FACULTAD DE INGENIERÍA

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Maestría en Ingeniería Geotécnica - MIG
(Carrera Binacional Argentina - Alemania)

Asignatura ACMIG03:

Comportamiento Mecánico de Suelos

SUELOS LICUABLES

CECILIA HOWE

cecihowe@gmail.com

RESUMEN:

La licuefacción de suelos es la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado líquido como consecuencia de un incremento en la presión de poros y la reducción de la tensión efectiva. El incremento de la presión de poros asociado a la tendencia a compactar que tienen los suelos granulares cuando están sometidos a deformaciones de corte. Se requiere el cálculo de dos variables para estimar la resistencia del suelo a la licuación: la demanda sísmica o CSR, y la capacidad del suelo a resistir la licuefacción, definida como CRR.

El método simplificado indicado en este trabajo, determina el CRR (Ciclic Resistence Ratio) sobre la base de valores del ensayo SPT. Mediante una serie de consideraciones sobre el estado del suelo, y la magnitud del movimiento sísmico puede definirse su magnitud,y representar mediante el cociente con el valor de CSR (Ciclic Stress Ratio) un factor de seguridad que represente la posibilidad de licuefacción.

Palabras clave: licuefacción, tensión cíclica, SPT, suelos granulares.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Definición de suelo licuable

Según el CIRSOC 401, se denominan suelos licuables a las arenas y limos friables saturados y en estado suelto, ubicados en sitios en los que estén potencialmente sujetos a cargas de acción rápida, como las producidas por acción sísmica.

El fenómeno de licuación se aprecia como una reducción casi total de la resistencia al corte. La reducción de la resistencia al corte se debe a la reducción de la presión efectiva de confinamiento producida por un aumento de la presión de poros. Este aumento de la presión de poros se debe a su vez a la reducción de volumen que experimentan los suelos granulares sueltos cuando sufren deformación por corte. Esta deformación por corte debe ser suficientemente rápida como para que la presión de poros no tenga tiempo para disiparse.

En general, los suelos que suelen presentar este comportamiento incluyen arenas limpias en estado suelto y eventualmente limos no plásticos de baja compacidad (SP, SP-SM, SM o ML según SUCS). Sin embargo, se han reportado fenómenos de licuación en arenas parcialmente saturadas y en depósitos de gravas.

1.2 Casos icónicos de licuefacción

La licuefacción es una de las mayores causas de daño durante los terremotos. Dentro de los eventos más significativos que marcaron un punto de inflexión en este campo de investigación, se encuentran los terremotos de 1964 en Niigata (Japón), y los grandes terremotos de Alaska de 1964. Estos presentaron una magnitud mayor a 7,5 en la escala de Richter.

1.3 Fallas por licuefacción

A continuación, se muestran por medio de imágenes varios ejemplos de los efectos generados por la licuefacción de suelos. En todos los casos, asociados a grandes deformaciones.



Figura 1. Falla de la capacidad portante de fundaciones, Niigata 1964.



Figura 2. Falla de fundaciones por desplazamiento lateral del suelo. Niigata 1964.



Figura 3. Volcanes de arena.



Figura 4. Falla por movilidad cíclica. Deformaciones incrementales por coexistencia de tensiones estáticas y dinámicas.

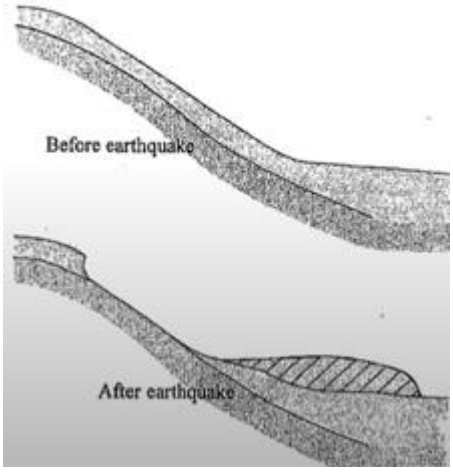


Figura 5. Flujo de suelo. Pérdida de resistencia del suelo ante su propio peso.

2. EVALUACIÓN DE LA SUCEPTIBILIDAD DE UN SUELO A LICUAR

Para definir la suceptibilidad de un suelo a licuar, se mencionará una serie de pasos que permitan la caracterización y cuantificación de la misma ante un evento sísmico.

A continuación, se detalla el procedimiento seleccionado para este trabajo. Existen diferentes formulaciones de diversos autores para estudiar este fenómeno. Se han realizado numerosas convenciones y resúmenes que acompañan el enfoque y tratamiento de este tema, y este proceso continúa hasta el día de la fecha.

2.1 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO

En primer lugar se definen las propiedades del suelo, estratigrafía y descripción de cada capa que lo conforma.

Los ensayos de rutina a considerar son:

- Sondeos
- Calicatas
- Ensayo de penetración estándar SPT
- Ensayo de penetración de cono CPT
- Ensayo dilatométrico DMT. Para depósitos de gravas, ensayos de penetración con martillos pesados (Large Hammer Penetration Test - LPT, Becker Penetration Test - BPT).
- Peso específico seco y húmedo
- Análisis granulométricos

2.2 DEFINICIÓN DE LAS TENSIONES VERTICALES

Para cada nivel estudiado, definir las tensiones totales σ_v y las tensiones efectivas $\sigma v'$. Considerar adicionalmente el nivel de agua existente. Debe tener en cuenta la posible fluctuación de los niveles de la napa de agua, para las distintas etapas del año. Además deberá considerar, la posible variación de la napa de agua luego de concluida la obra.

2.3 CÁLCULO DE LAS TENSIONES CÍCLICAS

Las tensiones cíclicas definidas como CSR (Ciclic Stress Ratio) durante la ocurrencia de un sismo, que representa la relación de tensiones de corte a una profundidad dada, que se genera por las solicitaciones ocasionadas cuando sobreviene el sismo de diseño y la tensión efectiva vertical que se manifiesta al mismo nivel.

$$\frac{\tau}{\sigma_v} \qquad (1)$$

La relación CSR es la demanda sísmica cíclica en una capa de suelo. Considerando que la tensión de corte en la base de una columna de suelo rígida de área transversal unitaria “A”, la fuerza horizontal en la base de la misma cuando sobreviene un sismo será:

$$Fh_{máx} = m.a_{máx}$$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{\gamma.h.A}{g}$$

$$Fh_{máx} = \gamma.h.A.\frac{a_{máx}}{g} \qquad (2)$$

$$\tau_{máx} = \gamma.h.\frac{a_{máx}}{g} = \sigma_v.\frac{a_{máx}}{g} \qquad (3)$$

Con el valor de la aceleración máxima obtenemos el valor de la tensión de corte máximo, por lo tanto, como sabemos que la tensión de corte media es el 65 % de la tensión de corte máxima, podemos hacer:

$$\tau = 0{,}65.\sigma_v.\frac{a_{máx}}{g}$$

$$\frac{a_{máx}}{g} = a_o \qquad (4)$$

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right) = 0{,}65\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right).\frac{a_{máx}}{g} \qquad (5)$$

En (4) se expresa con a0 una seudoaceleración, concebida como una fracción de la aceleración de la gravedad “g” y que para el movimiento en la superficie del terreno, le corresponde la ordenada al origen del espectro de diseño.

2.4 Flexibilidad de la columna de suelo

Hasta este punto, la columna de suelo analizada se comporta como un sólido rígido, esto no es así ya que la columna de suelos, como se verá, tiene movimientos relativos distintos que disminuyen a medida que aumenta la profundidad, por lo que la ecuación anterior debe ser afectada por un coeficiente de reducción “rd” que vale 1 para el nivel de la superficie y disminuye a medida que aumenta la profundidad

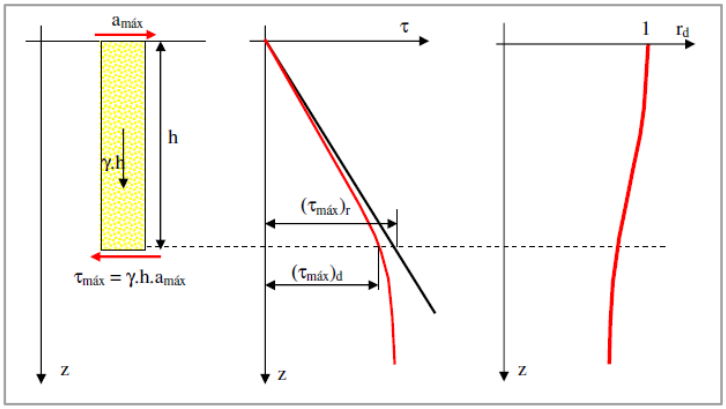


Figura 6. Relación de la aceleración máxima, tensiones de corte y coeficiente de reducción con la profundidad.

La relación entre el pico de tensiones de corte al pié de la columna de suelos (tmáx)d y la tensión de corte de un cuerpo rígido (tmáx)r se define como el factor de reducción de tensiones "rd"

$$r_d = \frac{(\tau_{máx})_d}{(\tau_{máx})_r} \qquad (6)$$

Existen numerosos caminos para aproximar el valor de rd para una profundidad "z", uno de ellos, que fue propuesto por Idriss y Boulanger en el 2004, se calcula utilizando las siguientes ecuaciones:

$$r_d = \exp\left(\alpha.(z) + \beta.(z).M\right) \qquad (7)$$

$$\alpha(z) = -1{,}012 - 1{,}126.sen\left(\frac{z}{11{,}73} + 5{,}133\right)$$

$$\beta(z) = 0{,}106 + 0{,}118.sen\left(\frac{z}{11{,}28} + 5{,}142\right)$$

Para profundidades mayores a 34 m, (z > 34 m)

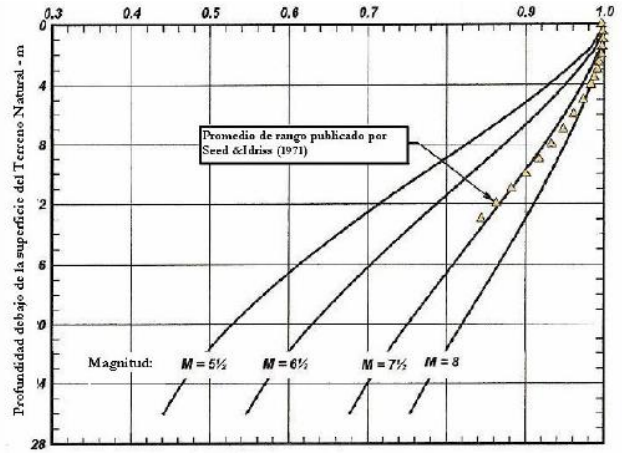


Figura 7. Relacíón entre la profundidad, con el coeficiente de reducción con la profundidad, para diferentes sismos según Seed. Idriss (1971)

2.5 Influencia de la magnitud del sismo

Los valores dados por la ecuación anterior, son válidos para un sismo de diseño de magnitud M = 7,5 de la escala Ritcher. Para otros valores de la magnitud "M" del sismo probable de manifestarse, se debe afectar a la ecuación anterior de un coeficiente o factor de escala denominado Magnitude Sacaling Factor "MSF" que toma el valor unitario para M = 7,5.

Este factor de escala queda definido por la siguiente relación:

$$MSF = \frac{CSR_{M=7,5}}{CSR_M} \qquad (9)$$

$$MSF = 6{,}9.\exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0{,}058 \qquad (10)$$

Con un valor máximo que no debe superar el valor de MSF = 1,80

La ecuación CSRM quedaría de la siguiente forma:

$$CSR_M = 0{,}65\left(\frac{a_{máx}}{g}\right).\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right).\frac{r_d}{MSF} \quad (11)$$

2.6 Valores a considerar de los ensayos SPT

Existen variaciones a nivel mundial respecto a la forma de ejecución y caracterización de los elementos utilizados para realizar el ensayo SPT. Por ello, para estandarizar los resultados respecto a una eficiencia nominal o teórica que sea útil para realizar comparaciones, se realiza una corrección de los ensayos teniendo en cuenta una eficiencia del 60% respecto a la teórica. Se obtiene entonces un valor de N del número de golpes del SPT definido como N60, que considera procedimiento y energía utilizadas para la ejecución del ensayo.

$$N_{1,60} = N_1 \cdot C_R \cdot C_S \cdot C_B \cdot C_E \quad (12)$$

La definición del equipo de SPT estandarizado recomendado por Seed et al en 1985 se presenta en la tabla 1.

Tabla 1. Ensayo SPT estandarizado.

ELEMENTOS	ESPECIFICACIONES
Sacamuestra	Cuchara partida de Terzaghi, de diámetro externo de 51 mm y de diámetro interno de 35 mm
Barras de perforación	Barras tipo A y AW para perforaciones de menos de 15 metros y barras tipo N o NW para perforaciones de mayor profundidad.
Martillo	Martillo standard con un peso de 63,5 kg y una altura de caída de 762 mm
Soga	Dos vueltas de soga alrededor de la roldada de izaje
Perforación	De 100 a 130 mm de diámetro hecho con el sistema de perforación con lodos bentoníticos para el estabilizado de las paredes de la perforación
Herramientas de perforación	Con deflector de corriente ascendente del lodo de perforación (Tricono o mecha de perforación)
Frecuencia de golpeo	De 30 a 40 golpes por minuto
Medición de la resistencia a la penetración	Medido en intervalos de 150 mm para la penetración de los 450 mm totales.

El valor de N60 se obtiene como el producto de todos los factores de corrección necesarios según la ecuación (12) indicados en la tabla 2.

Tabla 2. Factores de corrección a para el equipamiento utilizado en ensayos SPT

<table>
<tr><td>C_R</td><td>(See Fig. 9 for Rod Length Correction Factors)</td></tr>
<tr><td>C_S</td><td>For samplers with an indented space for interior liners, but with liners omitted during sampling,
$C_s = 1+\frac{N_{1,60}}{100}$ (Eq. T-1)
With limits as $1.10 \le C_S \le 1.30$</td></tr>
<tr><td>C_B</td><td>Borehole diameter — Correction (C_B)
65 to 115 mm — 1.00
150 mm — 1.05
200 mm — 1.15</td></tr>
<tr><td>C_E</td><td>$C_E = \frac{ER}{60\%}$ (Eq. T-2)
where ER (efficiency ratio) is the fraction or percentage of the theoretical SPT impact hammer energy actually transmitted to the sampler, expressed as %
• The best approach is to directly measure the impact energy transmitted with each blow. When available, direct energy measurements were employed.
• The next best approach is to use a hammer and mechanical hammer release system that has been previously calibrated based on direct energy measurements.
• Otherwise, ER must be estimated. For good field procedures, equipment and monitoring, the following guidelines are suggested:
Equipment — Approximate ER (see Note 3) — C_E (see Note 3)
-Safety Hammer[1] — 0.4 to 0.75 — 0.7 to 1.2
-Donut Hammer[1] — 0.3 to 0.6 — 0.5 to 1.0
-Donut Hammer[2] — 0.7 to 0.85 — 1.1 to 1.4
-Automatic-Trip Hammer (Donut or Safety Type) — 0.5 to 0.8 — 0.8 to 1.4
• For lesser quality fieldwork (e.g.: irregular hammer drop distance, excessive sliding friction of hammer on rods, wet or worn rope on cathead, etc.) further judgmental adjustments are needed.</td></tr>
</table>

2.7 Influencia de la tapada del suelo

Según el nivel de profundidad a evaluar, el suelo se encuentra afectado por un determinado nivel de confinamiento. Para eliminar las variaciones de la presión de confinamiento y normalizar el ensayo, se aplica una corrección que se simboliza como N1(60).

La presión efectiva de la tapada σ'_v, equivale a

$$\sigma'_v = 1atm = 1\frac{kg}{cm^2} = 10\frac{t}{m^2} \qquad (11)$$

La fórmula más utilizada para obtener un valor corregido por la tapada en suelos granulares es la de Liao-Withman (1986)

$$C_N = 9{,}79.\sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}} \qquad (12)$$

σ'_v, equivale a la presión efectiva de la tapada al nivel en el que se ejecuta el SPT.

La corrección se aplica a partir de 2,5m, y presiones verticales mayores a 50kPa.

2.8 Contenido de finos

Cuando el contenido de finos de la arena que quede sometida a efectos de la licuefacción sea mayor al 5%, el valor de $(N_1)_{60}$ se debe corregir.

A mayor contenido de finos, la capacidad del suelo para drenar el agua se reduce. Por lo tanto para compensar este efecto es necesario aumentar el valor del número de golpes SPT según esa variable.

$(N_1)_{60\,CF} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$ (13)

Una de las fórmulas que puede aplicarse para definir el incremento, está dada por Idriss y Boulanger (2004)

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1{,}63 + \frac{9{,}7}{CF} - \left(\frac{15{,}7}{CF}\right)^2\right) \quad (14)$$

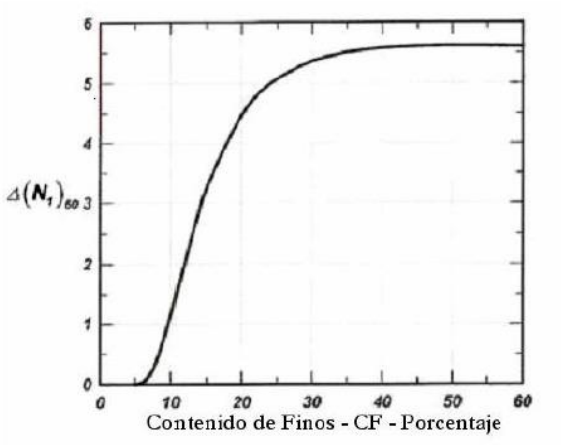


Figura 8. Variación de $(N_1)_{60}$ con el contenido de finos

2.9 Relación de resistencia cíclica

Se define como CRR (Ciclic Resistence Ratio) a la capacidad del suelo a resistir la licuefacción. Como resultado de la recopilación de casos de licuefacción para diferentes sitios geográficos donde se habían evaluado los suelos con equipos SPT, se obtuvo un gráfico en cuyas ordenadas se presenta la Relación de Resistencia Cíclica máxima del suelo, y en abcisas el número de golpes corregido del SPT $(N_1)_{60\,CF.}$

Este compilado de resultados, permitió definir una curva por encima de la cual se presentan las estratigrafías suceptibles a experimentar licuefacción, y por debajo aquellas en las que no se espera que se desarrolle este fenómeno.

Idriss y Boulanger en 2004 definieron una ecuación para la relación CRR, para un sismo de magnitud M=7,5 y presión efectiva de 1 atm.

$$(CRR)_{M=7,5} = \exp\left[\frac{(N_1)_{60CF}}{14{,}1} + \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{23{,}6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{25{,}4}\right)^4 - 2{,}8\right] \quad (15)$$

La razón de resistencia cíclica CRR, expresa la capacidad de un suelo a licuar, basado en ensayos corregidos de SPT, para suelos no cohesivos con un contenido de finos menor al 35% , y para sismos de magnitud M=7.5. Para poder estimar la licuación en suelos cuando ocurren sismos de otras magnitudes se requiere realizar una serie de ajustes adicionales.

Generalización de CRR

- Factor KM

Según recomendaciones de Seed et al 1983 , para corregir el valor de CRR7,5 ante cualquier magnitud M de sismo, se aplica la siguiente ecuación de corrección:

$$K_M = \frac{10}{M^{1,15}} + \frac{0{,}10}{M} \quad (16)$$

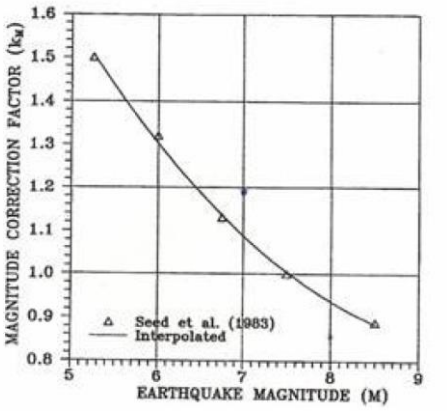


Figura 9. Estimación del factor de corrección K_M

La curva $CRR_{7,5}$ es válida solo para profundidades que generen una presión efectiva menor o igual que $\sigma_v' = 1$ atm.

- Factor K_σ

Para profundidades que generan presiones efectivas mayores a $\sigma_v' = 1$ atm, se aplica un factor de corrección por sobrecarga efectiva denominado K_σ. El mismo se define mediante la ecuación de Idriss-Boulanger 2004:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma . Ln\left(\frac{\sigma_v'}{Pa}\right) \leq 1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18{,}9 - 2{,}55.\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0{,}3$$

(17 Y 18))

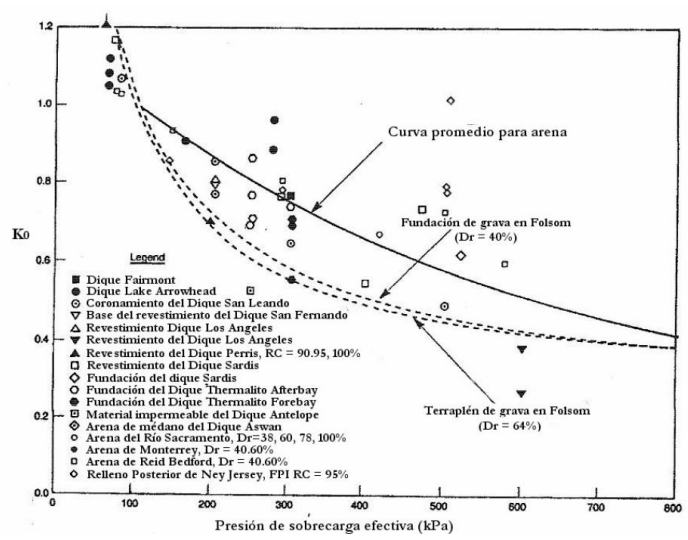


Figura 10. Factor de corrección K_σ

- Factor de corrección por tensiones estáticas, K_α

Estas tensiones, pueden ser inducidas por una estructura, la relación de tensiones $\alpha = \frac{\tau_{ho}}{\sigma_v'}$

La relación α puede calcularse con una carta de distribución de tensiones en un medio elástico, en función de la forma y el contacto de la base.

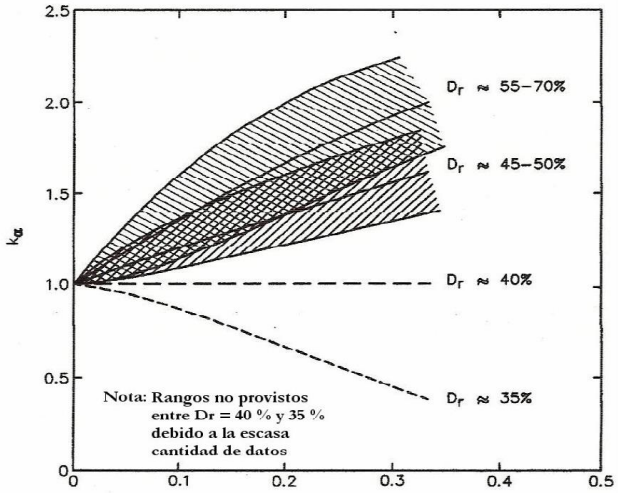


Figura 11. Relación de tensiones estáticas, $\alpha = \frac{\tau_{ho}}{\sigma_{v'}}$

Estimación del coeficiente de corrección K_α

Podemos concluir que el valor de CRR para cualquier sismo en particular, y para cualquier profundidad se define mediante la siguiente expresión;

$$CRR_M = CRR_{7,5}.K_M.K_\sigma.K_\alpha \quad (19)$$

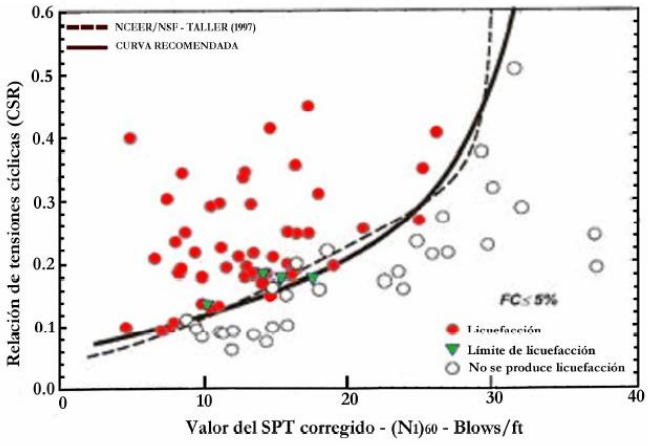


Figura 12. Casos históricos de arenas limpias que han experimentado licuefacción

3 FACTOR DE SEGURIDAD ANTE LA LICUEFACCIÓN

Finalmente la susceptibilidad de los suelos a experimentar licuación, se expresa generalmente en términos de un factor de seguridad que represente la posibilidad de que se produzca licuación, o no.

Este coeficiente se define como la relación entre la resistencia del suelo a experimentar licuación, expresada como las tensiones cíclicas requeridas para causar licuación y las tensiones cíclicas generadas por el sismo de diseño.

$$Fs = \frac{CRR_M}{CSR_M} \quad (20)$$

Fs= factor de seguridad ante la posibilidad de licuar del suelo analizado.

CRR_M=Relación de resistencia cíclica que presenta el suelo ante un sismo de magnitud M

CSR_M=Relación de tensiones cíclicas impuestas por el sismo de magnitud M.

4 CONCLUSIONES

Para la evaluación del suelo y su caracterización como potencialmente licuable, es necesario realizar estudios de campo de rutina: CPT, SPT, puede realizarse el estudio según el análisis de los resultados de ensayos con la velocidad de onda de corte Vs, para zonas de gravas de gran tamaño BPT. Los ensayos SPT y CPT son los más utilizados a nivel mundial y existen amplio número de registros.

Debe considerarse que los factores de escala originales de Seed e Idriss son conservadores por lo que es de utilidad considerar formulaciones mas contemporáneas de Idriss.

Los efectos de sitio no incluidos en esta monografía, los cuales afectan las aceleraciones máximas que ocurren en superficie, deben ser tenidas en cuenta adicionalmente.

Existen diversas metodologías para reducir o anular prácticamente la licuación de suelos, cuya aplicación dependerá de la envergadura de la obra puesto que normalmente requieren estudios y se caracterizan por una costosa ejecución.

La ingeniería en este campo sigue avanzando y debe ser complementada con el estudio de la relación suelo estructura y los estudios sismológicos y geológicos de cada sitio.

5 REFERENCIAS

[1] Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. R.B Seed. Cetin. Moss y otros. College of engineering. Unversity of California, Berkeley

[2] On liquefaction. Robert V. Withman.

[3] Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, 2001. pp 2-6

[4] Licuación de suelos. Facultad de Ingeniería UNLP.