

Liquiter

Parte I	Introducción	1
1	Criterios empíricos	2
2	Métodos simplificados	2
3	Refuerzos	3
Parte II	Notas teóricas	4
1	Criterios empíricos	4
	Norma china	4
	Propuesta de norma francesa	4
	Youd e Perkins	5
	Criterio basado en la magnitud	5
2	Métodos simplificados	6
	Introducción	6
	Seed e Idriss	7
	Iwasaki et alii	10
	Tokimatsu e Yoshimi	12
	Finn	13
	Cortè	13
	Robertson e Wride	14
	Andrus e Stokoe	17
	EC8- NTC(2008)	17
	OPCM N. 3274	20
3	Refuerzos	23
	Drenajes de grava	23
	Heavy tamping	25
Parte III	Guía Menú	26
1	Menu	26
2	Menú Archivo	26
Parte IV	Bibliografía	27
Parte V	Contacto	30

1 Introducción

Liquiter calcula el potencial de liquefacción durante los terremotos mediante mediante los siguientes criterios de previsión y métodos:

1. Criterios empíricos

- 1)Criterio de la norma china (Chinese Building Code, 1974) (ver **Norma china**);
- 2)Criterio propuesto por Durville et al.(1985) para la norma francesa (ver **Propuesta de Norma**);
- 3)Criterio modificado de Youd e Perkins (1978) (ver**Youd e Perkins**);
- 4)Criterio de la distancia epicentral

2. Métodos simplificados

- 1)Método de Seed e Idriss (1982) (ver **Seed e Idriss**);
- 2)Método de Iwasaki et al. (1978;1984) (ver **Iwasaki et alii**);
- 3)Método de Tokimatsu e Yoshimi (1983) (ver **Tokimatsu e Yoshimi**);
- 4)Método de Finn (1985) (ver **Finn**);
- 5)Método de Cortè (1985) (ver **Cortè**);
- 6)Método de Robertson e Wride modificado (1997) (ver **Robertson e Wride**);
- 7)Método de Andrus e Stokoe (1998) (ver **Andrus e Stokoe**);
- 8)Método basados en el Eurocódigo 8 (ENV 1998-5) (ver **EC8**);
- 9)Método basado en el OPCM N. 3274 (2003) (ver **OPCM N.3274**).

Obras de consolidación

Para reducir el potencial de liquefacción de un terreno libre en superficie son disponibles diversos métodos.

las técnicas más eficaces se basan en los siguientes principios:

- Mejora de la densidad con métodos dinámicos (vibrocompactación, heavy tamping, uso de explosivos, etc.);
- Disminución del nivel freático para aumentar las presiones efectivas;
- Inyección de cemento con resinas sintéticas para la mejora de los vínculos intergranulares;

- Aumento de la permeabilidad intersticial a través de la instalación de drenajes.

Estos principios pueden ser utilizados singularmente o en combinación.

El software toma en consideración dos de estos tipos de intervención comunes: Drenajes de grava y heavy tamping (ver **Refuerzos**).

1.1 Criterios empíricos

Los **criterios empíricos** se basan por se basan más que nada en los parámetros obtenidos por pruebas de identificación o por pruebas penetrométricas estándar, o también en algunas características geológicas cualitativas; generalmente se limitan a evaluar la susceptibilidad de los depósitos independientemente a la entidad del sacudido sísmico al sitio.

Los terremotos sucesivos a aquellos que se refieren muchas de estas metodología de cálculo, han confirmado puntualmente estos criterios.

Pero es necesario tener en cuenta que si aplicados en contextos diferentes de aquellos de origen, sea con respecto a los terrenos, cuanto concierte las características de los eventos sísmicos, se muestran poco confiables

Actualmente son utilizados con frecuencia, sobre todo con fines de planificación.

Los criterios de previsión del potencial de liquefacción adoptados por el programa son solo algunos de los más notorios, de entre ellos:

- Criterio de la norma china (Chinese Building Code, 1974) (ver **Norma china**);
- Criterio propuesto por Durville et al.(1985) para la norma francesa (ver **Propuesta de Norma**);
- Criterio modificado de Youd e Perkins (1978) (ver **Youd e Perkins**);
- Criterio que tienen cuenta de la magnitud (Kuribayashi e Tatsuoka, 1975; Berardi et al., 1988) (ver **Basados de la magnitud**).

1.2 Métodos simplificados

Los **métodos simplificados** se basan Los métodos simplificados se basan sobre la relación que va del corte que producen liquefacción a aquellas inducidas por el terremoto; tiene por eso la necesidad de la valoración los parámetros relativos al evento sísmico sea al depósito, determinados estos últimos métodos basados sobre correlaciones de la resistencia a la liquefacción con parámetros obtenidos por pruebas in situ.

La resistencia del depósito a la liquefacción es valutada en terminos de factor de resistencia a la liquefacción:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

donde **CRR (Cyclic Resistance Ratio)** indica la resistencia del y terreno a los esfuerzos de corte cíclico y **CSR (Cyclic Stress Ratio)** la sollicitación de corte máxima producida por el sismo.

Los métodos simplificados propuestos se diferencian de entre ellos sobretodo para el modo con el cual se obtiene CRR, la resistencia a la liquefacción. El parámetro mayormente utilizado es el número de golpes en la prueba SPT aunque si hoy en día con el avanzar del conocimiento, se prefiere valorar el potencial de liquefacción utilizando pruebas estáticas (CPT) o pruebas de medida de las ondas del corte Vs. Éstos son generalmente para la proyección de obras de importancia media.

Los métodos de cálculo de los potenciales de liquefacción adoptados por el programa son:

- 1) Método de Seed e Idriss (1982) (ver **Seed e Idriss**);
- 2) Método de Iwasaki et al. (1978;1984) (ver **Iwasaki et alii**);
- 3) Método de Tokimatsu e Yoshimi (1983) (ver **Tokimatsu e Yoshimi**);
- 4) Método de Finn (1985) (ver **Finn**);
- 5) Método de Cortè (1985) (ver **Cortè**);
- 6) Método de Robertson e Wride modificado (1997) (v **Robertson e Wride**);
- 7) Método de Andrus e Stokoe (1998) (ver **Andrus e Stokoe**);
- 8) Método basado en el Eurocódigo 8 (ENV 1998-5) (ver **EC8**);
- 9) Método basado en el OPCM N. 3274 (2003) (ver **OPCM N.3274**).

1.3 Refuerzos

Para disminuir el potencial de liquefacción de un terreno libre en superficie son disponibles diversos métodos.

Las técnicas más eficaces se basan según los siguientes principios:

1. Mejora de la compactación con métodos dinámicos (vibrocompactación, heavy tamping, uso de explosivos, etc.);
2. Disminución del nivel freático para aumentar las presiones efectivas;
3. Inyección de cemento con resinas sintéticas para la mejora de los vínculos intergranulares;
4. Aumento de la permeabilidad intersticial a través de la instalación de drenajes.

Estos principios pueden ser utilizados singularmente o en combinación.

El software toma en consideración dos de estos comunes tipos de refuerzos: **Drenajes de grava** e **heavy tamping** (ver **Refuerzos**).

2 Notas teóricas

2.1 Criterios empíricos

2.1.1 Norma china

El **Criterio de la norma china** calcula la susceptibilidad de un depósito a la liquefacción basándose en el concepto de número de golpes críticos N_{crit} , por el cual si es $N_{spt} < N_{crit}$ es altamente probable que la liquefacción aparezca.

el valor límite es dado por la siguiente expresión, aplicable a terrenos arenosos con índice de plasticidad inferior a 3:

$$N_{crit} = N' [1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2)]$$

donde:

N' es el número de golpes de referencia que cambia al variar la intensidad del terremoto;

d_s es la profundidad en metros del estrato;

d_w es la profundidad del nivel freático.

Para tener cuenta del porcentaje de arcilla **C**, se utiliza en cambio la siguiente fórmula:

$$N_{crit} = N' [1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2)] \left(\frac{3}{C}\right)^{0.5}$$

2.1.2 Propuesta de norma francesa

Según la propuesta de **norma francesa** los terrenos susceptibles a la liquefacción son:

1. Terrenos arenosos y limosos con las siguientes propiedades:

grado de saturación	Sr = 100%
coeficiente de uniformidad	Uc = D60/D10 < 15
diám. al 50% de gránulos	0,05 < D50 < 1,5 mm

2. terrenos arenosos con fracción arcillosa caracterizada por:

diámetro al 15% de gránulos	D15 > 0,05 mm
límite líquido	WL < 35%
contenido de agua natural	W > 0,9 WL
punto representativo sobre la carta de plasticidad de Casagrande por debajo de la línea A	IP < 10,95, WL < 35%

2.1.3 Youd e Perkins

Entre los criterios empíricos cualitativos o semicualitativos, utilizados en escala urbanística para la microzonación sísmica, se pueden definir el criterio de **Youd e Perkins**. Esto basa la evaluación de la propensión a la liquefacción de los depósitos de algunas características geológicas y estratigráficas de los terrenos, por eso trae origen a la observación de la correlación entre grado de las construcciones durante fuertes terremotos y el tipo de depósito, la profundidad del nivel freático y la edad. Sobre la base del tipo de depósito sedimentario, de la profundidad del nivel freático y de la edad del depósito, se da un puntaje, producto de los puntajes parciales, que otorgan una indicación cualitativa del grado de vulnerabilidad del depósito.

La **probabilidad de liquefacción** se obtiene de la siguiente tabla:

Puntaje total	Probabilidad de liquefacción
< 10	Muy baja
10 – 20	Baja
21 – 50	Moderada
51 – 80	Alta
> 80	Muy alta

2.1.4 Criterio basado en la magnitud

Ya que es posible que en un sitio se verifiquen fenómenos de liquefacción cuando la intensidad de la sacudida sísmica alcanza un cierto nivel, **Kuribayashi e Tatsuoka** (1975) sobre la base de observaciones efectuadas en ocasión de una multitud de terremotos, han proporcionado una indicación sobre el nivel de intensidad de la sacudida sísmica alcanzar demostrando que existe una relación lineal entre magnitud y el logaritmo de la distancia entre la cual se pueden tener significativos fenómenos de liquefacción. De estos estudios ha surgido que de entre un cierto radio **R** desde el epicentro de un sismo pueden ser sede de fenómenos de liquefacción y depósitos aluvionales recientes con nivel freático superficial.

El **radio R** es dado por la ecuación:

$$\log_{10} R = 0.8 M - 4.5$$

En el 1988 **Berardi** et al. (1988) desarrollan una análoga relación elaborando los datos de algunos terremotos históricos que han dado origen a fenómenos de licuefacción:

$$\log_{10} R = 0.77 M - 3.6$$

Ambas relaciones son validas para terremotos de magnitud mayor o igual a 6.

2.2 Métodos simplificados

2.2.1 Introducción

Seed e Idriss (1971) para poder determinar los esfuerzos de corte inducidos por el sismo proponen un simple procedimiento basado en la hipótesis del terreno homogéneo con la hipótesis de una propagación vertical de ondas sísmicas de corte, una columna de terreno con altura z (Fig. 1) se mueve rígidamente en dirección horizontal y por lo tanto el esfuerzo de corte máximo a la profundidad z es dado por:

$$\tau_{\max} = \frac{a_g}{g} \times \gamma \cdot z$$

donde a_g es la aceleración máxima en superficie, g la aceleración de gravedad e γ el peso del volumen seco del terreno.

Ya que en la realidad del terreno es deformable, el esfuerzo de corte es menor que en la hipótesis de cuerpo rígido y por lo tanto es necesario introducir un coeficiente de reducción r_d . Normalizando con la presión vertical efectiva y con referencia un valor medio τ_{av} vez de un valor máximo τ_{\max} se obtiene:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

Expresión válida para sismos de magnitud 7.5. para magnitud distinta es necesario dividir por el factor correctivo **MSF** (Magnitud Scaling Factor):

$$CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

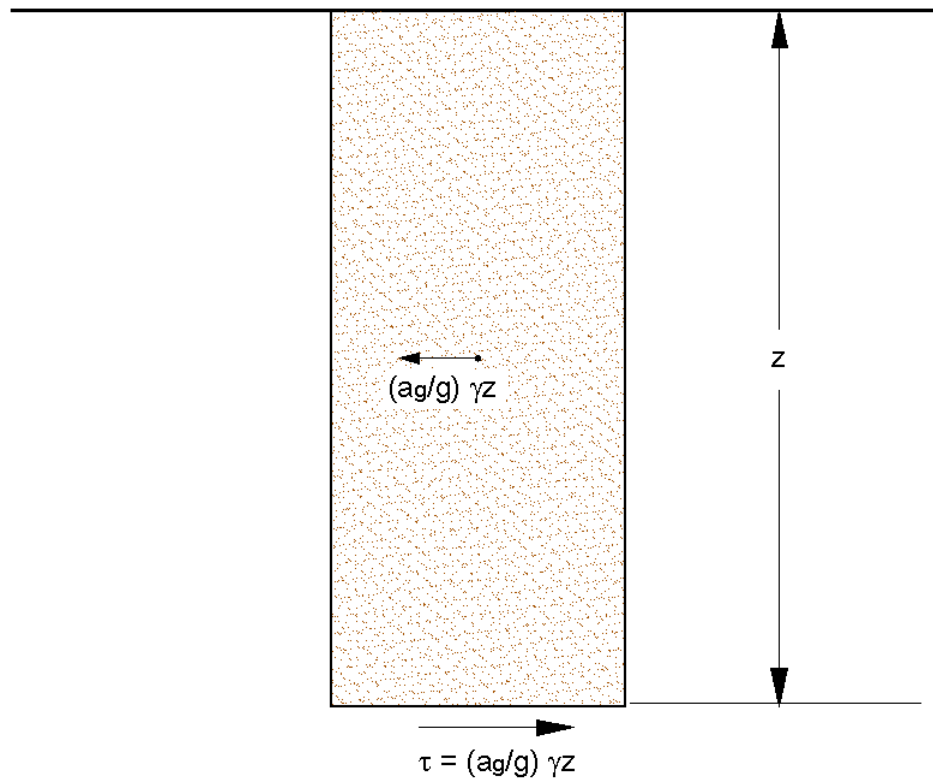


Figura 1 – Esfuerzo de corte producido por el terremoto a una determinada cota

2.2.2 Seed e Idriss

El **método Seed e Idriss** (1982) es el más notorio y utilizados de los métodos simplificados y requiere solo el conocimiento de pocos parámetros geotécnicos: la granulometría, el número de golpes en la prueba SPT, la densidad relativa, el peso de volumen. Para determinar el factor del coeficiente de reducción r_d se utiliza la fórmula empírica propuesta por **Iwasaki** et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

mientras que para el factor correctivo **MSF** ver Tabla 1 donde presenta el valor de este factor obtenido por varios investigadores, de entre ellos **Seed H. B. e Idriss I. M** (1982).

Tabla 1 - Magnitud Scaling Factor

Magnitud	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
----------	-------------------------------------

5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

El término a numerador de la (1.0), es decir la resistencia a la liquefacción **CRR**, es calculada en función de la magnitud, del número de golpes, de la presión vertical efectiva, de la densidad relativa.

Se obtiene un gráfico (Fig. 2) al seleccionar los casos de terrenos en los cuales se ha tenido liquefacción y no liquefacción durante los terremotos.

Se calcula inicialmente el número de golpes correcto a la cota deseada para tener cuenta de la presión litostática mediante la siguiente expresión:

$$(N_{1.60}) = C_N \cdot N_m$$

donde:

N_m es el número medio de golpes en la prueba penetrométrica estándar SPT

C_N un coeficiente correctivo que se calcula por medio de la siguiente expresión:

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

donde:

σ'_{v0} es la presión vertical efectiva;

P_a la presión atmosférica expresada en la misma unidad de σ'_{v0} ;

n un exponente que depende de la densidad relativa del terreno (Fig. 2).

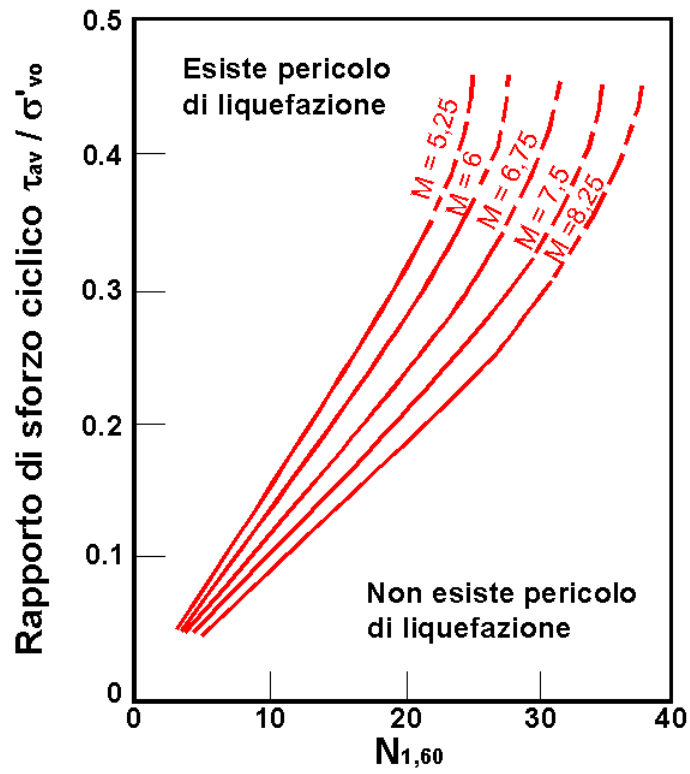


Figura 1 – Correlación entre CSR e $N_{1,60}$.

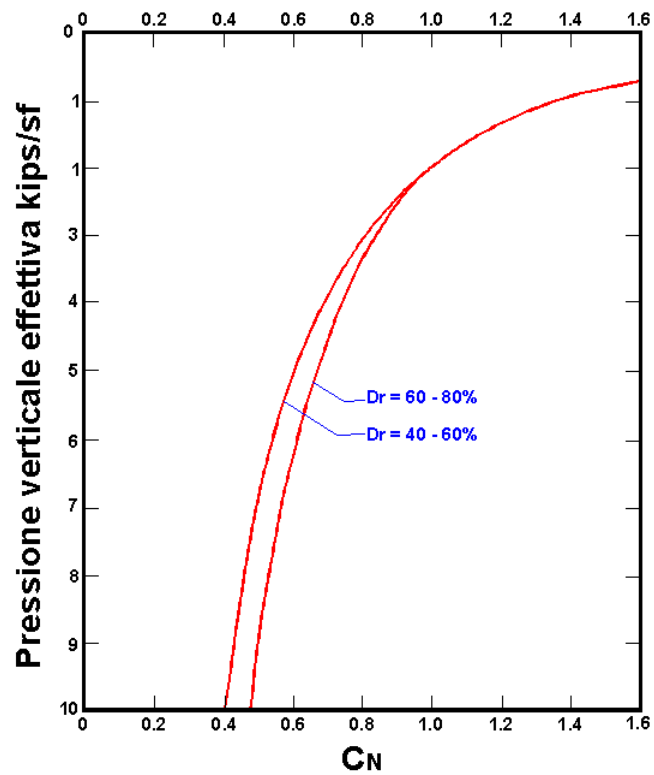


Figura 2 – coeficiente de corrección C_N

Ha sido demostrado que un terremoto de magnitud igual a 7,5 CRR es:

$$CRR \approx \frac{N_{1.60}}{90}$$

Si aplica por lo tanto la:

$$F_S = \frac{CRR}{CSR}$$

se $F_S > 1,3$ el depósito no es propenso a la liquefacción.

Los Autores han precisado que este procedimiento es válido para arenas con $D_{50} > 0,25$ mm; para arenas limosas y limo sugieren de corregir ulteriormente el valor de $N_{1,60}$:

$$(N_{1.60})_{CS} = N_{1.60} + 7.5$$

2.2.3 Iwasaki et alii

El método de **Iwasaki et alii** (1978, 1984) ha sido propuesto basándose en la observación que la severidad de los daños producidos por la liquefacción al manufacturado es legada al volumen de terreno licuado en el interior del depósito. El método se basa en dos cantidades: el factor de resistencia (F_S) es el índice de liquefacción (I_L).

Cuando $F_S \leq 1$ la capa del terreno tiende a la liquefacción; mientras I_L , indicativo de la extensión que el fenómeno de la liquefacción pueda tener en le depósito, se obtiene por la expresión

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$$

donde:

$$F = 1 - F_S \quad \text{per } F_S \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } F_S > 1$$

$$W(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

Para poder valorar la severidad de los efectos se propone la escalera de la Tabla 1.

Tabla 1

Valores de I_L	Riesgo de liquefacción
$I_L=0$	Muy Baja

$0 < I_L \leq 5$	Baja
$5 < I_L \leq 15$	Alta
$15 < I_L$	Muy alta

El **factor de corrección r_d** es calculado mediante la siguiente fórmula propuesta por los mismos autores:

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

y **MSF** mediante la Tabla 2:

Tabla 2 - Magnitud Scaling Factor

Magnitud	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

En cambio la valoración de CRR son propuestas por las siguientes expresiones extraídas de numerosas pruebas de resistencia cíclica sin drenaje:

- para terrenos con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$:

$$CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right)$$

- para terrenos con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$:

$$CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 0.7}} - 0.05$$

donde:

D_{50} es el diámetro de gránulos al 50% (in mm).

2.2.4 Tokimatsu e Yoshimi

El método de **Tokimatsu y Yoshimi** (1983) para poder tener cuenta de la magnitud del terremoto, a diferencia de los métodos anteriores, calcula la relación de esfuerzo cíclico con la siguiente expresión:

$$CSR = 0.65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \cdot r_n$$

donde es introducido un **coeficiente correctivo** r_n función de la magnitud **M**.

$$r_n = 0.1 \cdot (M - 1)$$

En cambio la resistencia a la liquefacción, es calculada comparando resultados de pruebas triaxiales cíclicas con datos de pruebas SPT, con la siguiente expresión:

$$CRR = a \cdot C_r \left[\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{C_s} \right) \right]$$

donde:

$$a = 0,45.$$

$$C_r = 0,57.$$

$$n = 14.$$

$\Delta N_f = 0$ para arenas limpias y $\Delta N_f = 5$ para arenas limosas.

$$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{v0} + 0,7)] N_m.$$

Cs es una constante empírica que depende de la amplitud de la deformación de corte.

Fs se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

Los Autores con fines proyectivos, sugieren de adoptar un valor de $FS > 1,5$ para las arenas medio sueltas y $FS > 1,3$ para la arenas medio densas.

Éste método es aconsejado en la propuesta de Normas Sísmicas Italianas avanzadas del CNR del 1984.

2.2.5 Finn

Correlaciones de la resistencia a la liquefacción con la magnitud vengono propuestas da Finn (1985) y Cortè (1985). El primero propone una expresión de **CRR** en función de la magnitud **M** y del número de golpes correcto $N_{1,60}$:

$$CRR = \frac{N_{1,60}}{12.9 M - 15.7}$$

F_s se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

donde **CSR** es:

$$CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

$$CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

donde **z** indica la profundidad.

2.2.6 Cortè

Una correlación de la resistencia a la magnitudes propuesta por **Cortè** que sugiere de valuar CRR mediante las siguientes expresiones:

- para terrenos con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$:

$$CRR = \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 70} \right]^{0.5} - 0.258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0.35} \right) \right\}$$

- para terrenos con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$:

$$CRR = \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 70} \right]^{0.5} - 0.0567 \right\}$$

El coeficiente A asume valores que cambian entre 0,50 e 0,66, según la magnitud del

sismo y por lo tanto del número de ciclos equivalentes que cambian de vez en vez entre 5 e 20.

2.2.7 Robertson e Wride

El método de **Robertson e Wride** utiliza el índice de comportamiento para el tipo de suelo I_c que es calculado mediante la utilización de la siguiente fórmula:

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$

donde:

q_c es la resistencia a la punta medida.

Pa es la tensión de referencia (1 atmósfera) en la misma unidad de σ'_{v0} .

f_s es el rozamiento del manguito.

n es un exponente que depende del tipo de suelo.

Al inicio asume $n = 1$, como para un suelo arcilloso, y se procede al cálculo de I_c con la fórmula indicada arriba.

Si $I_c > 2.6$ el suelo es probablemente de tipo arenoso y el análisis termina dato que el suelo no es propenso a la licuefacción.

Si $I_c = 2.6$, significa que la hipótesis asumida es errada y I_c tiene que ser calculado nuevamente con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Si presume que el terreno sea granular y asuma $n = 0.5$.

Si es todavía $I_c = 2.6$, significa es correcta y el suelo es probablemente no plástico y granular.

Si en cambio $I_c = 2.6$, quiere decir que la hipótesis es de nuevo errada y el suelo es probablemente limoso. I_c tiene que ser calculado nuevamente poniendo $n = 0.75$.

calculado I_c , se procede con la corrección de la resistencia a la punta medida q_c mediante la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

donde n es el mismo del cálculo de I_c .

La corrección a la resistencia a la punta debido al contenido de material fino es evaluada con:

- si el método utilizado es **Robertson e Wride clásico**:

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

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

- si el método utilizado es **Robertson e Wride modificado**:

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

donde K_c depende del contenido fino, FC (%):

$$k_c = 0 \quad \text{per } FC \leq 5$$

$$k_c = 0.0267(FC - 5) \quad \text{per } 5 < FC \leq 35$$

$$k_c = 0.8 \quad \text{per } FC > 35$$

FC (%) es calculado mediante la siguiente expresión:

$$FC (\%) = 1.75(I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistencia a la liquefacción por una magnitud igual a 7,5 (CRR7,5) se calcula de la siguiente manera:

- se $(q_{c1N})_{cs} < 50$:

$$CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

- se $50 = (qc1N)_{cs} < 160$:

$$CRR = 93 \left[\frac{(qc1N)_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

La relación de esfuerzo cíclico CSR se calcula con la fórmula indicada en la introducción de los métodos simplificados de esta Guía e MSF como aconsejado por NCEER (ver la siguiente tabla):

Tabla 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitud	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	2,21
6.0	1,77
6.5	1,44
7.0	1,19
7.5	1,00
8.0	0,84
8.5	0,73

mientras el coeficiente r_d es calculado mediante el siguiente procedimiento:

- se $z < 9,15$ m:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$$

- se $9,15 = z < 23$ m:

$$r_d = 1.174 - 0.00267 \cdot z$$

donde z es la profundidad en metros.

Se calcula F_s con la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

mientras que el índice a riesgo de liquefacción con el procedimiento propuesto por **Iwasaki et alii.**

2.2.8 Andrus e Stokoe

El **método de Andrus y Stokoe** es basado sobre datos provenientes de pruebas sísmicas a refracción (V_s).

La velocidad de las ondas de corte es corregida con la fórmula (Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_S \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

La resistencia a la liquefacción es valuada mediante la fórmula de Andrus e Stokoe (1998):

$$CRR = 0.03 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 0.9 \left[\frac{1}{(V_{s1})_{cs} - V_{s1}} - \frac{1}{(V_{s1})_{cs}} \right]$$

donde la presencia de materiales finos FC (%) es tenuta en cuenta mediante el siguiente procedimiento:

$$\begin{aligned} (V_{s1})_{cs} &= 220 && \text{per } FC \leq 5\% \\ 220 < (V_{s1})_{cs} &\leq 200 && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ (V_{s1})_{cs} &= 200 && \text{per } FC \leq 35\% \end{aligned}$$

El factor de corrección de la magnitud MSF es valuada como aconsejado por NCEER (Tabla 1), el factor de seguridad a la liquefacción con la (1.0), mientras que el índice y el riesgo viene valorados con el **método de Iwasaki et alii**.

Tabla 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitud	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	2,21
6.0	1,77
6.5	1,44
7.0	1,19
7.5	1,00
8.0	0,84
8.5	0,73

2.2.9 EC8- NTC(2008)

La indicaciones de la Norma europea son contenidas en los puntos 4.1.3 a los cuales se agregan ulteriores indicaciones que pueden encontrarse en el **apéndice B** de la parte 5

del Eurocódigo 8 (ENV 1998-5).

Según esta norma se puede excluir el peligro de liquefacción para los terrenos arenosos saturados que se encuentran en profundidad de 15 m o cuando $a_g < 0,15$ y al mismo tiempo el terreno cumpla con algunas de las siguientes condiciones:

- contenido en arcilla superior al 20%, con índice de plasticidad > 10 ;
- contenido de limo superior al 10% y resistencia $N_{1,60} > 20$;
- fracción fina desatendible y resistencia $N_{1,60} > 25$.

Cuando ninguna de las anteriores condiciones se cumplen, la susceptibilidad a la liquefacción ha de ser verificada como mínimo mediante los métodos generalmente aceptables por la ingeniería geotécnica, basados en correlaciones de campo de entre medidas in situ y valores críticos del esfuerzo cíclico de corte que han generado la liquefacción durante terremotos pasados.

El **esfuerzo cíclico de corte CSR** es estimado con la expresión simplificada:

$$CSR = 0.65 \frac{a_g}{g} \cdot S \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF}$$

donde **S** es el coeficiente de perfil estratigráfico, definido como sigue:

Tabla 3

Categoría suelo	Espectros de Tipo 1 S (M > 5,5)	Espectros de Tipo 2 S (M ≤ 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

El factor de corrección de la magnitud **MSF** aconsejado por la norma es el de Ambraseys (Tabla 1).

Tabla 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitud	Ambraseys N. N. (1988)
5.5	2.86
6.0	2.20
6.5	1.69
7.0	1.30
7.5	1.00

8.0	0.67
8.5	0.44

En el caso sean utilizados datos provenientes de pruebas SPT la resistencia a la liquefacción es calculada mediante la siguiente relación de Blake, 1997:

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

donde $(N_{1,60})_{cs}$ es calculado con el método propuesto por **Youd e Idriss** (1997) y aconsejado por NCEER:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

donde $N_{1,60}$ es la normalización de los valores medidos en el índice N_m (reducidos del 25% por profundidad < 3 m) en la prueba SPT con respecto a una presión eficaz de confinamiento de 100 KPa y a un valor de la relación entre la energía de impacto y la energía de impacto y la energía teóricas de caída libre igual al 60%, es decir:

$$N_{1,60} = C_N \cdot C_E \cdot N_m$$

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$C_E = \frac{ER}{60}$$

donde **ER** es igual al (relación de la energía medida con respecto al valor teórico) x 100 y depende del tipo de herramienta utilizada (Tabla 4).

Tabla 4

Equipo	CE
Safety Hammer	0,7 - 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 - 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 - 1,4
Automático-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 - 1,4

Los parámetros α e β , en cambio, dependen de la fracción FC:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && \text{per } FC \leq 5\% \\ \alpha &= \exp[1,76 - (190 / FC^2)] && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha &= 5 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 1,0 \quad \text{per } FC \leq 5\% \\ \beta &= [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)] \quad \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \beta &= 1,2 \quad \text{per } FC > 35\%\end{aligned}$$

Si en cambio se poseen datos provenientes de una prueba penetrométrica estática (CPT), los valores de resistencia medidos q_c tienen que ser normalizados con respecto a una presión eficaz de confinamiento igual a 100 KPa y van calculados mediante la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Para poder tener en cuenta de la eventual presencia de elementos finos, el programa utiliza el método de **Robertson e Wride** modificado. Ya que como es demostrado, es posible asumir:

$$\frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

como se propone arriba, obtenido $(N_{1,60})_{cs}$, se calcula **CRR**.

Cuando en cambio se poseen datos provenientes de pruebas sísmicas de refracción, se calcula la velocidad de propagación normalizada y la resistencia a la liquefacción mediante el método de Andrus e Stokoe.

Según la Norma es susceptible a liquefacción un terreno en el cual el esfuerzo al corte generado por el terremoto supera el 80% del esfuerzo crítico que ha provocado la liquefacción durante terremotos pasados, por lo tanto tiene que ser $FS \leq 1,25$.

La provabilidad de liquefacción P_L , en cambio es dada por la expresión de **Juang et al.** (2001):

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_s}{0,72} \right)^{3,1}}$$

2.2.10 OPCM N. 3274

Con respecto a la norma europea, la norma italiana (OPCM n° 3274 del 20 marzo 2003) es menos exacta y no otorga propuestas de metodología para valuar el potencial de liquefacción.

La norma solicita que el control de la posibilidad de liquefacción sea efectuado cuando el nivel freático se encuentra en proximidad de la superficie y el terreno de cimentación comprende estratos extensos o lentos frecuentemente de arenas sueltas por debajo del

nivel freático, aunque si contienen una fracción fina limo-arcillosa.

La norma excluye el peligro de licuefacción si el terreno saturado se encuentra a una profundidad superior a 15 m o se $a_g < 0,15g$ contemporáneamente, si verifica una de las siguientes condiciones:

- contenido en arcilla superior al 20%, con índice de plasticidad > 10 ;
- contenido de limo superior al 10% y resistencia $N_{1,60} > 20$;
- fracción fina desatendible y resistencia $N_{1,60} > 25$.

Como la norma europea, la italiana sostiene que la susceptibilidad a la licuefacción tiene que ser verificada como mínimo mediante los métodos generalmente aceptados por la ingeniería geotécnica, basados sobre correlaciones de campo de entre medidas in situ y los valores críticos del esfuerzo cíclico de corte que han causado licuefacción durante terremotos pasados.

El esfuerzo cíclico de corte CSR viene estimado con la expresión simplificada:

$$CSR = 0.65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF} \frac{1}{K_\sigma}$$

donde **S** es el coeficiente de perfil estratigráfico, definido como sigue:

Tabla 5

Categoría suelo	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

El coeficiente de reducción r_d es evaluado según la propuesta de **Idriss** (1999):

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

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

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

El factor de corrección de la magnitud MSF utilizado por el programa es aquel recomendado por NCEER (Tabla 1).

K_σ es un factor de corrección de la presión litostática comprendida entre 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_\sigma = 1 \quad \text{para } \sigma'_{v0} < 100$$

$K_{\sigma} = (\sigma'_{vo}/100)^{(f - 1)}$ para $\sigma'_{vo} = 100$

donde f es un parámetro función de (N_{1,60}) y σ'_{vo} .

La resistencia a la liquefacción es calculada mediante la siguiente expresión:

$$CRR = \frac{1}{[34 - (N_{1,60})_{cs}]^{1.76}} + \frac{50}{[10 (N_{1,60})_{cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

donde (N_{1,60})_{cs} es calculado mediante la expresión de **Youd e Idriss** (1997):

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

en la cual N_{1,60} es evaluada de la siguiente manera:

$$N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

donde CN y CE son calculados mediante las siguientes expresiones:

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}}\right)^{0.5}$$

$$C_E = \frac{ER}{60}$$

CR es un factor de corrección para el largo L de las astas de la prueba igual a:

Tabla 6

L	C _R
= 3	0,75
3 < L = 4	0,80
4 < L = 6	0,85
6 < L = 10	0,95
> 10	1,00

CS es un factor de corrección por el tipo di aparato de toma de muestras:
 para aparatos de tipo estándar CS es siempre igual a 1,0
 para aparatos de tipo non estándar CS es comprendido entre 1,1 e 1,3

CB es un factor de corrección para el diámetro del foro de sondeo y es igual a

Tabla 7

Diámetro foro	C _B
65 – 115 mm	1,00
115 – 150 mm	1,05
150 – 200 mm	1,15

Según las normas europeas e italianas es susceptible de liquefacción un terreno en el cual el esfuerzo de corte generado con el terremoto supera el 80% del esfuerzo crítico que ha provocado liquefacción durante terremotos y por lo tanto tiene que ser $FS \leq 1,25$.

La probabilidad de liquefacción PL, en cambio es dada por la expresión de **Juang et al.** (2001):

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_s}{0,72}\right)^{3,1}}$$

2.3 Refuerzos

2.3.1 Drenajes de grava

Se trata de columnas de grava introducidas en el estrato con tendencia a la liquefacción y son generalmente instalados en disposición triangular (Figura 1a), en cuanto esta disposición resulta la más económica. En la practica, van colocados también en malla cuadrada (Figura 1b)

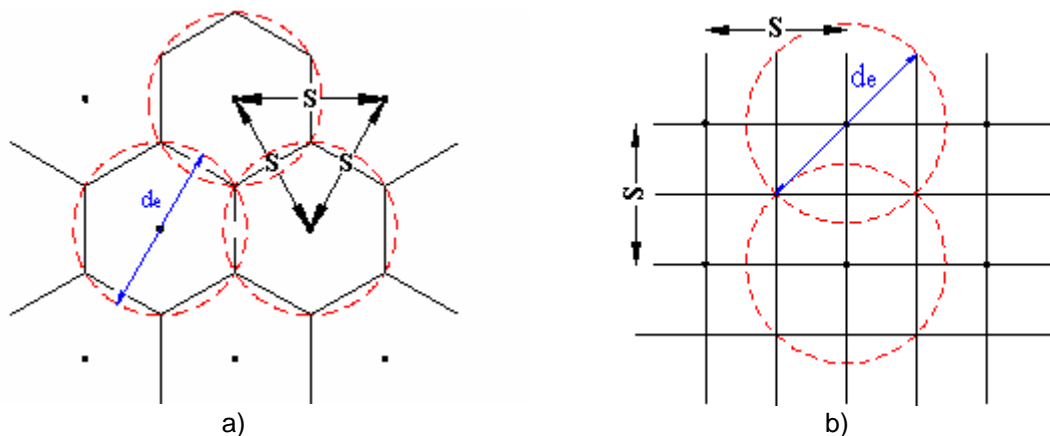


Figura 1 – Figura 1 – Disposición de los drenajes: a) Disposición triangular (a tresbolillo); b) Disposición malla cuadrada.

S indica el espacio entre drenes, mientras de el diámetro equivalente del cilindro de terreno que drena..

En cada caso el problema a resolver puede ser conducido a aquel de un cilindro equivalente de terreno (**Figura 2**), con la superficie lateral externa impermeable y un drenaje central.

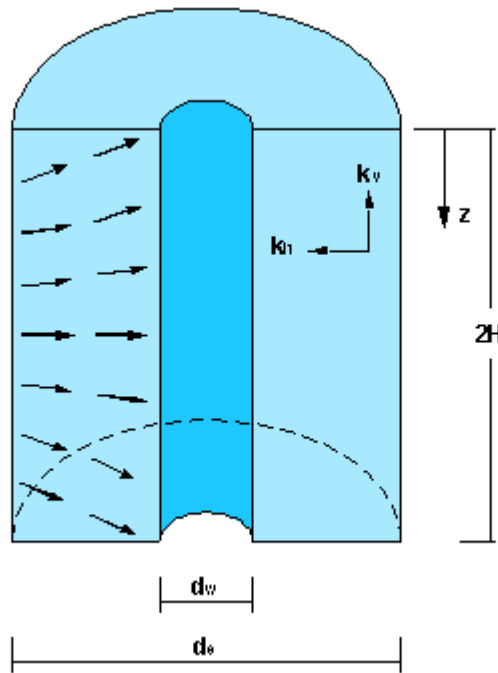


Figura 2 – Esquema del cilindro equivalente del terreno drenado.

- d_w** = diámetro del drenaje;
- d_e** = diámetro equivalente del cilindro del terreno que drena;
- k_h** = permeabilidad en dirección horizontal;
- k_v** = permeabilidad en dirección vertical;
- $2H$** = altura del drenaje;
- z** = profundidad relativa

El diámetro equivalente del cilindro del terreno de drena de igual 1,05 veces el intereje S de los drenajes si estos son distribuidos a tresbolillo e iguales a 1,13 S en el caso estos sean dispuestos a la malla cuadrada.

Para una disposición de drenajes a malla cuadrada, es posible calcular el espacio necesario a llevar el índice de poros a un valor en manera aproximada con la siguiente expresión:

$$S = \left[\frac{1 - e_0}{e_0 - e} \right]^{0.5} d_w$$

Barron (1948) fué el primero a elaborar un completo tratamiento; en la cual han sido tomadas como válidas las hipótesis de la teoría monodimensional de Terzaghi.

El grado de consolidación media U_h viene calculado, mediante la siguiente expresión:

$$U_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F}\right)$$

donde T_h e F son respectivamente iguales a:

$$T_h = \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{t}{m_v d_e^2}$$

$$F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

donde:

mv = coeficiente de compresibilidad volumétrica;

n = relación entre diámetro de y diámetro d_w ;

t = $0,055 \exp(0,861M)$ duración del evento sísmico de proyecto;

M = magnitud del sismo del proyecto.

La magnitud del sismo de proyecto es calculada mediante la relación empírica de **Berardi et alii** que es calibrada sobre terremotos italianos:

$$\log R = 0,77 M - 3,6$$

donde R es la distancia epicentral del terremoto de proyecto en km.

Esta relación tiene el significado de mínima magnitud necesaria para producir la liquefacción de depósitos arenosos saturados superficiales recientes y permite trabajar a favor de la seguridad.

2.3.2 Heavy tamping

El **método heavy tamping** permite producir un aumento de la densidad relativa de los terrenos con tendencia a la liquefacción para caída libre de altura hasta 30-40 metros de gruesos bloques de hormigón o de acero pesante, hasta decenas de toneladas, provocando ondas de compresión, causadas por una imprevista liberación de energía, que generando un instantáneo aumento de la presión de poros, reduciendo la resistencia al corte induciendo en el terreno una serie de liquefacciones sucesivas. Al disiparse de la presión neutra en exceso las partículas alcanzan nuevas configuraciones más estables. El procedimiento requiere normalmente 2-3 golpes por m^2 . Al termine es aconsejable efectuar un control, por ejemplo con pruebas penetrométricas, al final de acertar que el terreno tenga efectivamente alcanzado un aumento de la densidad relativa. Las pruebas serán empujadas hasta una profundidad de influencia de la densificación, función del peso, de la masa W y de la altura de caída H y se evalúa mediante la expresión empírica:

$$D = (0,65 - 0,80) WH$$

donde W es medido en toneladas e D y H en metros.

El suceso de este método sobre terrenos naturales no es siempre garantizado, sobretodo si es presente un porcentaje de finos superior al 10%; en cambio si son obtenidos óptimos resultados en la densificación de descargas e terrenos de aportación.

El método de heavy tamping es simple y rápido a costos generalmente contenidos, del cual se extrae una buena uniformidad del tratamiento. Pero no puede ser utilizado en presas de estructuras resistentes dado que las vibraciones producidas generan efectos nocivos sobre los mismos.

3 Guía Menú

3.1 Menu

[Menú Archivo](#) 

Menú Ayuda

3.2 Menú Archivo

Menú Archivo

El menú archivo comprende principalmente todas las funciones relativas al abrir y cerrar de proyectos, a la gestión de los archivos guardados

Nuevo

Permite crear un nuevo proyecto. El comando se puede activar también desde la barra de herramientas Estándar.

Abrir

Abre un proyecto que ha sido guardado en formato **.lqf**. El comando se puede activar también desde la barra de herramientas Estándar.

Guardar

Guarda los datos introducidos en el proyecto actual. El comando se puede activar también desde la barra de instrumentos Estándar.

Guardar como

Guarda el proyecto con otro nombre.

Salir

Permite salir del proyecto actual.

Reciente

Muestra los últimos proyectos guardados.

4 Bibliografía

- [1] Ambraseys N. N.(1988) "Engineering Seysmology"
Earthquake Engineering and Structural Dinamics, vol. 17, pp. 1-105
- [2] Andrus R. D., Stokoe K. H., II (1997)
"Liquefaction resistance based on shear wave velocity", NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, T. L. Youd and I. M. Idriss, Eds., held 4-5 january 1996, Salt Lake City, UT, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 89-128
- [3] Andrus R. D., Stokoe K. H., II (2000)
"Liquefaction resistance of soil from shear wave velocity", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, n. 11, pp. 1015-1025
- [4] Berardi R., Margottini C., Molin D., Parisi A. (1988)
"Soil liquefaction case histories in Italy: preliminary data"
- [5] Blake, T. F. (1997)
Summary Report of Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Youd T. L., and Idriss I. M., eds., Technical Report NCEER 97-0022.
- [6] Chinese Building Code (1974)
"Earthquake resistant design code for industrial and civils buildings", TJ11-74, China Build. Publ. House, Pechino
- [7] C.N.R. Commissione Normativa del GNDT (1984)
"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- [8] Cortè J. F. (1985)
"L'evaluation du risque de liquefaction a partir des essais en place" in "Genie Parasismique", Presses Ponts et Chaussées
- [9] Crespellani T., Nardi R., Simoncini C. (1988)
"La liquefazione del terreno in condizioni sismiche" Zanichelli
- [10] Durvill J. L., Meneroud J. P., Mouroux P., Simon J. M. (1985)
"Evaluation de l'aléa sismique local - microzonage" in "Genie Parasismique", Presses Ponts et Chaussées
- [11] Eurocode 8 (1988)
"Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-1: generale rules for the representation of seismic actions" Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

- [12] Finn W. D. L. (1985)
"Soil liquefaction: recent developments in practice" 2nd Int. Conf. on Soil Dyn. and Earthq. Eng., Southampton
- [13] Idriss I. M. (1999)
"An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publ. n. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration
- [14] Iwasaki T., Arakawa T., Tokida K. (1984)
"Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes", Soil Dyn. and Earthq. Eng. Conf., Southampton, G.B. vol. 3, n. 1
- [15] Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. (1978)
"A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan", II Int. Conf. on Microzon., Seattle
- [16] Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S. Yasuda S. Sato H. (1982)
"Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods" III Int. Conf. on Microzon., San Francisco
- [17] Juang C. H., Jiang T., Andrus R. D. (2002)
"Assessing the probability-based methods for liquefaction potential evaluation", Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. n. 128, pp. 580-589
- [18] Kuribayashi E., Tatsuoka F. (1975)
"Brief review of liquefaction during earthquakes in Japan", SF, vol. 14, n. 4
- [19] Lancellotta R. (1987)
"Geotecnica", Zanichelli
- [20] Liao S. S. C., Whitmann R. V. (1986)
"Overburden correction factor for SPT in sand" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, n. 3, march 1986, pp. 373-377
- [21] OPCM 3274 (2003)
"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 8 maggio 2003, n. 108
- [22] Robertson P. K., Woeller D. J., Finn W. D. L. (1992)
"Seismic Cone Penetration Test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading", Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, pp. 686-695
- [23] Robertson P. K., Wride C. E. (1997)
"Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT", NCEER-97-0022, Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils
- [24] Robertson P. K., Wride C. E. (1998)
"Evaluating cyclic liquefaction potential using the Cone Penetration Test", Canadian Geotechnical Journal, vol. 35, n. 3, pp. 442-459

- [25] Seed H. B., Idriss I. M. (1971)
"Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potencial", J. Soil Mech. Found. Div., vol. 97, n. SM9, Proc. Paper 8371, pp. 1249-1273
- [26] Seed H. B., Idriss I. M. (1982)
"Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", EERI, Berkeley, California
- [27] Seed R. B., Chang S. W., Dickenson S. E., Bray J. D. (1997)
"Site-dependent seismic response including recent strong motion data" Proc., Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hamburg, A. A. Balkema Publ., pp. 125-134
- [28] Seed R. B., Cetin K. O., Moss R. E. S., Kammerer A. M., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F. (2001)
"Recent advanced in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation" 4th Int. Conf. Recent Advanced in Geotechnical Earthquake Engineering and soil dynamics, San Diego, California
- [29] Seed R. B., Cetin K. O., Moss R. E. S., Kammerer A. M., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F., Sancio R. B., Bray J. D., Kayen R. E., Faris A. (2003) "Recent advanced in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework" 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H. M. S. Queen Mary, Long Beach, California
- [30] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983)
"Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-Value and fines content", SF, vol. 23, n. 4
- [31] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1984)
"Criteria of soil liquefaction with SPT and fines content", VIII WCEE, San Francisco
- [32] Youd T. L., Idriss I. M., eds., (1997)
NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils Technical Report NCEER 97-0022, Salt Lake City, UT, NCEER, Buffalo, NY, 276 p.
- [33] Youd T. L., Idriss I. M., Andrus R. D., Arango I., Castro G., Christian J. T., Dobry R., Finn W. D. L., Harder L. F. Jr., Hynes M. E., Ishihara K., Koester J. P., Liao S. S. C., Marcusson W. F. III, Martin G. R., Mitchell J. K., Moriwaki Y., Power M. S., Robertson P. K., Seed R. B., Stokoe K. H. II (2001)
"Liquefaction resistance of soil: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(10)
- [34] Youd T. L., Perkins M. D. (1978)
"Mapping liquefaction - induced ground failure potential", J. GED, ASCE, vol. 104, GT 4

5 Contacto

GeoStru Software S.a.s.

Via Lungo mare snc
89032 - Bianco (RC) - Italy
Tel. +39 0964911624 Fax. +39 0964992341

Skype Nick: [geostru_support_it-eng-spa](#)

Web: www.geostru.com

E-mail: geostru@geostru.com