

Liquiter

Parte I	Introduzione	1
1	Criteri empirici	2
2	Metodi semplificati	2
3	Interventi	3
Parte II	Cenni teorici	4
1	Criteri empirici	4
	Normativa cinese	4
	Proposta di normativa francese	4
	Youd e Perkins	5
	Basati sulla magnitudo	5
2	Metodi semplificati	6
	Introduzione	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
	OPCM N. 3274	18
	EC8-NTC 2008	20
3	Interventi	23
	Dreni di ghiaia	23
	Heavy tamping	26
Parte III	Guida ai menu	26
1	Menu	26
2	Menu File	27
Parte IV	Bibliografia	27
Parte V	Contatti	31

1 Introduzione

Liquiter valuta il potenziale di liquefazione durante i terremoti mediante i seguenti criteri di previsione e metodi:

1. Criteri empirici

- 1) Metodo di Seed e Idriss (1982) (vedi **Seed e Idriss**);
- 2) Metodo di Iwasaki et al. (1978;1984) (vedi **Iwasaki et alii**);
- 3) Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983) (vedi **Tokimatsu e Yoshimi**);
- 4) Metodo di Finn (1985) (vedi **Finn**);
- 5) Metodo di Cortè (1985) (vedi **Cortè**);
- 6) Metodo di Robertson e Wride modificato (1997) (vedi **Robertson e Wride**);
- 7) Metodo di Andrus e Stokoe (1998) (vedi **Andrus e Stokoe**);
- 8) Metodo basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5) (vedi **EC8**);
- 9) Metodo basato sull'OPCM N. 3274 (2003) (vedi **OPCM N.3274**).

2. Metodi semplificati

- 1) Metodo di Seed e Idriss (1982) (vedi **Seed e Idriss**);
- 2) Metodo di Iwasaki et al. (1978;1984) (vedi **Iwasaki et alii**);
- 3) Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983) (vedi **Tokimatsu e Yoshimi**);
- 4) Metodo di Finn (1985) (vedi **Finn**);
- 5) Metodo di Cortè (1985) (vedi **Cortè**);
- 6) Metodo di Robertson e Wride modificato (1997) (vedi **Robertson e Wride**);
- 7) Metodo di Andrus e Stokoe (1998) (vedi **Andrus e Stokoe**);
- 8) Metodo basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5) (vedi **EC8**);
- 9) Metodo basato sull'OPCM N. 3274 (2003) (vedi **OPCM N.3274**).

Opere di consolidazione

Per ridurre il potenziale di liquefazione di un terreno libero in superficie sono disponibili diversi metodi.

Le tecniche più efficaci si basano sui seguenti principi:

- Miglioramento della compattezza con metodi dinamici (vibrocompattazione, heavy tamping, uso di esplosivi, ecc.);
- Abbassamento della falda per incrementare le pressioni effettive;
- Iniezioni cementizie o con resine sintetiche per il miglioramento dei legami intergranulari;
- Aumento della permeabilità interstiziale attraverso installazione di dreni.

Questi principi possono essere utilizzati singolarmente o in combinazione.

Il software prende in considerazione due di questi comuni tipi di intervento: Dreni di ghiaia e heavy tamping (vedi **Interventi**).

1.1 Criteri empirici

I **criteri empirici** si basano per lo più su parametri desunti da prove di identificazione o da prove penetrometriche standard, o anche su alcune caratteristiche geologiche qualitative; generalmente si limitano a valutare la suscettibilità dei depositi indipendentemente dall'entità della scossa sismica al sito.

I terremoti successivi a quelli a cui si sono riferiti molte di queste metodologie di calcolo, hanno puntualmente confermato questi criteri.

Però bisogna tenere conto che, se applicati a contesti molto differenti da quelli di origine, sia per quanto riguarda i terreni, sia per quanto concerne le caratteristiche degli eventi sismici, si rilevano scarsamente affidabili.

Pertanto vengono ancora oggi frequentemente utilizzati soprattutto per fini di pianificazione.

I criteri di previsione del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono soltanto alcuni fra i più noti, e sono:

- Criterio della normativa cinese (Chinese Building Code, 1974) (vedi **Normativa cinese**);
- Criterio proposto da Durville et al.(1985) per la normativa francese (vedi **Proposta di Normativa**);
- Criterio modificato di Youd e Perkins (1978) (vedi **Youd e Perkins**);
- Criteri che tengono conto della magnitudo (Kuribayashi e Tatsuoka, 1975; Berardi et al., 1988) (vedi **Basati sulla magnitudo**).

1.2 Metodi semplificati

I **metodi semplificati** si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio

che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione:

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

dove **CRR** (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e **CSR** (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio V_s . Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono:

- 1) Metodo di Seed e Idriss (1982) (vedi **Seed e Idriss**);
- 2) Metodo di Iwasaki et alii (1978;1984) (vedi **Iwasaki et alii**);
- 3) Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983) (vedi **Tokimatsu e Yoshimi**);
- 4) Metodo di Finn (1985) (vedi **Finn**);
- 5) Metodo di Cortè (1985) (vedi **Cortè**);
- 6) Metodo di Robertson e Wride modificato (1997) (vedi **Robertson e Wride**);
- 7) Metodo di Andrus e Stokoe (1998) (vedi **Andrus e Stokoe**);
- 8) Metodo basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5) (vedi **EC8**);
- 9) Metodo basato sull'OPCM N. 3274 (2003) (vedi **OPCM N.3274**).

1.3 Interventi

Per ridurre il potenziale di liquefazione di un terreno libero in superficie sono disponibili diversi metodi.

Le tecniche più efficaci si basano sui seguenti principi:

1. Miglioramento della compattezza con metodi dinamici (vibrocompattazione, heavy tamping, uso di esplosivi, ecc.);
2. Abbassamento della falda per incrementare le pressioni effettive;

3. Iniezioni cementizie o con resine sintetiche per il miglioramento dei legami intergranulari;
4. Aumento della permeabilità interstiziale attraverso installazione di dreni.

Questi principi possono essere utilizzati singolarmente o in combinazione.

Il software prende in considerazione due di questi comuni tipi di intervento: **Dreni di ghiaia** e **heavy tamping** (vedi **Interventi**).

2 Cenni teorici

2.1 Criteri empirici

2.1.1 Normativa cinese

Il **Criterio della normativa cinese** calcola la suscettibilità di un deposito alla liquefazione basandosi sul concetto di numero dei colpi critico N_{crit} , per cui se è $N_{spt} < N_{crit}$ è altamente probabile che la liquefazione compaia.

Il valore limite è dato dalla seguente espressione, applicabile a terreni sabbiosi con indice di plasticità inferiore a 3:

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

dove:

N' è il numero dei colpi di riferimento che varia al variare dell'intensità del terremoto;

d_s è la profondità in metri dello strato;

d_w è la profondità della falda.

Per tener conto della percentuale di argilla **C**, si usa invece la formula seguente:

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

2.1.2 Proposta di normativa francese

Secondo la proposta di **normativa francese** i terreni suscettibili di liquefazione sono:

1. terreni sabbiosi e limosi con le proprietà seguenti:

grado di saturazione	$S_r = 100\%$
coefficiente di uniformità	$U_c = D_{60}/D_{10} < 15$
diametro al 50% dei granuli	$0,05 < D_{50} < 1,5 \text{ mm}$

2. terreni sabbiosi con frazione argillosa caratterizzati da:

diametro al 15% dei granuli	$D_{15} > 0,05 \text{ mm}$
limite liquido	$W_L < 35\%$
contenuto d'acqua naturale	$W > 0,9 W_L$
punto rappresentativo sulla carta di plasticità di Casagrande al di sotto della linea A	$IP < 10,95, W_L < 35\%$

2.1.3 Youd e Perkins

Tra i criteri empirici qualitativi o semiquantitativi, utilizzati a scala urbanistica per la microzonazione sismica, si può inserire il criterio di **Youd e Perkins**. Esso basa la valutazione della propensione alla liquefazione dei depositi su alcune caratteristiche geologiche e stratigrafiche dei terreni; infatti trae origine dall'osservazione della correlazione fra grado di danneggiamento subito dalle costruzioni durante forti terremoti e il tipo di deposito, la profondità della falda e l'età.

Sulla base del tipo di deposito sedimentario, della profondità della falda e dell'età del deposito, viene fornito un punteggio, prodotto dei punteggi parziali, che fornisce un'indicazione qualitativa del grado di vulnerabilità del deposito.

La **probabilità di liquefazione** si ricava dalla seguente tabella:

Punteggio totale	Probabilità di liquefazione
< 10	Molto bassa
10 – 20	Bassa
21 – 50	Moderata
51 – 80	Alta
> 80	Molto alta

2.1.4 Basati sulla magnitudo

Poiché è possibile che in un sito si verifichino fenomeni di liquefazione quando l'intensità della scossa sismica raggiunge una certa soglia, **Kuribayashi** e **Tatsuoka** (1975) sulla base di osservazioni effettuate in occasione di una moltitudine di terremoti, hanno fornito

un'indicazione sul livello di intensità della scossa sismica da raggiungere, dimostrando che esiste una relazione lineare fra la magnitudo e il logaritmo della distanza entro la quale si possono avere significativi fenomeni di liquefazione. Da questi studi è emerso che, entro un certo raggio **R** dall'epicentro di un sisma, possono essere sede di fenomeni di liquefazione i depositi alluvionali recenti con falda superficiale.

Il **raggio R** è dato dall'equazione:

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

Nel 1988 **Berardi** et al. (1988) sviluppano un'analoga relazione elaborando i dati di alcuni terremoti storici italiani che hanno dato origine a fenomeni di liquefazione:

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

Entrambe le relazioni sono valide per terremoti di magnitudo maggiore o uguale a 6.

2.2 Metodi semplificati

2.2.1 Introduzione

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

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

dove a_g è l'accelerazione massima in superficie, g l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio τ_{av} anziché ad un valore massimo τ_{\max} si ottiene:

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

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo **MSF** (Magnitudo Scaling Factor):

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

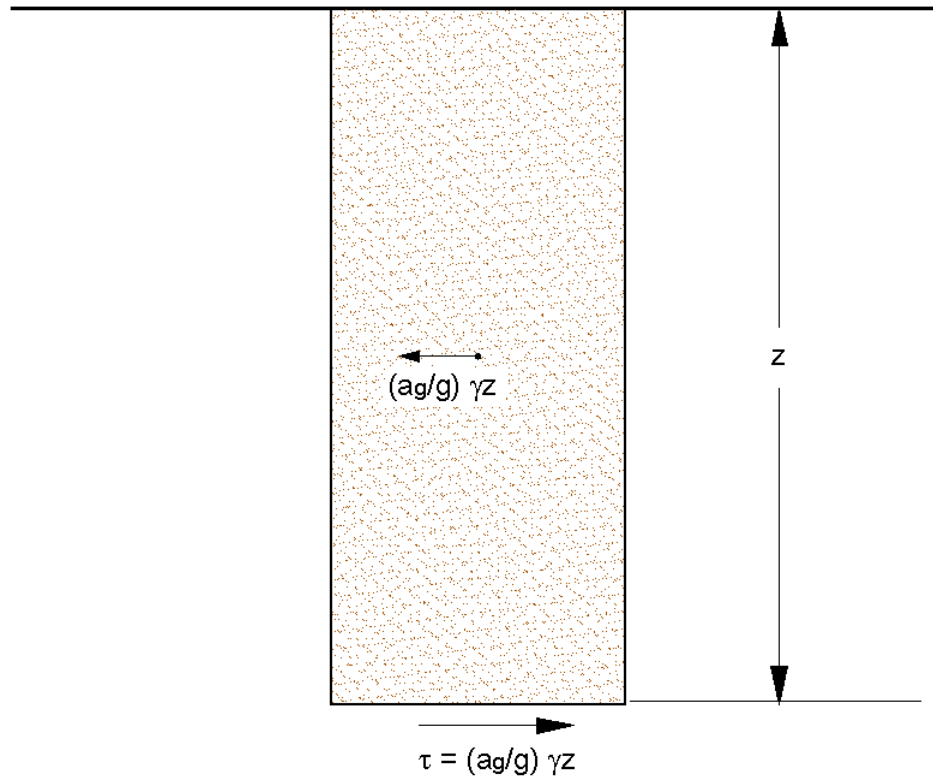


Figura 1 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

2.2.2 Seed e Idriss

Il **metodo di Seed e Idriss** (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da **Iwasaki** et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

mentre per il fattore correttivo MSF si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui **Seed H. B. e Idriss I. M** (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	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

La resistenza alla liquefazione **CRR**, viene calcolata in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 1) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

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

dove:

N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT;

C_N è un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

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

dove:

σ'_{v0} è la pressione verticale effettiva;

Pa la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di σ'_{v0} ;

n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 2).

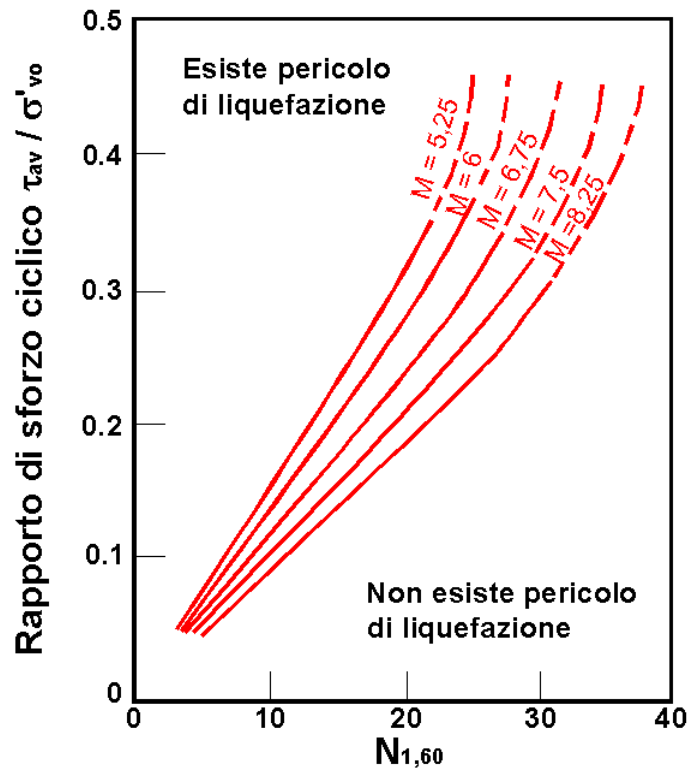


Figura 1 – Correlazione fra CSR e $N_{1,60}$.

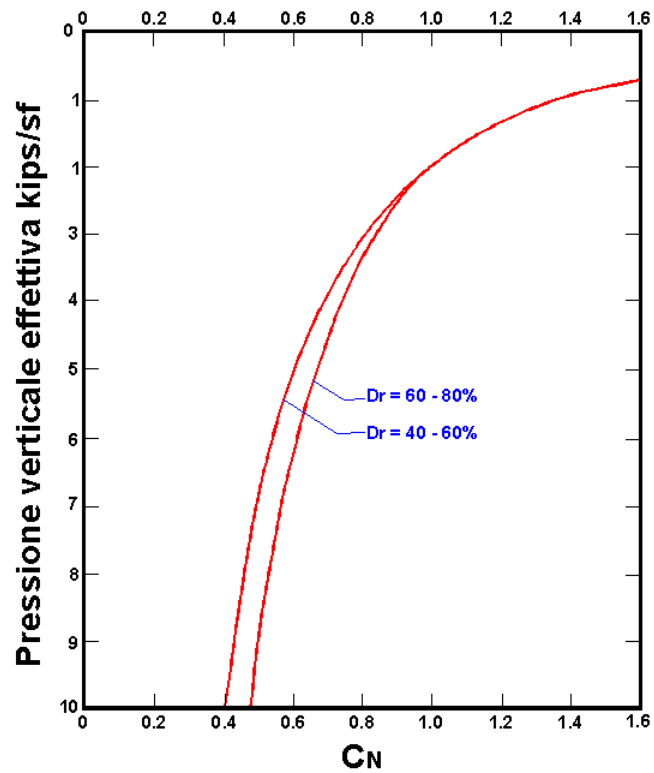


Figura 2 – Coefficiente correttivo C_N

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

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

Si applica quindi la:

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

se $F_S > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con $D_{50} > 0,25$ mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1,60}$:

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

2.2.3 Iwasaki et alii

Il **metodo di Iwasaki et alii** (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

Il metodo si basa su due quantità: il fattore di resistenza (F_S) e l'indice di liquefazione (I_L).

Quando $F_S \leq 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre I_L , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione:

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

dove:

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

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

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

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 1.

Tabella 1

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso

$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Il **fattore correttivo** r_d viene calcolato mediante la seguente formula proposta dagli stessi Autori:

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

e MSF mediante la Tabella 2:

Tabella 2 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	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

Invece per la valutazione di CRR vengono suggerite le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

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

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

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

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

dove:

D_{50} è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

2.2.4 Tokimatsu e Yoshimi

Il **metodo di Tokimatsu e Yoshimi** (1983) per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

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

dove viene introdotto un **coefficiente correttivo** r_n funzione della magnitudo M .

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

Invece la resistenza alla liquefazione viene calcolata, confrontando risultati di prove triassali cicliche con dati di prove SPT, con la seguente espressione:

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

dove:

$$a = 0,45.$$

$$C_r = 0,57.$$

$$n = 14.$$

$\Delta N_f = 0$ per sabbie pulite e $\Delta N_f = 5$ per sabbie limose.

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

C_s è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

F_s si ottiene mediante la seguente espressione:

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

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di $F_s > 1,5$ per le sabbie medio-sciolte e $F_s > 1,3$ per le sabbie medio-dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di Norme Sismiche Italiane avanzata dal CNR nel 1984.

2.2.5 Finn

Una correlazione della resistenza alla liquefazione con la magnitudo viene proposta da Finn (1985) che suggerisce un'espressione di CRR in funzione della magnitudo M e del numero dei colpi corretto $N_{1,60}$:

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

F_s si ottiene mediante la seguente espressione:

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

dove **CSR** è:

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

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

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

dove z indica la profondità.

2.2.6 Cortè

Una correlazione della resistenza alla liquefazione con la magnitudo viene proposta da **Cortè** che suggerisce di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

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

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

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

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

Il coefficiente A assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del sisma e quindi del numero di cicli equivalenti che variano a loro volta fra 5 e 20.

2.2.7 Robertson e Wride

Il **metodo di Robertson e Wride** utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_c che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

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

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

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

dove:

q_c è la resistenza alla punta misurata.

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{v0} .

f_s è l'attrito del manicotto.

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_c con la formula sopra riportata.

Se $I_c > 2.6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_c = 2.6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_c deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

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

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0.5$.

Se è ancora $I_c = 2.6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_c = 2.6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_c deve essere nuovamente ricalcolato ponendo $n = 0.75$.

Calcolato I_c , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

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

dove n è lo stesso del calcolo di I_c .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con:

- se il metodo utilizzato è il **Robertson e Wride classico**:

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

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

- se il metodo utilizzato è il **Robertson e Wride modificato**:

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

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

dove K_c dipende dal contenuto di fine, 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 (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

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

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (CRR7,5) si calcola nel modo seguente:

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

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

- se $50 = (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

Il **rapporto di sforzo ciclico CSR** si calcola con la formula riportata nell' Introduzione ai metodi semplificati di questa Guida e MSF come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella seguente):

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	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

mentre il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

- se $z < 9,15$ m:

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

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

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

dove z è la profondità in metri.

Si calcola F_s con la seguente espressione:

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

mentre l'indice e il rischio di liquefazione con la procedura proposta da **Iwasaki et alii**.

2.2.8 Andrus e Stokoe

Il **metodo di Andrus e Stokoe** è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione (V_S).

La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

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

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):

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

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

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

Il fattore di correzione della magnitudo MSF viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la formula riportata nell'Introduzione ai metodi semplificati di questa Guida, mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo proposto da **Iwasaki et alii**.

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	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 OPCM N. 3274

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (OPCM n° 3274 del 20 marzo 2003) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se $a_g S < 0,15g$ e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_{1,60} > 20$;
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

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

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5

Categoria suolo	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

Il coefficiente riduttivo r_d viene valutato secondo quanto proposto da **Idriss** (1999):

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

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

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

Il fattore di correzione della magnitudo MSF utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).

K_{σ} è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_{\sigma} = 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 100$$

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

dove f è un parametro funzione di $(N_{1,60})$ e σ'_{vo} .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$CRR = \frac{1}{[34 - (N_{1,60})_{CS}]^{1,35}} + \frac{50}{[10 (N_{1,60})_{CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

dove $(N_{1,60})_{CS}$ viene calcolato mediante l'espressione di **Youd e Idriss** (1997):

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

nella quale $N_{1,60}$ è valutato nel seguente modo:

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

dove C_N e C_E sono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

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

C_R è un fattore di correzione per la lunghezza L delle aste della prova pari a:

Tabella 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

C_S è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:
 per campionatori di tipo standard C_S è sempre uguale a 1,0
 per campionatori di tipo non-standard C_S è compreso fra 1,1 e 1,3

C_B è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

Diametro foro	C _B
65 - 115 mm	1,00
115 - 150 mm	1,05
150 - 200 mm	1,15

Secondo la normativa è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $F_S \leq 1,25$.

La probabilità di liquefazione P_L , invece, è data dall'espressione di **Juang et al.** (2001):

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

2.2.10 EC8-NTC 2008

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'**appendice B** della parte 5 dell'Eurocodice 8 (ENV 1998-5).

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando $a_g < 0,15$ e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10;

- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza $N_{1,60} > 20$;
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Lo **sforzo ciclico di taglio CSR** viene stimato con l'espressione semplificata:

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

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 3

Categori a suolo	Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5)	Spettri di 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

Il fattore di correzione della magnitudo MSF consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys (Tabella 1).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitud o	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

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

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

dove $(N_{1,60})_{CS}$ viene valutato con il metodo proposto da **Youd e Idriss** (1997) e raccomandato dal NCEER:

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

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

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

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

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

dove **ER** è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 4).

Tabella 4

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

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && \text{per } FC \leq 5\% \\ \alpha &= \exp[1,76 - (190 / FC^2)] && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha &= 5 && \text{per } FC > 35\% \\ \\ \beta &= 1,0 && \text{per } FC \leq 5\% \\ \beta &= [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)] && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \beta &= 1,2 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (CPT), i

valori di resistenza alla punta misurati q_c devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la seguente espressione:

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

Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il programma utilizza il metodo di **Robertson e Wride** modificato.

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

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

come proposto sopra, ottenuto $(N_{1,60})_{cs}$, si calcola **CRR**.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcolano la velocità di propagazione normalizzata e la resistenza alla liquefazione mediante il metodo di Andrus e Stokoe.

Secondo la normativa è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $F_S \leq 1,25$.

La probabilità di liquefazione P_L , invece, è data dall'espressione di **Juang et al.** (2001):

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

2.3 Interventi

2.3.1 Dreni di ghiaia

Si tratta di colonne di ghiaia introdotte nello strato liquefacibile e sono usualmente installati a quinconce (Figura 1a), in quanto questa disposizione risulta la più economica. In pratica, però, vengono disposti anche a maglia quadrata (Figura 1b)

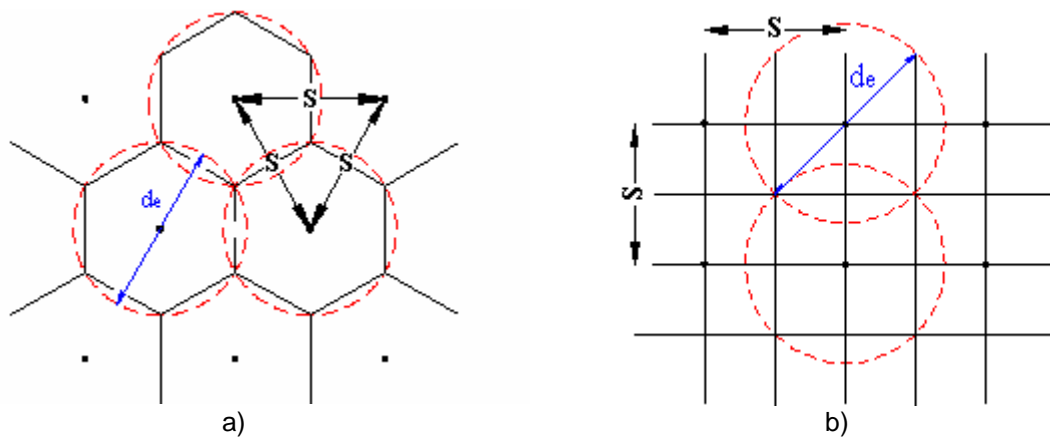


Figura 1 – Disposizione dei dreni: disposizione triangolare (a quince); disposizione a maglia quadrata.

S indica la spaziatura fra i dreni, mentre d_e il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena.

In ogni caso il problema da risolvere può essere ricondotto a quello di un cilindro equivalente di terreno (Figura 2), con la superficie laterale esterna impermeabile e un dreno centrale.

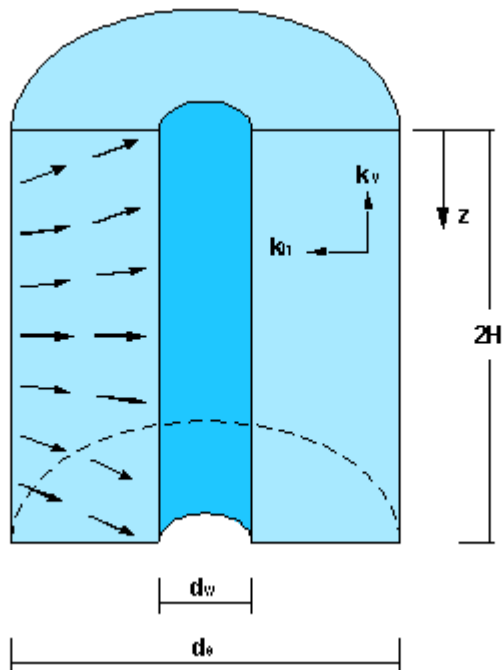


Figura 2 – Schema del cilindro equivalente di terreno drenato.

d_w = diametro del dreno;

d_e = diametro equivalente del cilindro di terreno che drena;
 k_h = permeabilità in direzione orizzontale;
 k_v = permeabilità in direzione verticale;
 $2H$ = altezza del dreno;
 z = profondità relativa.

Il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena d_e è pari a 1,05 volte l'interasse S dei dreni se questi sono disposti a quinconce e pari 1,13 S nel caso essi siano disposti a maglia quadrata.

Per una disposizione dei dreni a maglia quadrata, è possibile valutare la spaziatura necessaria a portare l'indice dei pori da un valore e_0 ad un valore e in modo approssimato con l'espressione seguente:

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

Barron (1948) è stato il primo ad elaborare una organica e completa trattazione del problema; in essa sono assunte come valide le ipotesi della teoria monodimensionale di Terzaghi.

Il grado di consolidazione medio U_h viene calcolato, quindi, mediante la seguente espressione:

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

dove T_h e F sono rispettivamente pari a:

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

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

dove:

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica;
 n = rapporto tra diametro d_e e diametro d_w ;
 t = $0,055 \exp(0,861M)$ durata dell'evento sismico di progetto;
 M = magnitudo del sisma di progetto.

La magnitudo del sisma di progetto viene calcolata mediante la relazione empirica di **Berardi et alii** che è calibrata sui terremoti italiani:

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

dove R è la distanza epicentrale del terremoto di progetto in km.

Questa relazione ha il significato di minima magnitudo necessaria per produrre la liquefazione di depositi sabbiosi saturi superficiali recenti e consente di lavorare a favore della sicurezza.

2.3.2 Heavy tamping

Il metodo dell'heavy tamping consiste nel produrre un aumento della densità relativa dei terreni liquefacibile per caduta libera da altezze fino a 30-40 metri di grossi blocchi di calcestruzzo o di acciaio pesanti fino a decine di tonnellate, provocando onde di compressione, dovute all'improvviso rilascio di energia, che generano un istantaneo aumento della pressione dei pori, riducendo la resistenza al taglio inducendo nel terreno una serie di liquefazioni successive. Al dissiparsi della pressione neutra in eccesso le particelle raggiungono nuove configurazioni più stabili.

La procedura richiede normalmente 2-3 colpi per mq. Al termine è consigliabile eseguire un controllo, per esempio con prove penetrometriche, al fine di accertare che il terreno abbia effettivamente raggiunto un aumento della densità relativa. Le prove andranno spinte fino ad una profondità di influenza della densificazione, funzione del peso della massa W e dell'altezza di caduta H e si valuta mediante l'espressione empirica:

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

dove W è misurato in tonnellate e D ed H in metri.

Il successo di questo metodo sui terreni naturali non è sempre garantito, soprattutto se è presente una percentuale di fini superiore al 10%; invece si sono ottenuti ottimi risultati nella densificazione di discariche e terreni di riporto.

Il metodo dell'heavy tamping è semplice e rapido a costi generalmente contenuti, dal quale si ricava inoltre una buona uniformità di trattamento. Però non può essere usato nei pressi di strutture esistenti dato che le vibrazioni prodotte inducono effetti nocivi sulle stesse.

3 Guida ai menu

3.1 Menu

[Menù File](#) 

Menù Help

3.2 Menu File

Menù File

Il menu File comprende principalmente tutte le funzioni relative all'apertura e chiusura dei progetti, alla gestione dei files archiviati

Nuovo

Consente di creare un nuovo progetto. Il comando è attivabile anche dalla barra degli strumenti Standard.

Apri

Viene aperto un progetto esistente già elaborato e archiviato in formato **.lqf**. Il comando è attivabile anche dalla barra degli strumenti Standard.

Salva

Salva i dati inseriti nel progetto corrente. Il comando è attivabile anche dalla barra degli strumenti Standard.

Salva con nome

Salva il progetto con un altro nome.

Esci

Consente di uscire dal progetto corrente.

Recent

Consente di visualizzare i progetti precedentemente salvati.

4 Bibliografia

[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 civil 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 potenzial", 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 Contatti

GeoStru Software S.a.s.

Via Lungo mare
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