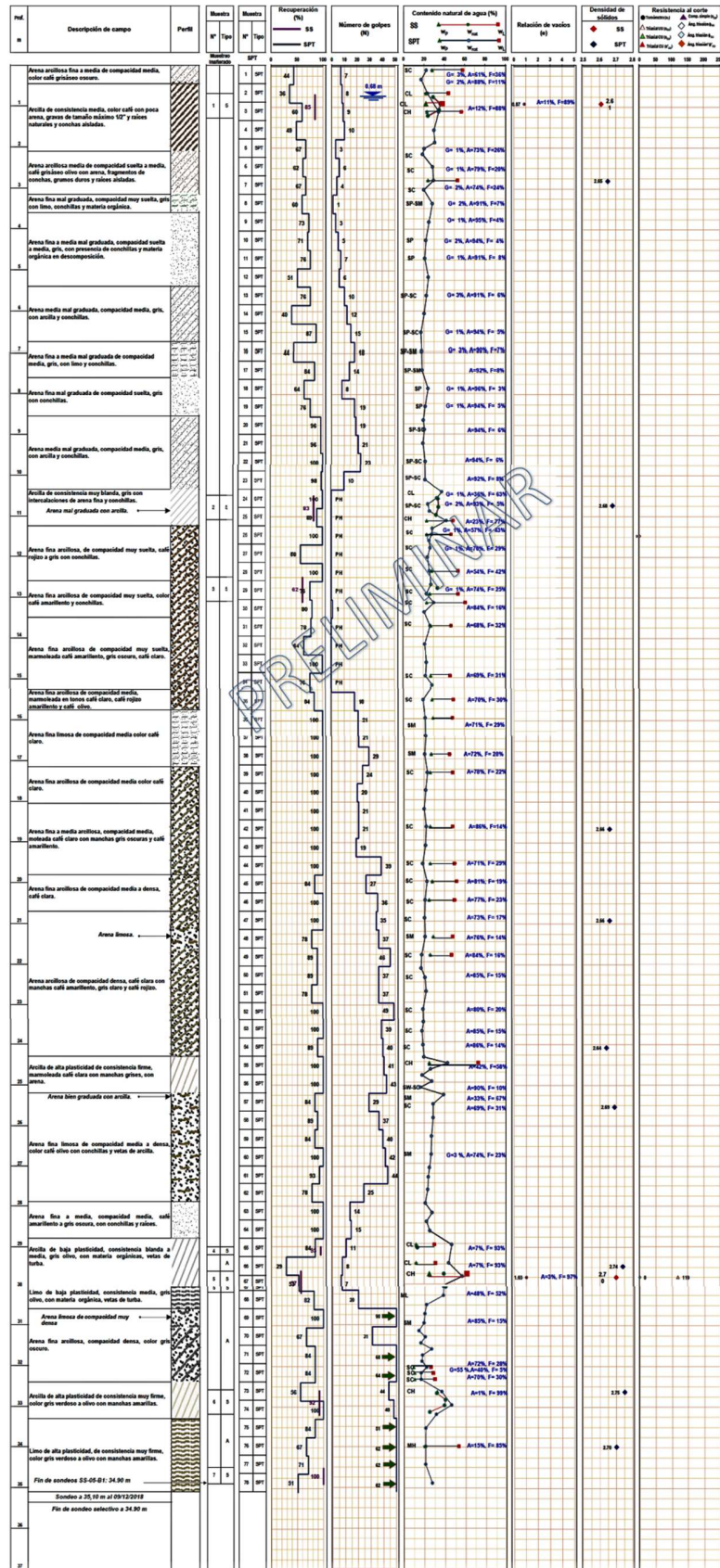
Diámetro del barreno:

150 mm

Penetrómetro estándar de

0.45 m

Figura 5.4 SITIO 2 (S-05 B1)
Gerencia de Estudios de Ingeniería
Civil. Subgerencia de Geotecnia y
Materiales (2019)



Sondeo: CPTu-09 B1 V0
Prof. Explorada: 36.72 m
NAF: 0.60 m
Coordenadas:
478,828.23-2,036,140.50

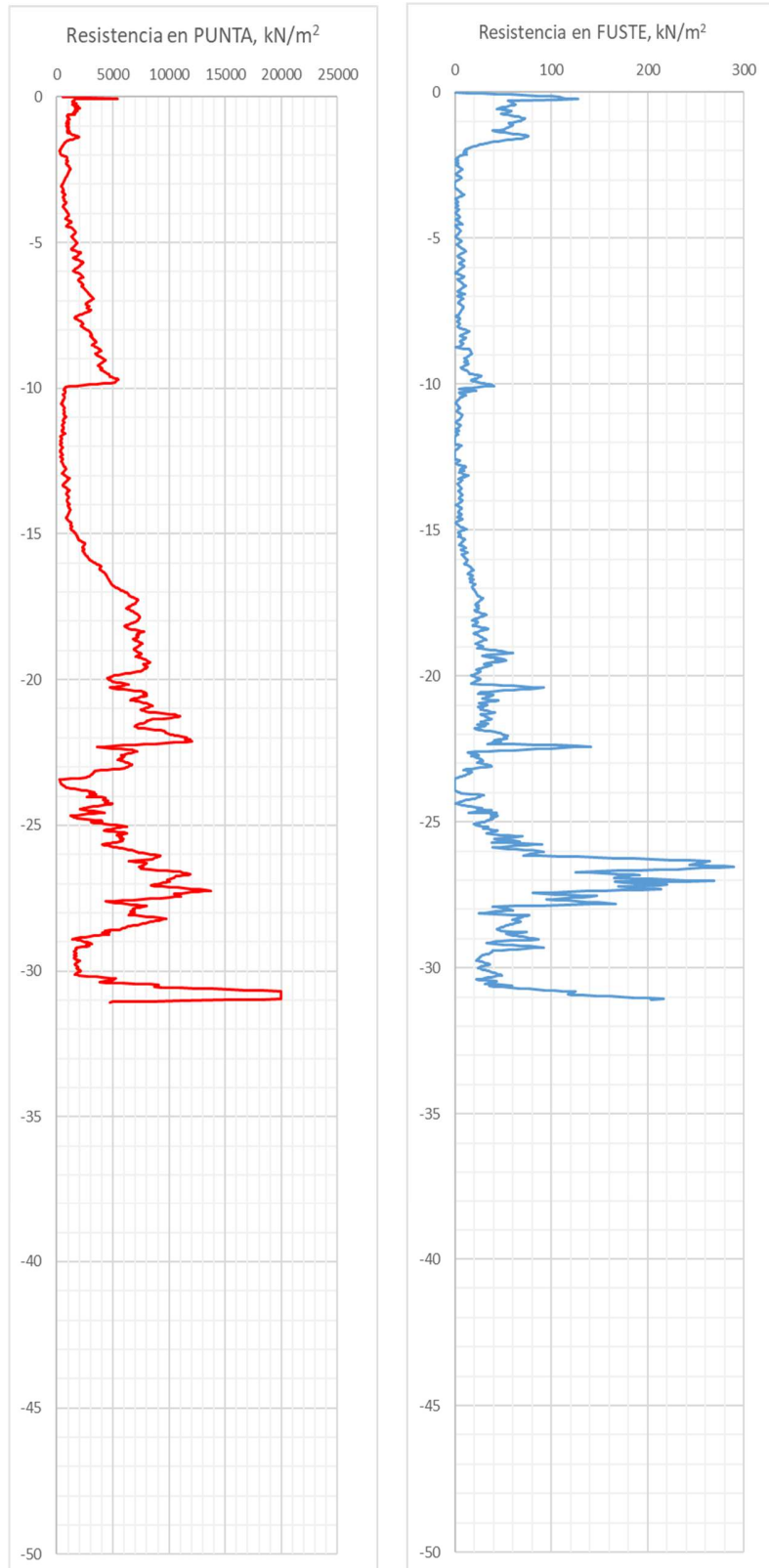


Figura 5.5 SITIO 2
(CPTu-09 B1 V0)
Subgerencia de Geotecnia y
Materiales para el Petróleos
Mexicanos (2019).

5.3 SITIO 3

Sondeo: S-07 B1

Prof. Explorada: 28.40 m

NAF: 1.20 m

Coordenadas:

477,905.77-2,036,203.22

Diámetro del barreno:

150 mm

Penetrómetro estándar de

0.45 m

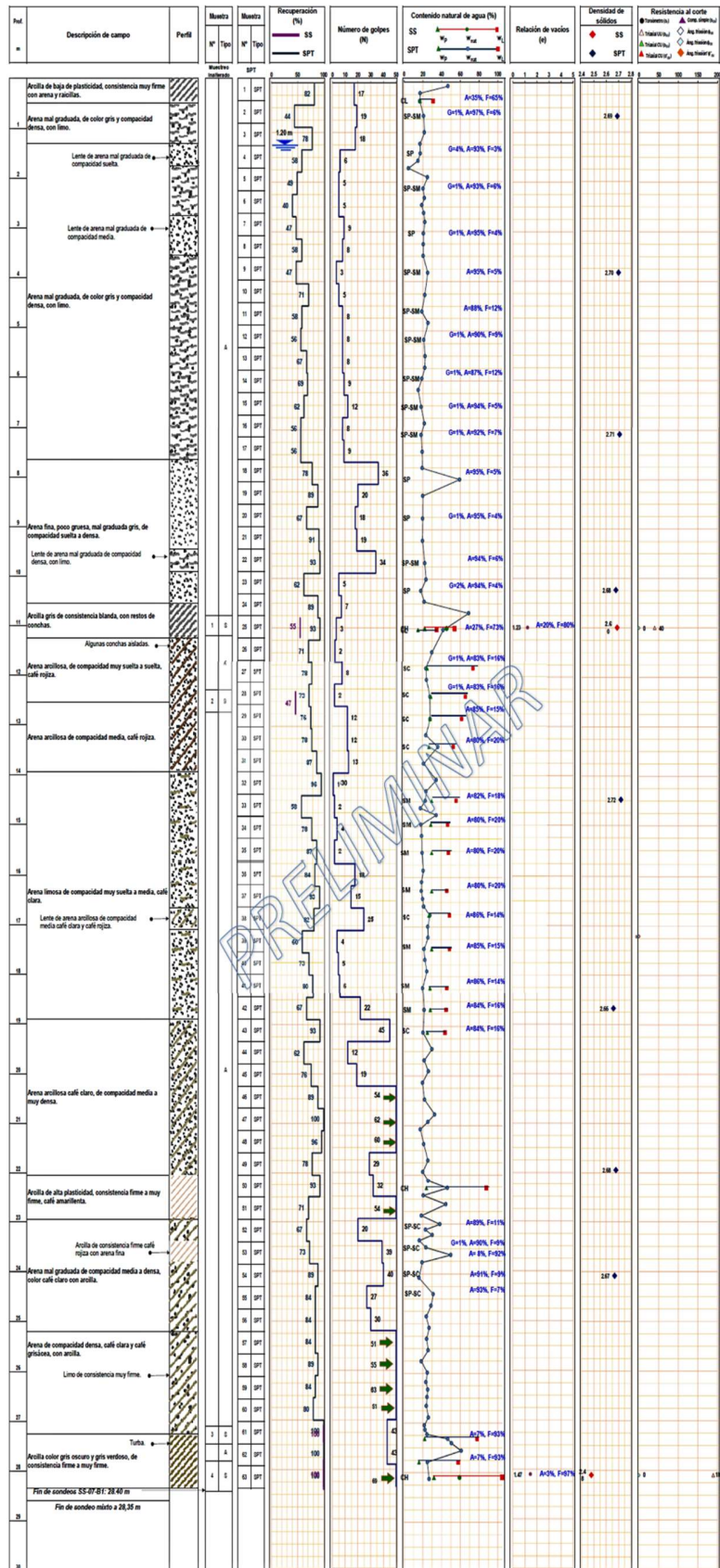


Figura 5.6 SITIO 3 (S-07 B1)
Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil. Subgerencia de Geotecnia y Materiales (2019)

Sondeo: CPTu-13 B1 V0
Prof. Explorada: 26.10 m
NAF: 0.65 m
Coordenadas:
477,905.19-2,036193.66

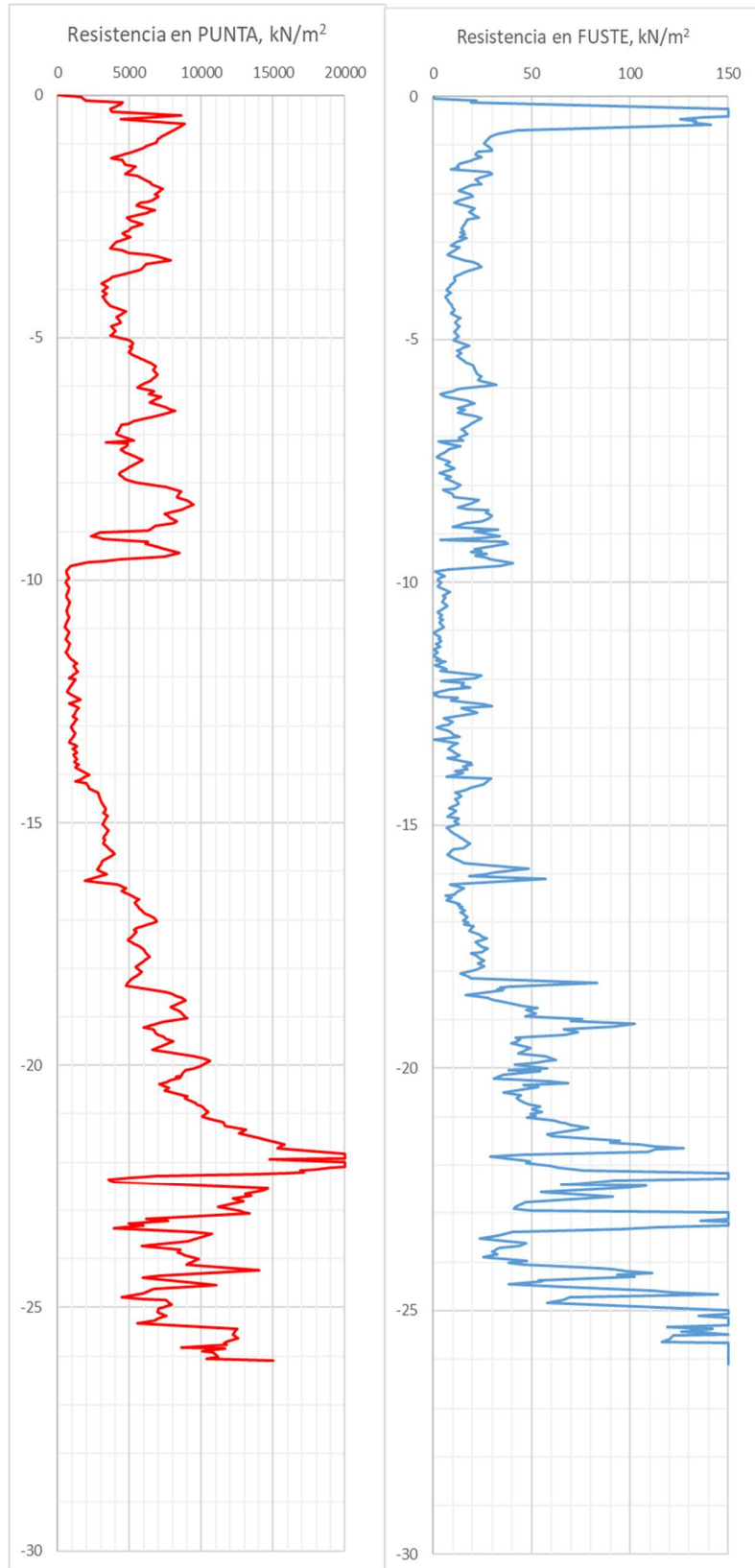


Figura 5.7 SITIO 3
(CPTu-13 B1 V0)
Subgerencia de Geotecnia y
Materiales para el Petróleos
Mexicanos (2019).

CAPÍTULO 6: Presentación y análisis de resultados

De los perfiles estratigráficos, con los datos reportados de las pruebas de penetración estándar (SPT) y los perfiles de resistencia en punta y fricción de cono mostrados en el Capítulo 5, se obtuvo la información para realizar el análisis del potencial de licuación en los 3 sitios analizados en este trabajo. Para ello se dividieron los depósitos en estratos según las propiedades del suelo registradas.

6.1 Comparación de métodos para cálculo del potencial de licuación con SPT

6.1.1 Comparación del factor C_N

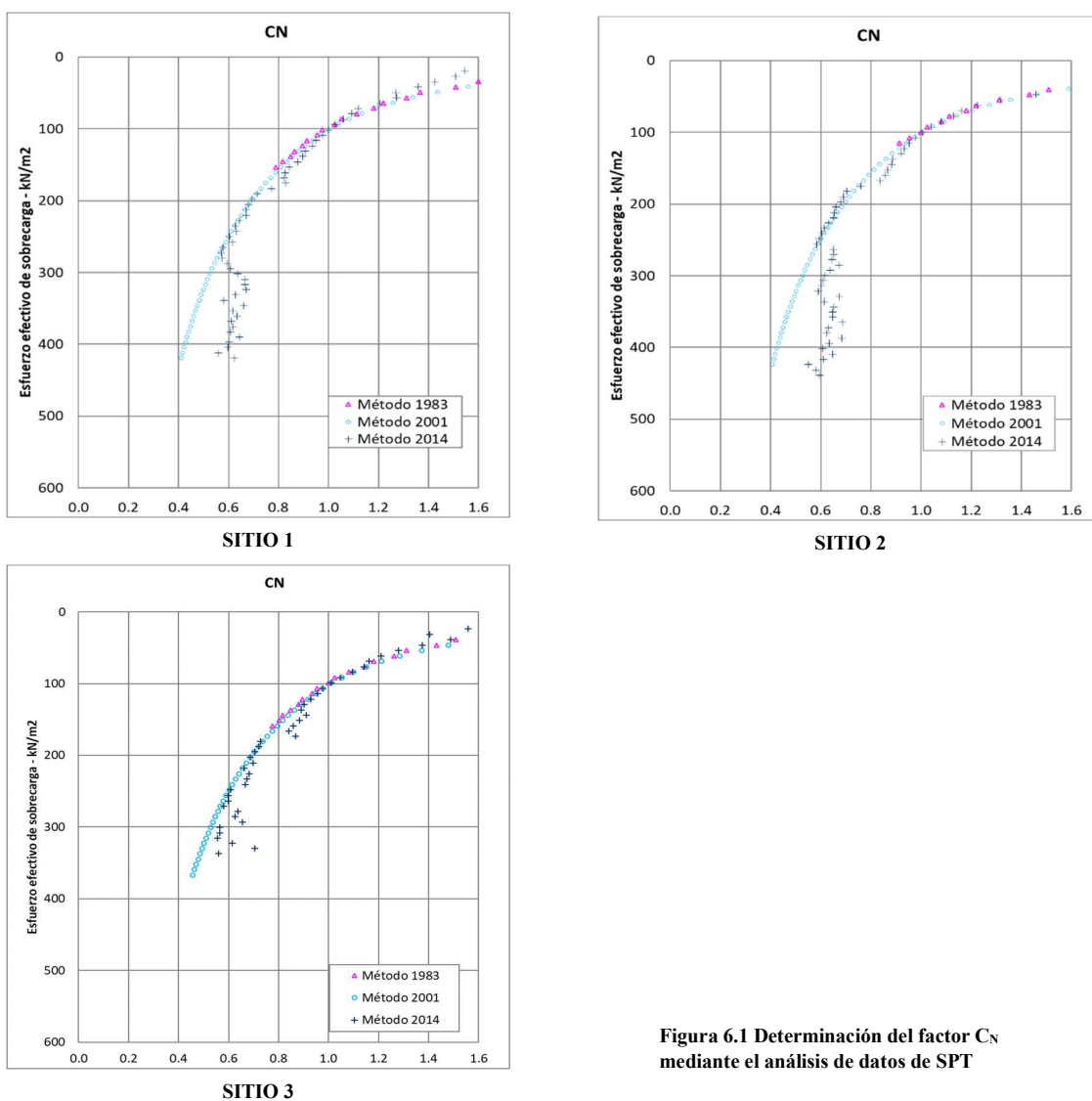


Figura 6.1 Determinación del factor C_N mediante el análisis de datos de SPT

- Las curvas desarrolladas con el método de 1983 (color rosa) representan el valor de C_N , obtenido gráficamente de la curva propuesta por Seed et al., 1983 (Figura 4.3), están en función de la compacidad relativa. Siguiendo la metodología se realiza el cálculo hasta la profundidad de 30 ft (9.14 m).
- Para la determinación de la curva en el método de 2001 (color azul claro) se considera la presión atmosférica y el esfuerzo efectivo de cada estrato (en el caso de este trabajo, el procedimiento se realizó cada 0.45 m, por estar representado de ésta manera en los perfiles estratigráficos de las Figuras 5.2, 5.4 y 5.6).

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}'} \right)^{0.5} > 1.7 \quad (18)$$

Ecuación que limita C_N a 1.7

$$C_N = \frac{2.2}{\left(1.2 + \frac{\sigma_{v0}'}{P_a} \right)} \quad (19)$$

- Para el método de 2014 (color azul oscuro) se realizan iteraciones para determinar el parámetro m , que está en función de $(N_1)_{60cs}$, mismo que depende de $(N_1)_{60}$ y $\Delta(N_1)_{60}$.

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_N \quad (33)$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (35)$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}'} \right)^m \leq 1.7 \quad (39)$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (40)$$

En la Figura 6.1 se observan las trayectorias del factor C_N conforme incrementa el esfuerzo de sobrecarga según se profundiza en el depósito de suelo. Dichas trayectorias presentan una tendencia definida y consistente con las obtenidas en las investigaciones realizadas por Seed et. al (1983), Youd et. al (2001) y Boulanger e Idriss (2014).

En el caso del método de 1983, se cuenta con la limitante de la profundidad (9.14 m); mientras que los métodos de 2001 y 2014 continúan hasta la profundidad de exploración.

El método de 2014 presenta una mayor dispersión conforme aumenta la profundidad del depósito, debido a las iteraciones requeridas durante el análisis, mismas que se ven influenciadas por el contenido de finos presente en cada estrato.

6.1.2 Comparación de factor de reducción r_d

Según el método propuesto por Seed e Idriss en 1970, en el cual, mediante numerosos análisis de sitio con una amplia variedad de sismos y condiciones de suelo, determinaron los valores r_d y conformaron una envolvente (la cual se muestra en color amarillo en la Figura 6.2). En dicha envolvente se aprecia la dispersión del factor de reducción (r_d) incrementa conforme se profundiza en el depósito de suelo.

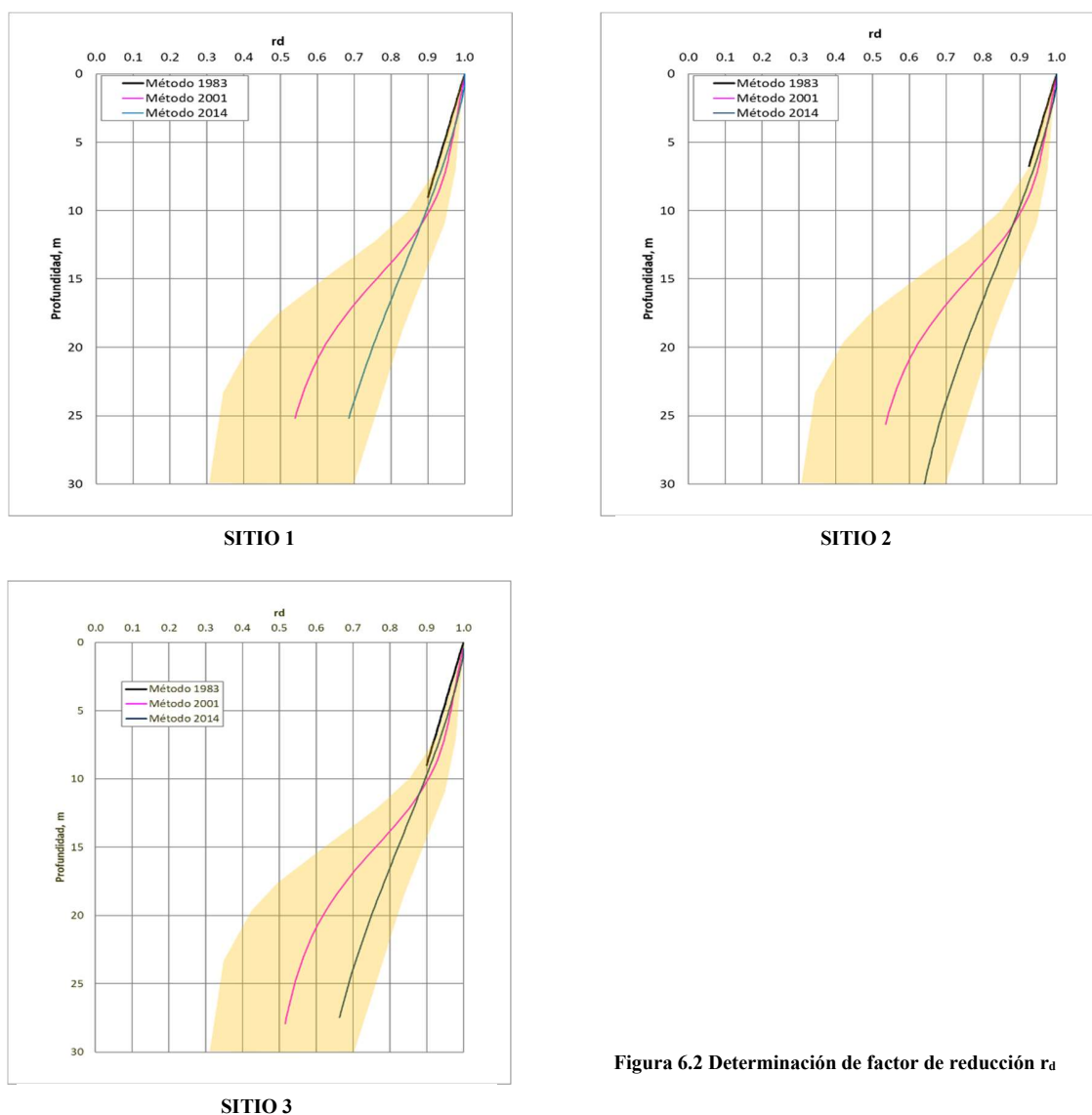


Figura 6.2 Determinación de factor de reducción r_d

- El método de 1983 propone la variación de r_d de 1.0 en la superficie del depósito de suelo a un valor de 0.9 a una profundidad de 30 ft (9.14 m), línea en color negro de la Figura 6.2

- La curva r_d determinada por el método de 2001, en color rosa, está calculada en función de la profundidad con la ecuación 12.

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113 z^{0.5} + 0.04052 z + 0.001753 z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177 z^{0.5} + 0.05729 z - 0.006205 z^{1.5} + 0.001210 z^2)} \quad (12)$$

Las curvas trazadas mediante este método presentan un comportamiento muy similar al de los valores promedio de la envolvente propuesta en 1970 por Seed e Idriss, donde determinaron que el error era generalmente menor al 5%, según lo indicaron en el reporte “*A simplified procedure for Evaluation soil liquefaction potential*” (Seed-Idriss, 1970).

- El método de 2014 se ve influenciado directamente por la magnitud del sismo y la profundidad de punto de análisis calculado mediante las ecuaciones 36, 37 y 38. En la curva en color azul de la Figura 6.2, se aprecia cómo la curva calculada por este método se aleja de la curva promedio de la envolvente, lo que representa una mayor incertidumbre con respecto a los otros métodos.

$$r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z) M] \quad (36)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73}\right) + 5.133 \quad (37)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28}\right) + 5.142 \quad (38)$$

6.1.3 Comparación de los parámetros de CSR y CRR

Los métodos para el análisis del potencial de licuación vistos en este trabajo, parten de una premisa principal que es el cálculo de CSR.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}'} = 0.65 \left(\frac{a_{máx}}{g}\right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}\right) r_d \quad (9)$$

La fórmula general para determinar CSR es la misma en los tres métodos, la diferencia radica en la consideración que hace cada método del factor de reducción de esfuerzos r_d , como lo podemos observar en la Figura 6.3

Por otro lado, la determinación de la curva de CRR la cual nos delimita si el suelo será licuable o no, presenta las diferencias en cada uno de los métodos que se mencionan a continuación.

- El comportamiento de los valores de CSR determinados mediante el método de 1983 (línea punteada en color rosa) están en función de N_1

$$CRR = \left(\frac{\tau_{ave}}{\sigma_0'}\right) \cong \frac{N_1}{90} = \frac{C_N \cdot Nm}{90} \quad (8)$$

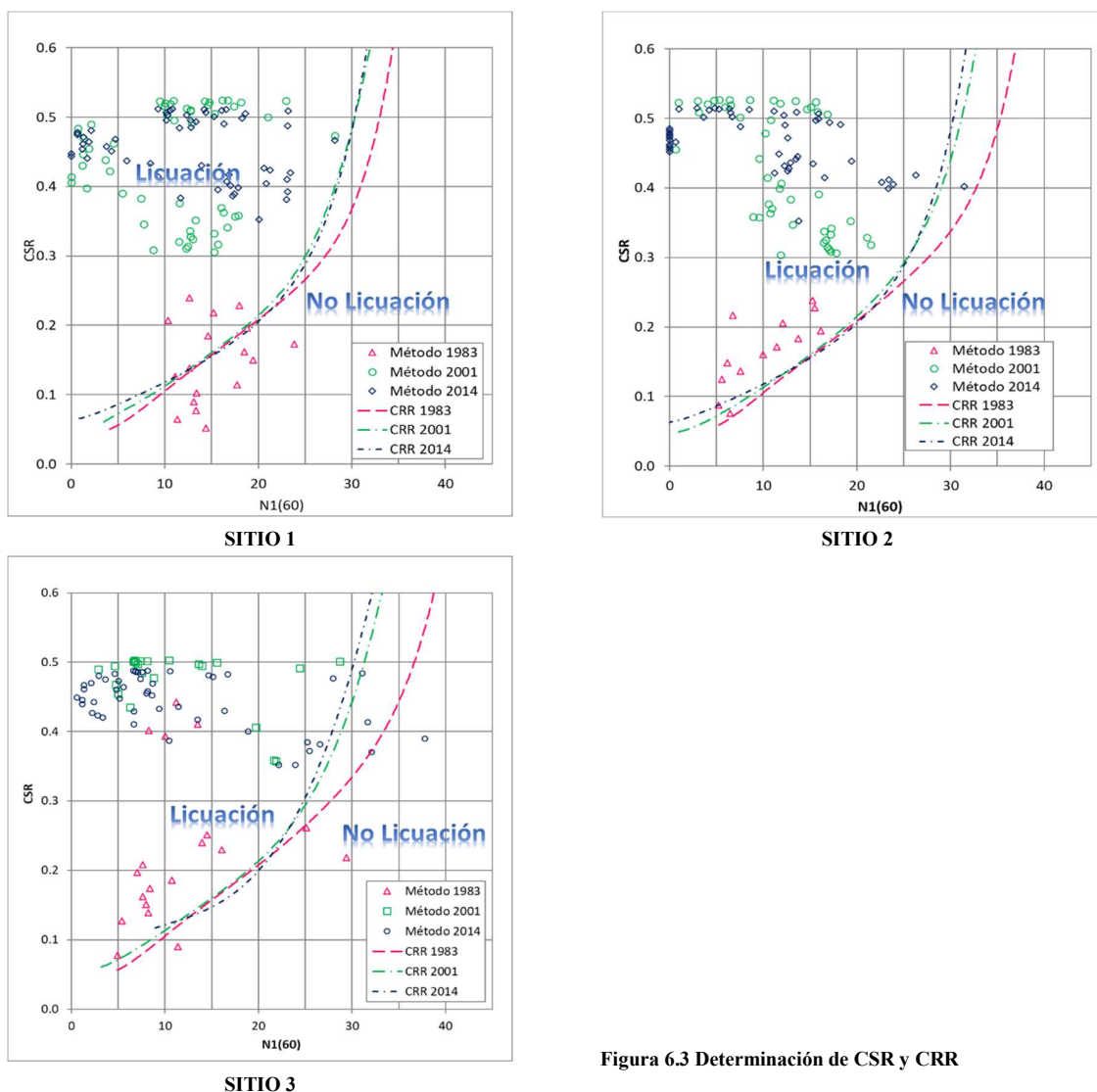


Figura 6.3 Determinación de CSR y CRR

- La curva de CRR calculada por el método de 2001, mediante la ecuación 13, se encuentra representado en la Figura 6.3 por la línea punteada en color verde, donde la determinación de CRR está en función de $(N_1)_{60}$ para el que se consideran las correcciones de la Tabla 4.3

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (13)$$

- La determinación de curva de CRR para el método de 2014 (línea punteada en color azul de la Figura 6.3) está en función de $(N_1)_{60cs}$, el cual se ve influenciado por $(N_1)_{60}$. En este método también se consideran las correcciones de la Tabla 4.3, a excepción de C_N cuyo cálculo se describe en el inciso 6.1.1 con las ecuaciones 33 a 35 y 44.

$$(N_I)_{60} = C_N N_{60} \quad (33)$$

$$(N_I)_{60cs} = (N_I)_{60} + \Delta(N_I)_{60} \quad (35)$$

$$\Delta(N_I)_{60} = \left(\exp 1.63 + \left(\frac{9.7}{FC+0.01} \right) - \left(\frac{15.7}{FC+0.01} \right)^2 \right) \quad (44)$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma v'=1atm} = \exp \left(\frac{(N_I)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_I)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_I)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_I)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (34)$$

En la Figura 6.3 se observa que la mayoría de los puntos caen en el área delimitada por CRR en la que se presentará licuación, independientemente de la profundidad en la que se encuentran (a excepción del método de 1983 que cuenta con la limitante de 30 ft).

Además, para el método de 1983 en los tres sitios los puntos calculados se localizan cerca del límite inferior de CRR, esto es debido a que el valor de N_m de la ecuación 8 no se ve influenciado por correcciones como los métodos en los que es necesario normalizar el número de golpes.

6.1.4 Comparación de factores de seguridad

Se mencionó al inicio de este trabajo que el análisis del potencial de licuación es básicamente un análisis de estabilidad y así como algunos de los parámetros han tenido variaciones, también ha sido el caso del factor de seguridad.

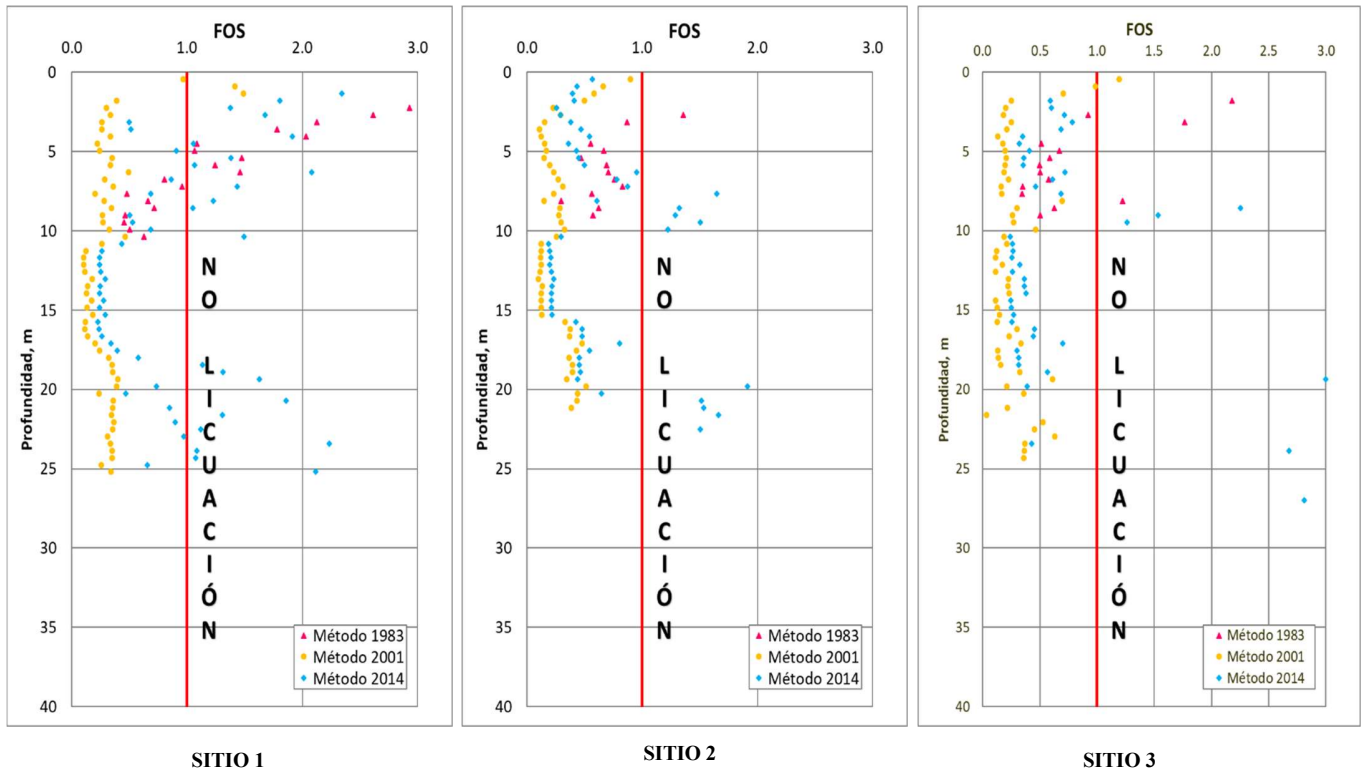


Figura 6.4 Factores de seguridad determinados por los métodos de 1983, 2001 y 2014 para los sitios de análisis

- En el método de 1983 no se indica el cálculo de FS, así que para poder compararlo con otros métodos se recurrió a la forma básica, en la que se relaciona el esfuerzo cortante inducido por el sismo y la resistencia del suelo (puntos en color rosa).

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (52)$$

- Los puntos en color amarillo están determinados por el método de 2001, el cual considera CSR y CRR en función de las características del sismo.

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF \quad (20)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_W^{2.56}} \quad (21)$$

- En el método de 2014 (puntos en color azul de la Figura 6.4) se consideran CRR y la relación entre CSR y MSF

$$FS = \left(\frac{CRR_{M=7.5, \sigma v}}{CSR_{M, \sigma v}} \right) MSF \quad (45)$$

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (43)$$

Una vez determinados el CSR y CRR según lo indicado en los procedimientos para el análisis de licuación en cada uno de los métodos, se obtiene el FS mostrado en la Figura 6.4, en la que la línea en color rojo representa el límite para saber si habrá o no licuación [descrito en capítulo 4 para asentamientos con $(N_1)_{60} \leq 30$ según la magnitud del proyecto].

En el caso de este trabajo, para el análisis de los tres sitios con los tres métodos, la mayoría de los puntos obtenidos caen dentro de la zona de licuación a excepción del método de 1983, por ser el que considera los valores obtenidos de la prueba SPT sin ninguna corrección.

6.2 Comparación de métodos para cálculo del potencial de licuación con CPT

6.2.1 Comparación del factor C_N

- Las curvas desarrolladas con el método de 1983 (de la Figura 6.5 en color verde) representan los valores obtenidos gráficamente de la curva propuesta por Seed et al., 1983 de la Figura 4.3
- En el método de 2001 el parámetro C_N (denominado como C_Q) de la Figura 6.5 (en color azul) está en función de la relación entre presión atmosférica y el esfuerzo efectivo, elevado a “n”. El parámetro n varía dependiendo de las características del suelo, siendo $n = 1.0, 0.5$ y 0.7

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0'}} \right)^n \quad (25)$$

- Para el método de 2014 (puntos en color rosa de la figura 6.5) se realizan iteraciones, para determinar el parámetro m, que está en función de q_{c1Ncs} , mismo que depende de q_{c1N} y q_{c1N}

$$q_{c1N} = C_N \frac{q_c}{P_a} \quad (24)$$

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (47)$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v'}} \right)^m \leq 1.7 \quad (39)$$

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264} \quad (48)$$

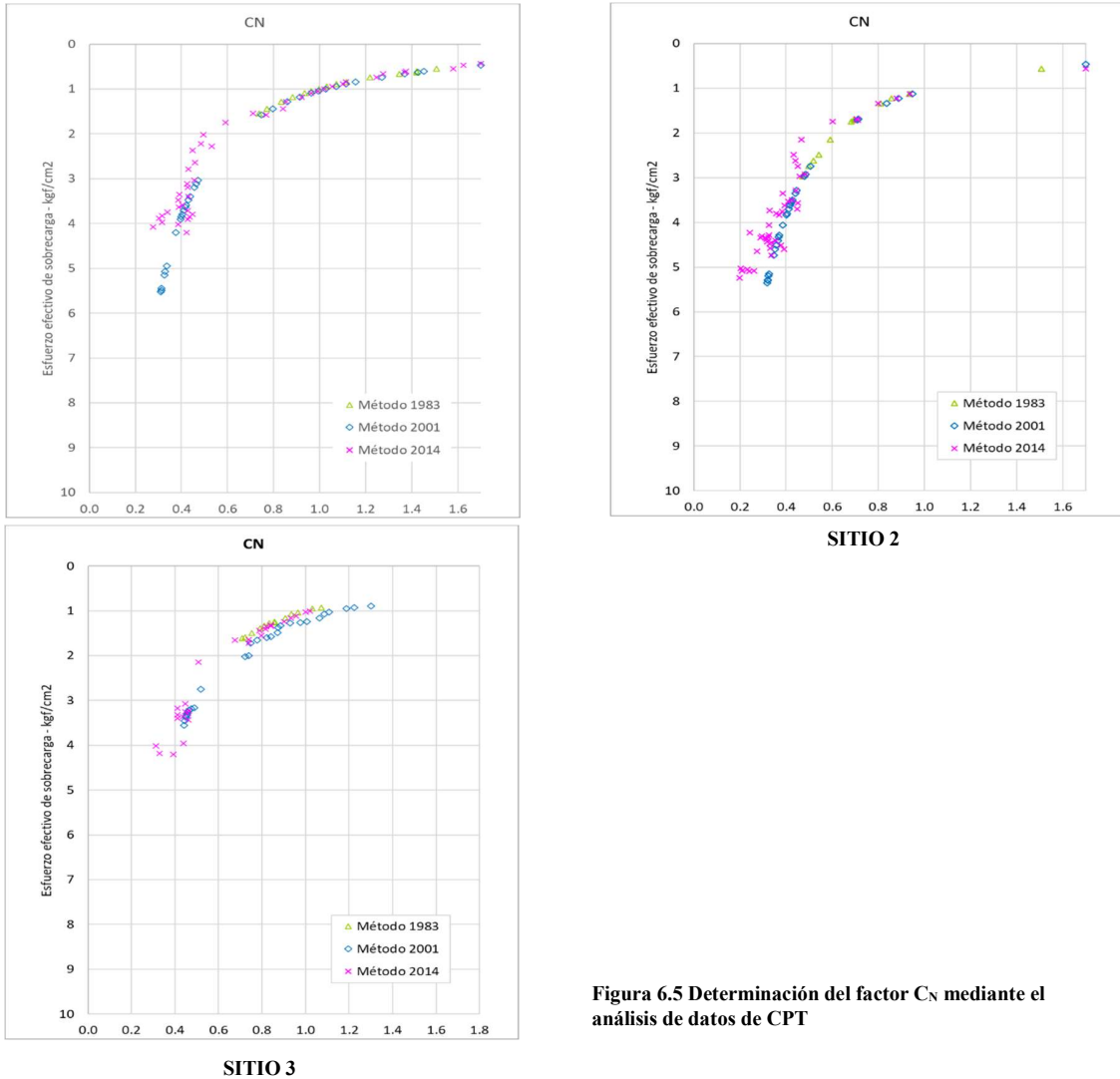


Figura 6.5 Determinación del factor C_N mediante el análisis de datos de CPT

En los tres sitios analizados (Figura 6.5) se observa que el comportamiento de C_N , varía con respecto a la profundidad. El método de 1983 tiene la limitante de profundidad (9.06 m) que se presenta durante todo el análisis; el método de 2001 muestra una tendencia más consistente con las obtenidas en las investigaciones realizadas por Seed et. al (1983), a excepción de aquellos estratos con un bajo número de golpes; el método de 2014 presenta mayor dispersión en los valores de C_N conforme se incrementa la profundidad del depósito.

6.2.2 Comparación de factor de reducción r_d

Los factores de reducción (r_d) para los tres métodos se determinan de forma análoga a su correspondiente en el Inciso 6.1.2

En los tres sitios, se observó que el método de 2001 presenta un comportamiento muy cercano al de los valores promedio de la envolvente propuesta por Seed e Idriss en 1970.

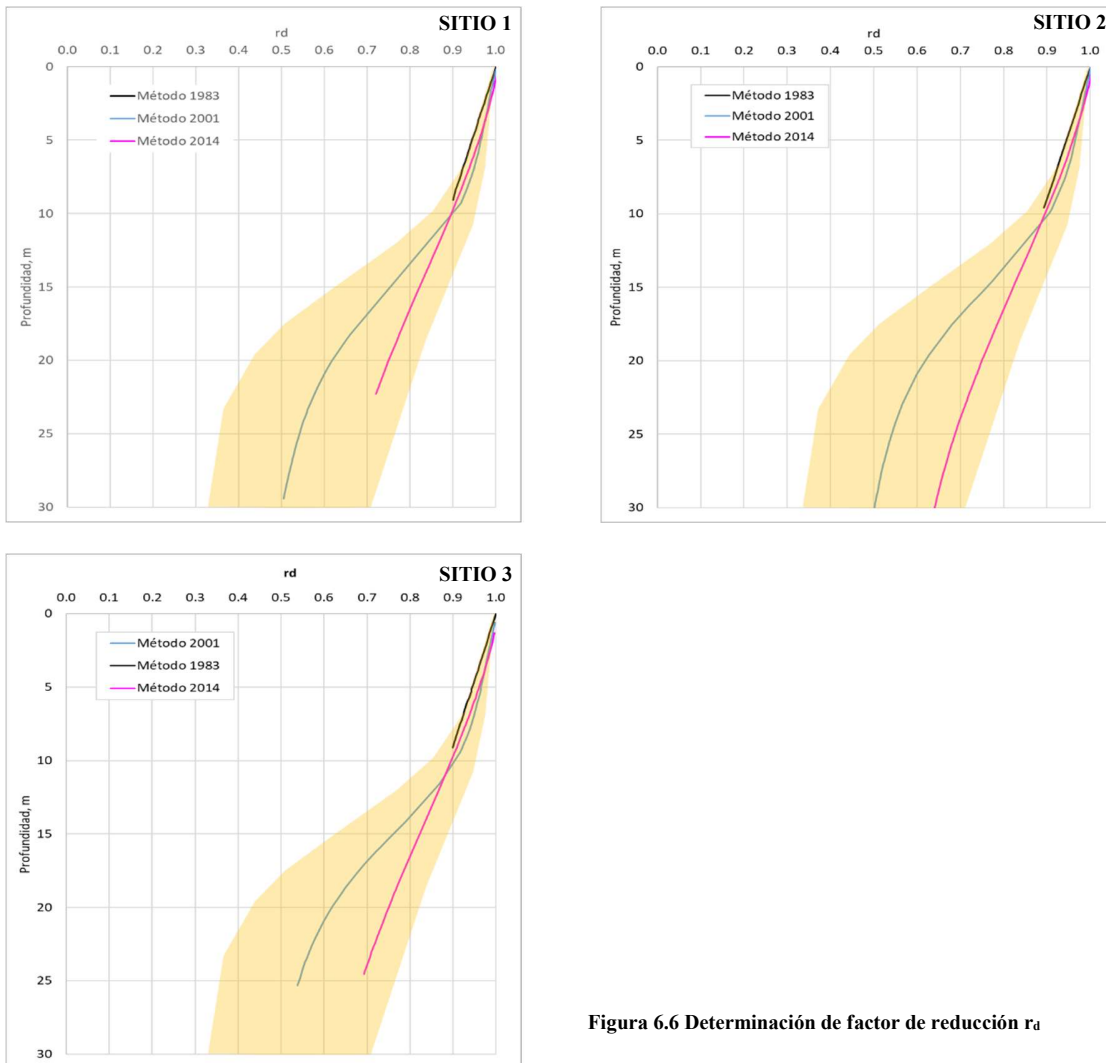


Figura 6.6 Determinación de factor de reducción r_d

6.2.3 Comparación de los parámetros CSR y CRR

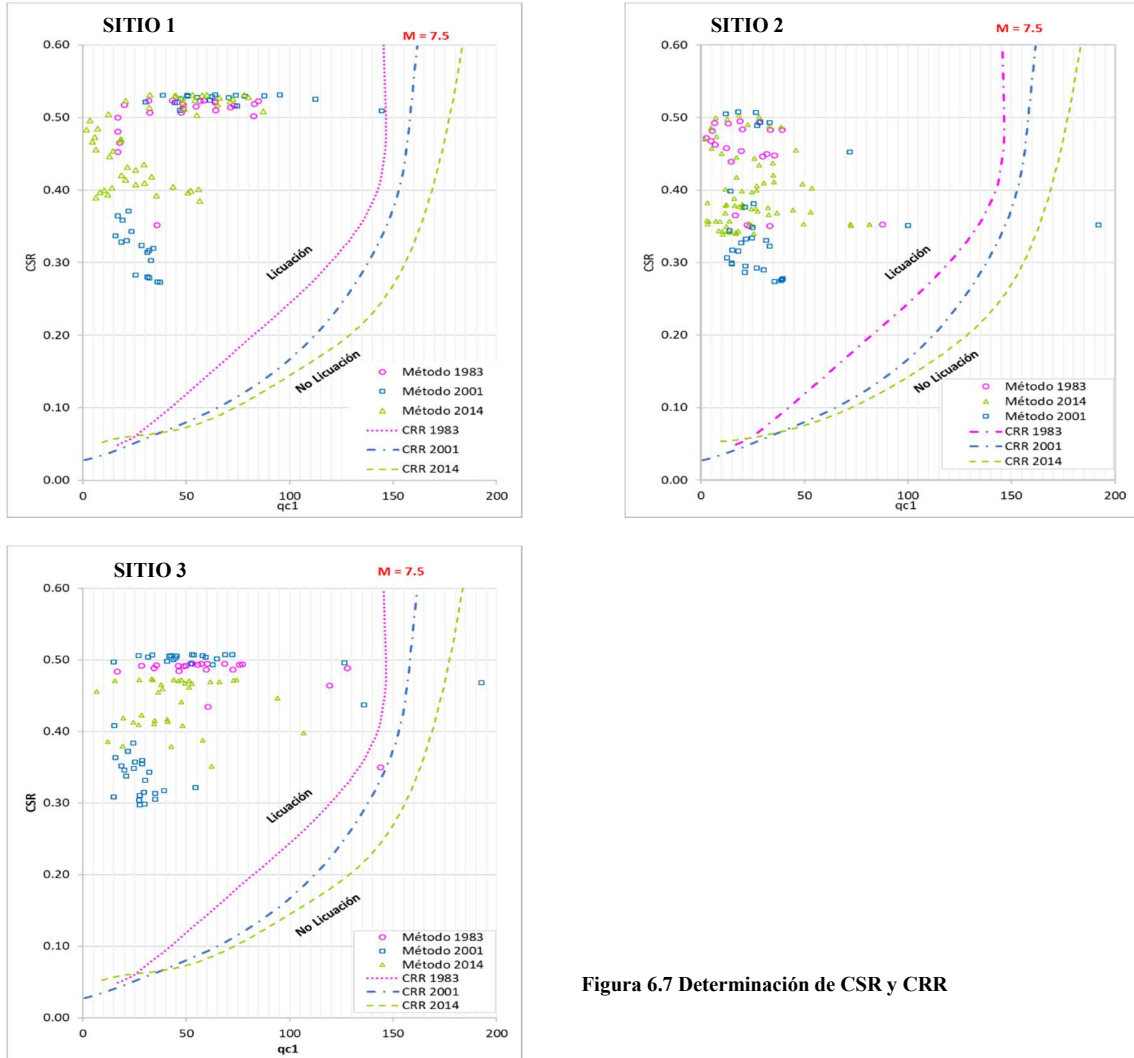


Figura 6.7 Determinación de CSR y CRR

La determinación de CSR para los tres métodos se determina de forma análoga con su correspondiente año del Inciso 6.1.3

- En el método de 1983 la determinación de CRR (línea punteada en color rosa) está en función de N (número de golpes), para ella se requiere hacer una correlación para obtener los valores de q_c .

En nuestro caso, conocemos los valores de q_c de los perfiles de resistencia en punta, por lo que consideramos las curvas propuestas por Seed e Idriss $q_c = 4 N$ y $q_c = 5 N$, y determinamos N_m para una arena limpia y así calcular CRR.

$$CRR = \frac{C_N \cdot N_m}{90} \quad (53)$$

- La determinación de CRR con el método de 2001, representada en la Figura 6.7 por los valores en color azul, están en función de $(q_{c1N})_{cs}$

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad (22)$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (23)$$

- La determinación de CRR con el método de 2014 está en función del índice del tipo de comportamiento del suelo, el cual determina si el método se puede aplicar según el contenido de finos.

$$q_{c1N} = C_N \cdot q_{cN} = C_N \frac{q_c}{Pa} \quad (46)$$

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left(1.63 - \left(\frac{9.7}{FC+2} \right) - \left(\frac{15.7}{FC+2} \right)^2 \right) \quad (50)$$

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (47)$$

$$CRR_{M=7.5,sv'=1atm} = \exp \left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right) \quad (51)$$

6.2.4 Comparación del factor de seguridad

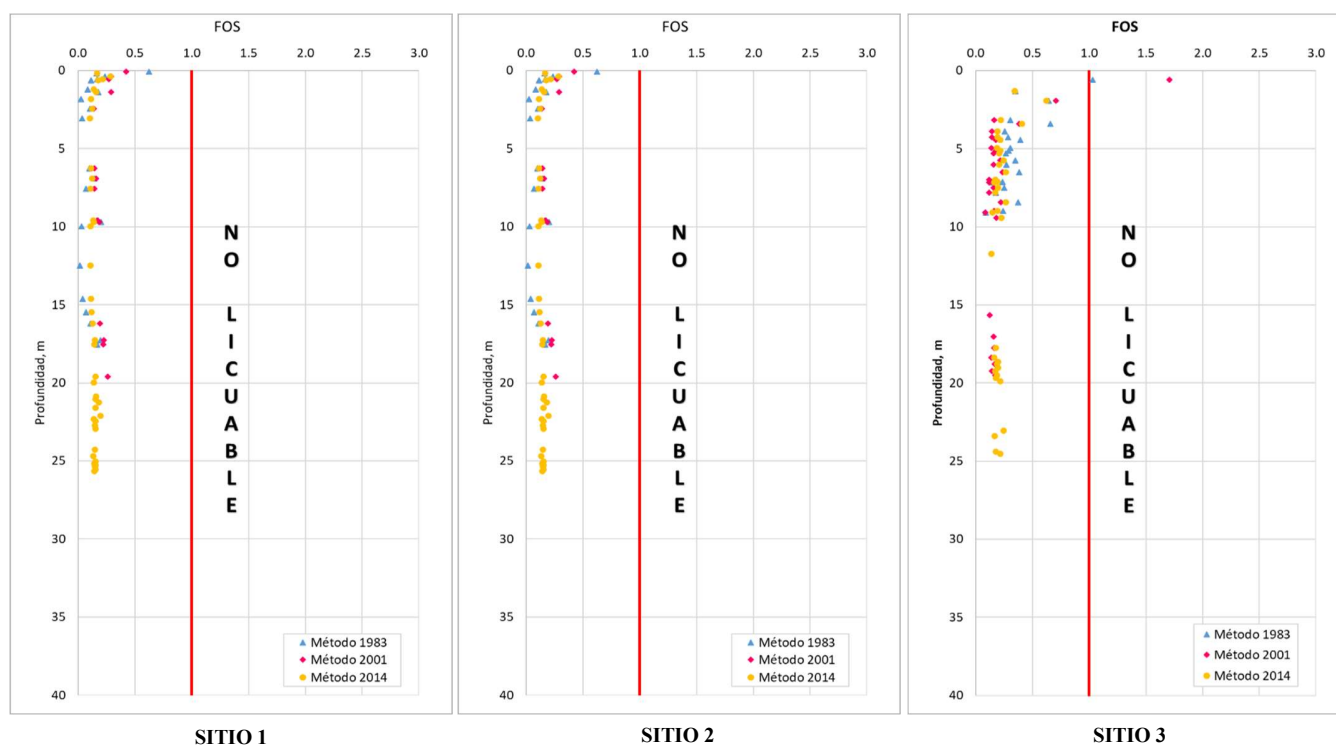


Figura 6.8 Determinación de factores de seguridad

Los factores de seguridad (mostrados en la Figura 6.8), para los diferentes métodos, se determinan de forma análoga con su correspondiente año del inciso 6.1.4

6.3 Comparación de resultados según el método de 2001 entre SPT y CPT

El método de 2001, modificado por el NCEER, es en la actualidad el método más utilizado para la determinación de potencial de licuación, por ello que en este inciso se compararán los resultados obtenidos de las pruebas SPT y CPT.

En la Figura 6.9 podemos observar que para la prueba SPT el número de golpes es pequeño o inclusive igual a cero, y si lo comparamos con los valores obtenidos de CPT (en el recuadro en color rojo), el procedimiento del método lo considera como suelos arcillosos o limos plásticos por lo que no es posible su aplicación pues éste está propuesto para suelos granulares.

De los valores obtenidos con el Método de 2001, mediante un diagrama de dispersión, el cual es una herramienta sencilla y eficiente, se verificó la relación entre SPT y CPT.

En la Figura 6.10 se observan los patrones presentes al considerar el CSR de las pruebas SPT y CPT, correspondientes a cada sitio y obtenidos con el método de 2001, lo que indica el tipo e intensidad de la relación entre ellos. Los puntos tienden a agruparse alrededor de una línea recta, con una correlación fuerte, cuya pendiente es positiva.

Lo anterior se confirma con la determinación del coeficiente de correlación, el cual debe estar comprendido entre -1 y 1.

La Tabla 6.1 se conformó con los datos obtenidos de los tres sitios analizados, valores de la Tabla 6.2.

Tabla 6.1 Tabla resumen conformada con los resultados obtenidos del análisis con SPT y CPT, del coeficiente de correlación e intensidad para cada sitio.

Sitio	Coeficiente de Correlación	Relación entre variables	
		+ / -	Intensidad
1	0.9804	Positiva	Fuerte
2	0.7849	Positiva	Fuerte
3	0.9786	Positiva	Fuerte

Basados en el criterio anterior, donde r debe estar comprendido entre 1 y -1, la variación obtenida según nuestro análisis es de 0.7849 – 0.9804; lo que nos indica una relación **positiva** y de **fuerte** intensidad.

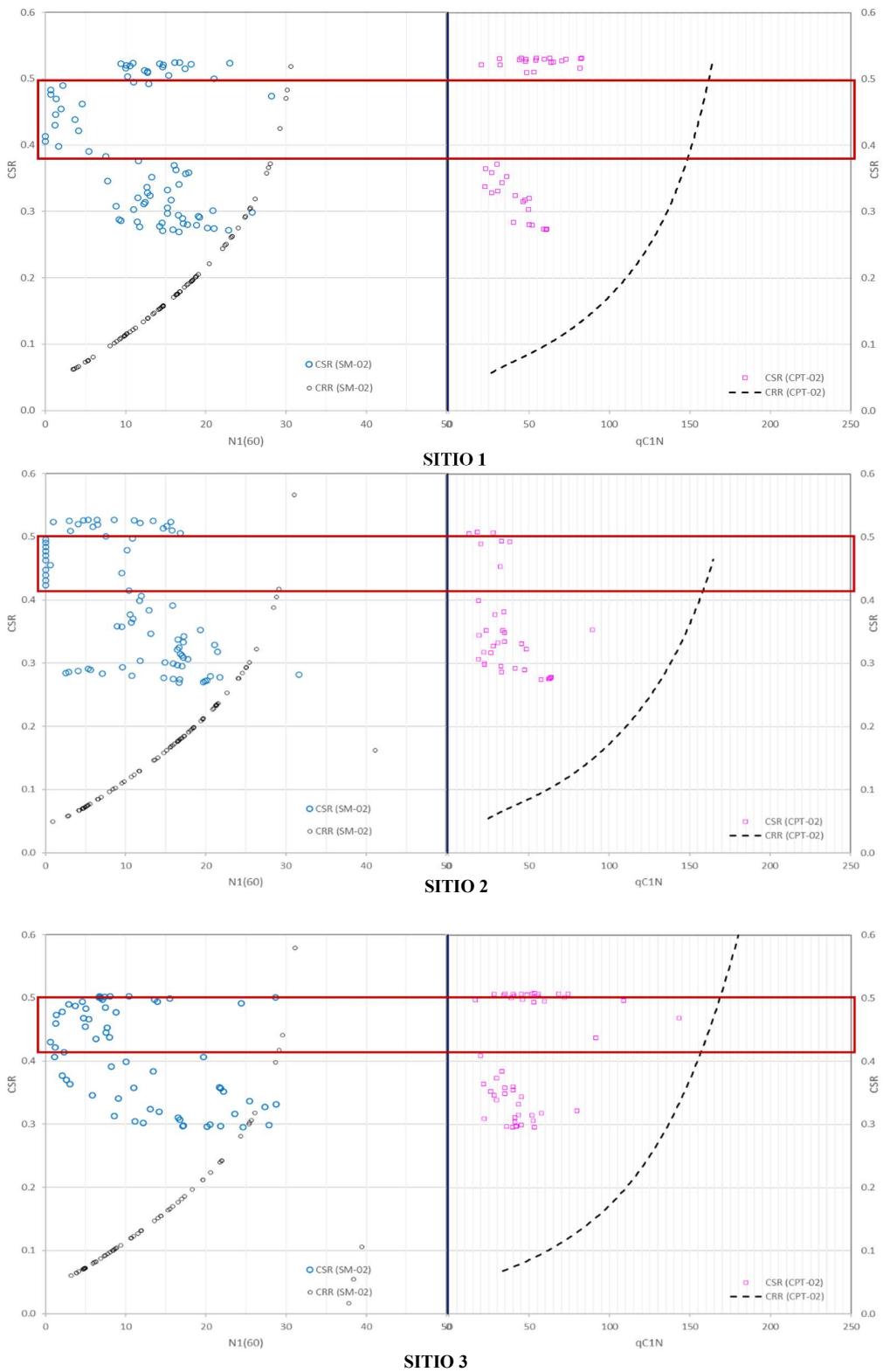


Figura 6.9 Comparación de los resultados obtenidos del análisis realizado por el Método 2001, para SPT y CPT

Tabla 6.2 Valores de CSR según el procedimiento del método de 2001, entre SPT y CPT

SITIO 1		SITIO 2		SITIO 3	
SPT	CONO	SPT	CONO	SPT	CONO
0.358	0.352	0.358	0.352	0.358	0.351
0.503	0.509	0.479	0.352	0.357	0.437
0.511	0.521	0.498	0.351	0.406	0.468
0.516	0.525	0.520	0.452	0.435	0.493
0.519	0.528	0.525	0.489	0.455	0.496
0.521	0.529	0.527	0.508	0.468	0.500
0.523	0.530	0.527	0.507	0.477	0.503
0.524	0.531	0.527	0.505	0.485	0.504
0.524	0.531	0.526	0.493	0.490	0.505
0.524	0.531	0.525	0.493	0.494	0.506
0.524	0.531	0.513	0.398	0.497	0.506
0.523	0.530	0.510	0.381	0.500	0.507
0.522	0.530	0.506	0.377	0.501	0.507
0.520	0.529	0.501	0.348	0.502	0.507
0.518	0.528	0.496	0.344	0.502	0.506
0.515	0.527	0.490	0.334	0.502	0.506
0.512	0.526	0.484	0.332	0.502	0.506
0.509	0.524	0.478	0.330	0.501	0.505
0.505	0.521	0.471	0.327	0.499	0.504
0.500	0.516	0.463	0.322	0.497	0.501
0.489	0.510	0.439	0.317	0.494	0.498
0.430	0.371	0.431	0.316	0.491	0.497
0.422	0.365	0.423	0.307	0.488	0.494
0.414	0.358	0.407	0.299	0.406	0.408
0.398	0.343	0.391	0.298	0.377	0.384
0.390	0.337	0.364	0.295	0.370	0.372
0.383	0.331	0.342	0.292	0.363	0.364
0.376	0.328	0.333	0.290	0.357	0.359
0.369	0.324	0.325	0.286	0.352	0.357
0.357	0.319	0.304	0.278	0.346	0.354
0.346	0.317	0.301	0.277	0.341	0.352
0.336	0.314	0.297	0.275	0.336	0.348
0.321	0.303	0.295	0.275	0.332	0.346
0.297	0.283	0.291	0.274	0.327	0.343
0.293	0.280			0.323	0.338
0.289	0.279			0.320	0.332
0.283	0.274			0.316	0.321
0.280	0.273			0.310	0.317
0.279	0.272			0.307	0.314

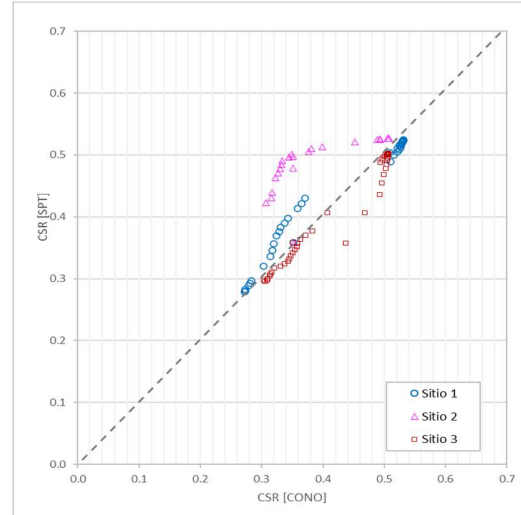


Figura 6.10 Grafica de dispersión entre los valores de CSR, de las pruebas SPT y CPT correspondientes a los sitios analizados

CAPÍTULO 7: Conclusiones

Al realizar un análisis para evaluar el potencial de licuación es necesario contar con la mayor cantidad de información, ésta debe ser lo suficientemente confiable para que los resultados presenten la menor incertidumbre posible.

Los métodos vistos en este trabajo son una herramienta útil para la evaluación del potencial de licuación, están basados en investigaciones que complementan el método original propuesto por Seed e Idriss en 1970. Actualmente es posible realizar dicho análisis mediante programas especializados, pero es conveniente conocer cada uno de los parámetros involucrados para poder desarrollar un criterio y saber cuándo los resultados presentan algún valor fuera de lo esperado.

Tanto la Prueba de Penetración Estándar como la Prueba de Penetración con Cono proporcionan resultados satisfactorios, según se determinó en el Capítulo 6, siempre y cuando sean realizados cumpliendo con lo estipulado por la normativa correspondiente.

Por practicidad, la más utilizada es la Prueba de Penetración Estándar, ya que permite recuperar especímenes de suelo para ensayos posteriores en laboratorio, aunque los resultados pueden verse significativamente influenciados por múltiples factores durante su ejecución.

En cuanto a la Prueba de Penetración con Cono, ésta proporciona información de manera más rápida, así como un registro continuo de la resistencia a la penetración del depósito de suelo; aunque por sí sola no es suficiente, pues se requiere contar con las propiedades del depósito para poder realizar el análisis.

Otra de las desventajas para el uso de CPT es que, actualmente, se cuenta con una base de datos limitada como para correlacionar las características del suelo, a diferencia de la que se tiene para SPT.

El método consensuado en el taller de evaluación de 1996 – 1998 por el NCEER, mencionado en este trabajo como método de 2001 (Youd et al., 2001) continúa siendo uno de los más utilizados hasta nuestros días, debido a su practicidad y buenos resultados, como lo pudimos comprobar en este trabajo. En él se incluyen las metodologías de cálculo para ambas pruebas, lo que permitió realizar la comparación entre los resultados del análisis del potencial de licuación.

Durante el análisis de los tres sitios en estudio de este trabajo, se observó que éstos comparten características similares entre sí (como el contenido de finos y contenidos de agua), a pesar de la distancia que existe entre ellos. En cuanto al número de golpes en los sitios 2 y 3 son más parecidos entre sí, a diferencia del sitio 1.



Figura C.1 Acercamiento de los sitios analizados

Esto puede deberse a una mala ejecución durante la Prueba SPT, o podría deberse por la compactación generada al suelo por la cercanía de las vías de acceso al sitio de exploración (Figura C.1), pero no se puede corroborar por la poca información con la que se cuenta para este trabajo. Se hace esta mención, debido a la variación que presentan los resultados del sitio 1 para el método de 1983 con respecto a los otros sitios.

Una de las interrogantes planteadas al principio de este trabajo fue determinar *¿Cuál de los métodos existentes es el más apto para la evaluación del potencial de licuación?* Podemos decir que cada una de las metodologías descritas han sido aptas para determinar del potencial de licuación, de acuerdo con la época en la que fueron propuestas, siendo que parten del método original propuesto por Seed e Idriss en 1970 y han ido evolucionando de acuerdo a la información y equipos disponibles.

El método de 1983, como se ha mencionado con anterioridad, cuenta con una limitante de cálculo pues fue propuesto para ser utilizado hasta una profundidad de 30 ft, inclusive varios de los valores son tomados directamente de gráficas hasta dicha profundidad y no considera los factores de corrección que los otros dos métodos sí.

El método de 2001, por otro lado, es el que más se ajusta a las curvas experimentales del método original de 1970, y presenta una menor dispersión en los parámetros durante el cálculo, conforme se aumenta la profundidad de análisis del depósito el suelo, lo que permite observar con mayor facilidad cualquier error.

Por último, el método de 2014 requiere de realizar cierto número de iteraciones, que por suerte pueden ser programadas en hojas de cálculo, pero al incrementar la profundidad de depósito en el análisis, las curvas presentan una gran dispersión con respecto a las curvas propuestas por Seed e Idriss, debido a la influencia que ejercen el contenido de finos.

ANEXO A

Factores que afectan los resultados de la prueba de penetración estándar (Day, 2012)

- *Limpieza inadecuada del pozo de perforación:* De no realizarse cuidadosamente, puede aumentar el número de golpes, ya que el material en el fondo puede quedar comprimido; así como también puede evitar la recuperación de la muestra.
- *Deficiencias en mantener la carga hidráulica en el barreno:* El nivel freático en el barreno debe ser al menos igual al nivel piezométrico registrado en la arena, de lo contrario, el material en el fondo del pozo puede transformarse en un estado suelto
- *Aptitudes del operador:* El conteo de golpes para el mismo sitio usando el mismo equipo puede variar, dependiendo de quién esté operando el equipo y el tiempo de perforación; la experiencia y honestidad son un factor determinante para una buena ejecución
- *Muestreador obstruido por grava o atascado:* Se obtienen conteos de golpes más altos cuando la grava obstruye el muestreador o éste se atasca. La resistencia de la arena suelta podría estar muy sobreestimada
- *Lavar en exceso:* El número de golpes puede ser bajo, para una arena densa, debido al exceso de agua durante el lavado
- *Método de perforación:* La técnica de perforación puede variar si se realiza por medio de pozos ademados, o mediante el uso de lodos de perforación; los valores pueden diferir para un mismo sitio
- *No respetar la altura de caída del martillo o el peso:* La energía entregada por golpe no es uniforme. Usar más de 1,5 vueltas de cuerda alrededor del tambor y/o usar cable de acero restringirá la caída del peso del martinete
- *No utilizar una barra guía y no realizar el golpe de forma concéntrica:* Se obtiene un valor de N incorrecto, pues se reduce la energía de impacto e incrementa el valor de N
- *Muestreador dañado:* Si la punta está dañada y reduce la apertura o aumenta el área final, se puede aumentar el valor N
- *Uso de barras de perforación más pesadas que las estandarizadas:* Con barras más pesadas, se produce un aumento en el número de golpes
- *Perforación incorrecta:* La prueba de penetración estándar se desarrolló originalmente a partir de técnicas de perforación por lavado. Los procedimientos de perforación que alteran gravemente el suelo afectarán el valor de N, por ejemplo, la perforación con equipo de herramientas de cable.

- *Perforaciones de mayor diámetro:* Se requiere una corrección para perforaciones de mayor diámetro. Esto se debe a que los diámetros más grandes a menudo dan como resultado una disminución en el número de golpes
- *Supervisión inadecuada*
- *Uso de una bomba demasiado grande:* Una capacidad de bomba demasiado alta aflojará el suelo en la base del barreno, lo que provocará una disminución en el conteo de golpes.

Aspectos que influyen en la adecuada ejecución de la Prueba de Penetración Estándar
(Arulmoli et al, 1999)

Método de Perforación - El pozo debe realizarse mediante técnicas de rotación, utilizando lodos de perforación y una broca de descarga lateral o hacia arriba. También se puede utilizar la de vástago hueco, siempre y cuando se coloque un tapón durante la perforación para evitar que el suelo se hunda en las barrenas; en este caso es necesario recurrir a fluidos de perforación, en lugar de sólo usar agua, pues esto dificulta la estabilidad de las paredes del barreno.

Dimensiones del barreno - El barreno no debe exceder los 115 mm (4,5 pulgadas) de diámetro, ya que el alivio de la tensión asociado puede reducir el valor N medido en algunas arenas. Sin embargo, si se realizan perforaciones de mayor diámetro, es necesario recurrir a factores (C_B) para ajustar los valores N del procedimiento.

Longitud de la barra - La energía entregada durante la Prueba de Penetración Estándar puede verse reducida si se realiza a una profundidad inferior a los 10 m (30 ft), debido al comportamiento de la onda de compresión en la barra; así como si la profundidad es superior a los 10 m, debido a la pérdida de energía y la masa de las barras de perforación.

Energía aplicada - Incluso con las mejores técnicas de exploración, la cuerda rara vez se puede disociar completamente de la polea durante la ejecución de la Prueba de Penetración Estándar, cuando se deja caer el martillo y la fricción resultante impide la caída libre del martillo.

La energía real entregada con esta depende de la habilidad y el cuidado del operador, y en gran medida del número de veces que la cuerda se enrolla alrededor de la polea en la parte de elevación del procedimiento. Cuantas más vueltas tenga el cable alrededor de la polea, más difícil será separar el cable de la polea cuando se libere el peso y menor será la energía realmente transmitida a la columna de barras de perforación.

Los martillos de seguridad son generalmente más largos y presentan una mayor eficiencia en la transferencia de energía a las varillas, que los martillos de dona (o rosquilla), de menor longitud y por ende mayor diámetro.

En un estudio (Kovacs et al., 1983) se realizaron pruebas utilizando la técnica de cuerda y polea estandarizado, para un procedimiento que involucraba 2 vueltas de la cuerda alrededor de la polea, y se observó que la relación de energía media proporcionada por el martillo de seguridad era del 61%; mientras que la relación de energía media de un martillo de dona fue del 45%.

Se observó que ni los martillos de dona, ni los de seguridad producían una relación de energía del 55%. Los datos de ambos se deberían corregir, pero se ha adoptado como estándar considerar una energía del 60%, según los martillos más utilizados en Estados Unidos; por lo que no se requerirá hacer ninguna corrección (Seed et al., 1985).

Por lo tanto, se designará como

$$N_{60} = N_m \cdot \frac{ER_m}{60}$$

País	Tipo de Martillo	Liberación del martillo	Energía de varilla estimada (%)	Factor de corrección para energía de varilla del 60%
Japón ^a	Dona	Caída libre	78	78/60 = 1.30
	Dona ^b	Cuerda y polea con lanzamiento especial	67	67/60 = 1.12
Estados Unidos	Seguridad ^b	Cuerda y polea	60	60/60 = 1.00
	Dona	Cuerda y polea	45	45/60 = 0.75
Argentina	Dona ^b	Cuerda y polea	45	45/60 = 0.75
China	Dona ^b	Caída libre ^c	60	60/60 = 1.00
	Dona	Cuerda y polea	50	50/60 = 0.83

NOTAS:

^a Los resultados del SPT japonés tienen correcciones adicionales para el diámetro del pozo y los efectos de frecuencia.

^b Método imperante en este país en la actualidad.

^c Los martillos tipo Pilcon desarrollan una relación de energía del orden del 60%.

Tabla A1. Resumen de índices de energía para procedimientos SPT. (Seed et. al. 1985)

Referencias

- Alarcón, A. (1987). Mecanismos de licuación y flujo de suelos granulares durante sismos. *Ingeniería e Investigación*(16), 44 - 54. Obtenido de <https://revistas.unal.edu.co/index.php/ingainv/article/view/21578>
- Allier, E. (2018). Memorias imbricadas: terremoto en México, 1985 y 2017. *Revista Mexicana de Sociología*, Vol. 80, 9 - 40.
- Amamo, Y. (2015). *El accidente de Fukushima, Daiichi*. Austria: OIEA.
- Andrus - Stokoe. (1997). Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity. *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Technical Report NCEER-97-0022.
- Arenas, A. (1980). Licuación de arenas en Chiapa de Corzo, Chiapas. *X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Instituto de Ingeniería UNAM - Reporte interno.
- Arulmoli et al. (March de 1999). Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and Mitigation Liquefaction in California. University of Southern California.
- ASMT D6635. (2001). Standar Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer.
- Association of state dams safety. (1984). *Lessons Learned From Dam Incidents and Failures*. Obtenido de <https://damfailures.org/case-study/fort-peck-dam-montana-1938/>
- ASTM. (2008). Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils. *ASTM D 1586-08a*.
- ASTM D 4428-07. (2007). Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing.
- ASTM D5778-07. (2007). Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Tests of Soil.
- ASTM D7400-08. (2008). Standard Test Method for Downhole Seismic Testing.
- Azomoza et al. (1998). Zonificación geotécnica para el Área Urbana del Valle de Puebla. *Memorias de la XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, 67-74. Puebla, Pue., México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Badillo, E. J. (2004). *Mecánica de Suelos* (Vol. Tomo 1). México: Limusa.
- Bagisńska, I. (September de 2010). Seismic testing with SCPTU static probe.
- Baligh - Scott. (1975). Quasi Static Deep Penetration in Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 101(No. 11), pp. 1119-1133.

-
- Barrier et al. (1998). Neotectonic evolution of the Isthmus of Tehuantepec (southeastern Mexico). *Tectonophysics*(No. 287), 77-96.
- Bazán-Muriá. (1980). El temblor de Mexicali, 15 de Octubre de 1979. *Daños en estructuras. Reporte técnico 1980 - Proy 9194*.
- Been et al. (1986). The cone penetration test in sands: Part I, state parameter interpretation. *Géotechnique, Vol. 36*(No. 2), 239 - 249.
- Been-Jefferies. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique, Vol. 35*(No. 2), 99 - 112. New York, USA.
- Bhattacharya et al, .. (2011). Liquefaction of soil in the Tokyo Bay area from the 2011 Tohoku (Japan) earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31*(11), 1618-1628. (E. Ltd., Recopilador) Obtenido de (<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726111001990>)
- Blight, G. (2009). *Geotechnical Engineering for mine waste storage facilities*. CRC Press - Taylor & Francis Group.
- Boulanger-Idriss. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. *Report No. UCD/CGM-14-01*. University of California at Davis, Department of Civil & Environmental Engineering; Center for Geotechnical Modeling.
- Bray et al. (2004). Liquefaction Susceptibility of Fine-grained Soils. *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, 655 - 662. Singapore: Stallion Press.
- Caltech. (2009). The unusual case of the Mexican subduction zone. *California Institute of Technology*. Obtenido de <http://www.tectonics.caltech.edu/outreach/highlights/mase/>
- Campanella et. al. (1986). A Seismic Cone Penetrometer for Offshore Applications. *Oceanology International*. Brighton, England.
- Casagrande. (Octubre de 1950). Notes on the Design of Earth Dams. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers, XXXVIII*(No. 4).
- Casagrande, A. (1965). The Terzaghi Lecture: Role of the "Calculated Risk" in earthwork and foundation engineering. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 91*(No. 4).
- Casagrande, A. (1975). Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands. A Critical Review. *Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Buenos Aires, Argentina: Prentice Hall.
- Casagrande, A. (1984). Reflexiones sobre tareas inconclusas. *Primera Conferencia Nabor Carrillo*, 33 - 44. D.F., México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
-

- Castro. (1969). Liquefaction of Sand. *Tesis de Doctorado(81)*. Cambridge, Massachusetts: Harvard University.
- Castro-Poulos. (1977). Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103(GT6)*, p.p. 501 - 516.
- CENAPRED - Alcocer et al. (1999). Informe Técnico: El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999.
- CENAPRED, Sistema Nacional de Protección Civil. (2003). El sismo de Tecomán, Colima del 21 de enero de 2003. *Informe Técnico para sustento de la Declaratoria de Desastre Natural de 3 municipios del estado de Michoacán, 10 del Estado de Colima y 27 del Estado de Jalisco*.
- CFE. (2019). Informe final de términos de referencia para la construcción de tramos de prueba para evaluar el comportamiento de la plataforma en el predio de la nueva refinería Dos Bocas, Tabasco. *Informe No. RDBT-DMS-IF-03/19-R.0 (19-026-SGM/S Rev.00)*. Dirección Corporativa de Ingeniería y Proyectos de Infraestructura.
- Chávez et al. (1994). El terremoto de Michoacán de septiembre de 1985: efectos de fuente, trayecto y sitio. *Física en la Tierra(6), Mecanismo focal de los terremotos*.
- Chung et al. (1996). The January 17,1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake. *NIST Special Publication 901*. National Institute of Standards and Technology: Department of Commerce Technology Administration.
- CNA. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. México, D.F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Committee on Earthquake Engineering. (1985). Liquefaction of soil During Earthquake. (C. o. Council, Ed.) Washington, D.C.: National Academy Press.
- CONACYT- National Research Council, U. (1986). *Investigación para aprender de los sismos de septiembre 1985 en México*.
- Córdoba-Sieron. (2017). Una revisión e interpretación preliminar de la sismicidad en Veracruz, a partir del catálogo del Servicio Sismológico Nacional para el periodo 1998 - 2016. Xalapa, Veracruz, México. Obtenido de <https://www.uv.mx/uvserva/destacadas/una-revision-e-interpretacion-preliminar-de-la-sismicidad-en-veracruz-a-partir-del-catalogo-del-servicio-sismologico-nacional-para-el-periodo-1998-2016/>
- Coulter-Migliaccio. (1966). Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Valdez, Alaska. *U.S. Geological Survey Professional Paper 542-C*. Department of the Interior.

-
- Cox et al. (2007). Aspectos Geotécnicos del sismo de Pisco, Perú del 15 de agosto del 2007. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 7*, 239 - 258.
- Cruz, M. (2002). Catálogo de fallas regionales activas en el Norte de Baja California, México. *GEOS, Unión Geofísica Mexicana, A.C. - Instituto Mexicano del Petróleo*.
- Cuanalo et al. (2006). Sismos y lluvias, factores detonantes de deslizamientos de laderas en las regiones montañosas de Puebla, México. *4(13)*. Guadalajara, México.
- Cubrinovski - Ishihara. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and Foundations, Vol. 42(No. 6)*, 65 - 78. Japanese Geotechnical Society.
- Davies et al. (2002). Static Liquefaction of Tailings - Fundamentals and Case Histories. *In Proceedings Tailings Dams*. Las Vegas: ASDSO/USCOLD.
- Day, R. (2012). Site investigation for Geotechnical Earthquake Engineering. *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook with the 2012 International Building Code, Capítulo 5*. McGraw-Hill.
- Díaz, L. (1996). Licuación de arenas en Jaluco, Jal., durante el sismo de octubre de 1995. *XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Morelia.
- Espíndola-Pérez. (2018). ¿Qué son los sismos, dónde ocurren y cómo se miden? *69(3)*.
- Esquinca. (1990). Tesis de Licenciatura. *Licuación de arenas*. México: Univesidad Anáhuac.
- Estepa, A. (2008). Interpretación de los diagramas de dispersión por estudiantes de bachillerato. *Enseñanza de las Ciencias, 2(No. 26)*, 257 - 270.
- Falcón-Ramírez. (2010). Generación de mapas de licuefacción a partir del sismo de febrero de 2010. Chile: Servicio Nacional de Geología y Minería, SERNAGEOMIN.
- Fuentealba, J. G. (2015). Estudio del fenómeno de licuación en Chile para el fenómeno de Maule del 2010. *Tesis de Licenciatura*. Santiago de Chile.
- Garduño et al. (2001). Efectos de las fallas asociadas a sobreexplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, Vol. 18(No. 1)*, 37 - 54.
- Georgiannou et al. (1991). Undrained behaviour of natural and model clayey sands. *Geotechnique, Vol. 31(No. 3)*, 17 - 29. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
-

- González, G. (2020). *CIGIDEN*. Obtenido de Relato en cifras del terremoto y tsunami de Valdivia de 1960: <https://www.cigiden.cl/relato-cifras-del-terremoto-tsunami-valdivia-1960/>
- González-Verdugo. (s.f.). Licuefacción en el área de Paine inducida por el terremoto 27F. Universidad de Chile.
- Gordillo. (2011). Aplicaciones de la Dinámica de Suelos. *Tesis de Maestría*. México, D.F.: IPN.
- Guzmán et al. (2020). Fallas de licuación de suelos inducidos por el sismo de Tehuantepec del 7 de septiembre del 2017 (Mw 8.2) en la ciudad de Coatzacoalcos, Veracruz, México. *Revista Ingeniería Sísmica*(No. 102), 82-106.
- Harder-Seed. (1986). Determination of penetration resistance for coarse-grained soils using the Becker hammer drill. *Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-86/06*. University of California Berkeley.
- Hazarika et al. (2020). Large distance flow-slide at Jono-Oge due to the 2018 Sulawesi Earthquake, Indonesia. *Soils and Foundations*.
- Hoose et al. (1977). Liquefaction susceptibility and geologic setting. *6th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 6*, págs. 37-42. Nueva Delhi, India.
- Huamán-Aguilar. (2001). Implementación del equipo de adquisición de datos de prospección sísmica. *Informe de Investigación*. Lima, Perú: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
- Hui et al. (2018). Linkage between reactivation of the sinistral strike-slip faults and 28 September 2018 Mw7.5 Palu earthquake, Indonesia. *Science Bulletin, Vol. 63*(No. 24).
- Idriss-Boulanger. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes(MNO-12)*. Oakland, California, USA: Earthquake Engineering Research Institute (EERI). Obtenido de <http://www.eeri.org>
- II-UNAM. (2014). "Revisión y Evaluación en Geotecnia y Estructuras" para resolver la problemática de transporte aéreo en el centro del país. *Primer Informe Parcial*(5 - *Avances de los estudios específicos*), 85 - 100. CDMX, México.
- Ishihara - Koga. (1981). Case studies of liquefaction in the 1964 Niigata earthquake. *Soils and Foundations, Vol. 21*(No.3). Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Ishihara. (1985). Stability of Natural Deposits During Earthquakes. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. San Francisco, California.

- Ishihara, K. (1996). Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. *Oxford Science Publications*.
- Jaime, A. (1978). Comportamiento de arenas bajo carga estática y cíclica. *Tesis de Maestría*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Jaimes. (2010). A seis meses del temblor del Mayor-Cucupah, Baja California, del 4 de abril de 2010 (Mw 7.2). *ERNtérate - Evaluación de Riesgos. Segundo Informe*.
- Jaimes et al. (2011). Estimación de mapas de desplazamiento lateral y vertical del suelo debido a licuación inducido por sismo. *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Jaimes, M. (2010). A seis meses del temblor del Mayor-Cucapáh, Baja California, del 4 de abril de 2010 (Mw=7.2). *ERNtérate - Evaluación de Riesgos Naturales*.
- Jefferies, M. (1993). Nor-Sand: A simple critical state model for sand. *Géotechnique, Vol. 43(No. 1)*, 91 - 103.
- Jefferies-Been. (2006). Soil Liquefaction. A critical State Approach. Taylor & Francis Group, LLP.
- Jefferies-Been. (2016). Soil Liquefaction. A critical State Approach. *2nd*. Taylor & Francis Group, LLC.
- Kawasumi, H. (1968). General Report on the Niigata Earthquake of 1964. *Tokio Electrical Engineering College Press*. Tokyo, Japan: Earthquake Research Institute University of Tokyo.
- Kelmaski, M. (2009). Estadística para todos. Estrategias de pensamiento y herramientas para solución de problemas. Buenos Aires, Argentina: Ministerio de Educación de la Nación.
- Kent State University Libraries. (27 de January de 2023). SPSS Tutorials: Pearson Correlation. Obtenido de https://libguides.library.kent.edu/SPSS/PearsonCorr#cite_cohen
- Kossoff et al. (2014). Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts and remediation. *Applied Geochemistry(No. 51)*, 229 - 245.
- Kovacs et al. (1983). Comparison of Energy Measurements in the Standard Penetration Test Using the Cathode and Rope Method. *National Bureau of Standards Report to the US Nuclear Regulatory Commission*.
- Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. New Jersey: Prentice Hall.
- Li-Wang. (1998). Linear Representation of the Steady-State Line for Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124(No. 12)*, 1215 - 1217.

-
- López et al. (2008). Aplicación del Método de Refracción Sísmica para la determinación de Velocidades de Onda P. *Tesis de Licenciatura*. UNAM.
- Mapplebeck, S. (2013). Cyclic Loading on the Molikpaq. *Journal of Undergraduated Engineering Research and Scholarship*. N. L., Canadá.
- Marchetti - Orea. (Junio - Agosto de 2012). El dilatómetro sísmico de Marchetti (SDMT) para pruebas de campo en suelos. *Geotecnia*(No. 224), 31 - 36.
- Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, GT3*, 299 - 321. ASCE.
- Marsal, R. J. (1961). Behavior of sandy uniform soils during the Jaltipan Earthquake, México. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 229 - 233. Francia, Paris.
- Martínez-Mendoza. (2016). Acoplamiento sismogénico en la zona de subducción de Michoacán-Colima-Jalisco, México. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Vol. 68*(No. 2), 199-214.
- Mason et al. (2021). East Palu Valley flowslides induced by the 2018 Mw 7.5 Palu-Donggala earthquake. *Geomorphology, Vol. 373*.
- Mitchell - Soga. (1930). *Fundamentals of Soil Behavior. 3rd ed.* John Wiley and Sons.
- Mogami - Kubo. (1953). The Behaviour of Soils during vibration. *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1*.
- Monkul et al. (2010). Influence of Silt Size and Content on Static Liquefaction of Sand. *An abstract of the Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering*. Oregon State University.
- Nava, A. (2000). Terremotos. *La ciencia para todos*(No. 34). Fondo de Cultura Económica.
- Ogura. (1979). Development of the suspension type S-Wave log system. (No. 1), pp. 143-159. Oyo technical report.
- Ogura. (1988). Expansion of applicability for suspension P-S logging. (No. 10), pp. 69-98. Oyo technical report.
- Ogura. (1988). Expansion of applicability for suspension P-S logging. (No. 10), pp. 69-98. Oyo technical report.
- Ohsaki, Y. (1966). Niigata Earthquake, 1964. Building damage and soil condition. *Soils and Foundation, Vol. 6*(No. 2), 14 - 37.
- Organismo Internacional de Energía Atómica. (25 de Nov de 2019). *Escala Internacional de Sucesos Nucleares y Radiológicos (INES)*. Obtenido de
-

-
- <https://www.iaea.org/es/recursos/escala-internacional-de-sucesos-nucleares-y-radiologicos-ines>
- Ortega et al. (2002). Caracterización de Fuentes Sismogénicas de eventos Volcano-Tectónicos (VT) en el Complejo Volcánico Galeras. *Primer Simposio Colombiano de Sismología - "Avances de la sismología colombiana en los últimos 20 años"*.
- Ovando-Pérez. (1997). Undrained behaviour of clayey sands in load controlled triaxial test. *Géotechnique, Vol. 47(No. 1)*, 97 -111.
- Ovando-Romo. (2004). Three Recent Damaging Earthquakes in Mexico. *Proceedings: Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. New York, N.Y.
- Ovando-Segovia. (1986). *Licucción de arenas*. México, D.F.: TGC.
- Peck, T. . (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: Ed. John Wiley and Sons.
- Poulos et al. (1985). Liquefaction Evaluation Procedure. *Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111(No. 6)*.
- Rebollar et al. (1982). Estudio del enjambre de San Quintín, Baja California, México, ocurrido durante 1975. *Geofísica Internacional, Vol. 21(No. 4)*, 331 - 358. Instituto de Geofísica, UNAM.
- Rees. (2010). *Effects of fines on the undrained behaviour of Christchurch Sandy Soils*. Christchurch, New Zealand: University of Canterbury.
- Rees, S. D. (2010). *Effects of fines on the undrained behaviour of Christchurch Sandy Soils. A thesis presented in fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in the Department of Civil and Natural Resources Engineering*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Robertson - Wride. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35(No. 3)*, 442 - 459. Ottawa, Canada.
- Robertson et al. (2019). Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of the Feijão Dam I.
- Rodríguez, I. (2011). Análisis y mejoramiento de suelos potencialmente licuables. *Tesis de Licenciatura*. México, UNAM.
- Rojas, C. (2018). *Valdivia 1960. Entre Aguas y Escombros*. Valdivia, Chile: Ediciones Universidad Austral de Chile.
- RSN. (2021). *Red Sismológica Nacional*. Obtenido de RSN UCR-ICE: <http://rsn.ucr.ac.cr>
-

- Santoyo, E. (2010). Exploración de suelos. Métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo. *Vigésima Conferencia Nabor Carrillo*. Acapulco, México.
- Satake-Abe. (1983). *A Fault Model for Niigata, Japan, Earthquake of June 16, 1964*. Hokkaido University, Sapporo, Japan: Department of Geophysics, Faculty of Science.
- Schmertmann, J. H. (1978). Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design. *Report FHWA-TS-78-209 (Final Report)*. Gainesville, Florida: U.S. Department of Transportation.
- SEDESOL. (2012). *Atlas de Riesgos - Lázaro Cárdenas, Michoacán*.
- Seed - Idriss. (1967). Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93(No. SM3), Proc. Paper 4233*, p.p. 83 - 108. ASCE.
- Seed et al. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109(No. 3)*, 458 - 482.
- Seed et al. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111(No. 12)*.
- Seed et al. (Agust de 2001). Recent advances in soil liquefaction hazard assessment. *15th ICSMGEg, TC4 satellite conference on Lessons learned from recent strong earthquakes*, 655 - 662. (D. D. al., Ed.) Istanbul, Turkey: Stallion Press.
- Seed-Idriss. (1970). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division(EERC 70-9)*. (C. o. Engineering, Ed., & E. E. Center, Recopilador) Berkeley, California.
- Seed-Idriss. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes* (Vol. MNO 12). Pasadena, California: The Earthquake Engineering Research Institute.
- SEGOB-CENAPRED. (1996). Daños causados por el sismo de Michoacán de Mil Novecientos 85. *Reporte del Instituto de Arquitectos de Japón*. Sistema Nacional de Protección Civil.
- Shephard et al. (1990). The Loma Prieta, California, Earthquake of october 17, 1989. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Silva et al. (2020). The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil. *Int J Appl Earth Obs Geoinformation(No. 90)*.
- SSN. (s.f.). Magnitud de un Sismo. UNAM.

- Stokoe et al. (1989). In-Situ seismic testing with surface waves. *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1*, 331 - 334. Río de Janeiro, Brasil.
- Tamez et al. (1987). Manual de Diseño Geotécnico - COVITUR. México.
- Tavera. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. Lima, Perú: Instituto Geofísico de Perú - Dirección de Sismología.
- Terzaghi. (November de 1950). Mechanism of Landslides. *The Geological Society of America*. Harvard University, Cambridge, Mass.
- Terzaghi et al. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. Estados Unidos: John Wiley & Sons.
- Tokimatsu - Yoshimi. (1981). Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size. *Proceedings of the international Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Tokimatsu-Yoshimi. (1984). Criteria of Soil Liquefaction with SPT and fines content. *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, III*. San Francisco, California.
- Tsukamoto et al. (2012). Soil liquefaction observed at the lower stream of Tonegawa river during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. *Soils and Foundations, Vol. 52(No. 5)*, 987 - 999.
- UABC, I. d. (2011). Atlas de Riesgos del Municipio de Mexicali, B.C. *Programa Habitat 2010*.
- Van Niekerk - Viljoen. (2005). Causes and consequences of the Merriespruit and other tailing-dam failures. *Land Degradation & Development(No. 16)*, 201 - 212.
- Verdugo-Ishihara. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations, 36(2)*. Japanese Geotechnical Society.
- Villaverde, R. (2009). Fundamental Concepts of Earthquake Engineering. Taylor & Francis Group.
- Villegas, F. (2001). Importancia del fenómeno de dilatación en la magnitud de los desplazamientos laterales debidos a licuación, utilizando el modelo del bloque deslizante. *Tesis de Maestría*. UNAM, México.
- Wang. (1984). Earthquake Damages to Earth Dams and Levees in Relation to Soil Liquefaction. *Proceedings of the international Conference on Case Hitories in Geotechnical Engineering*.
- Youd. (1973). Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sands. *Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils*, p.p. 98 - 112. American Society for Testing Materials.

- Youd et al. (2001). Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 817 - 833.
- Zafra, D. (2017). Ondas sísmicas, su importancia para la geofísica y la humanidad. *Curso de ondas electromagnéticas*. Universidad Industrial de Santander, Escuela de física.
- Zapata, J. (2005). Licuación de arenas en la Refinería General Lázaro Cárdenas. *Tesis de Maestría*. México, UNAM.
- Zavala et al. (2008). Efectos geológicos asociados al sismo de 7.9 Mw, en Pisco, Perú. *Congreso Peruano de Geología*. Lima: Sociedad Geológica de Perú - SGP.
- Zobin, V. (2015). Riesgo Sísmico en el Estado de Colima: exposición, peligro sísmico y vulnerabilidad sísmica de la vivienda. *Atlas de Peligros y Riesgos en el Estado de Colima*.