

**STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA – DOTT. ARISTEI PIETRO**  
Piazza della Concordia N°7 – Borgo Trevi (PG) . c.f. RSTPTR63H20D653Y  
**p.IVA 02060560543 – Tel. 347/1806884 – Fax. 0742/381161**

Alla cortese attenzione del Comune di Foligno – Area Governo del Territorio.

**Oggetto : PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PIANO ATTUATIVO DI INIZIATIVA PRIVATA IN VARIANTE AL P.R.G. 97 IN ZONA UC/EPIA IN VIA BIANCA, FOLIGNO – Riferimento pratica urbanistica n.823 – Protocollo n.38956/2018 del 11/06/2018 – Proprietà LECHLER s.p.a. – Richiesta integrazioni.**

In riferimento a quanto da voi richiesto si allegano gli elaborati relativi alla prova granulometrica effettuata e alla verifica alla liquefazione;

si conferma comunque la propensione dei terreni presenti nel sito di intervento, a dar luogo al fenomeno della liquefazione dei terreni in condizioni sismiche.

Si resta a disposizione per ulteriori chiarimenti e spiegazioni.

Trevi 20/06/2018

Dot. Geologo Aristei Pietro



COMUNE DI FOLIGNO  
Protocollo Arrivo N. 43270/2018 del 22-06-2018  
Copia Del Documento Firmato Digitalmente

# METODI SEMPLIFICATI

## 1 - INTRODUZIONE

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

$$(1.0) F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

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 Vs. 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);
- 2) Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);
- 3) Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);
- 4) Metodo di Finn (1985);
- 5) Metodo di Cortè (1985);
- 6) Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);
- 7) Metodo di Andrus e Stokoe (1998);
- 8) Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);
- 9) Metodo basato sull'NTC 2008.

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:

$$(1.1) t_{max} = \frac{a_g}{g} \cdot g z$$

dove  $a_g$  è l'accelerazione massima in superficie,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $g$  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  $t_{av}$  anziché ad un valore massimo  $t_{max}$  si ottiene:

$$(1.2) \frac{t_{av}}{s_{vo}} = CSR_{7.5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{s_{vo}}{s_{vo}} r_d$$

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

$$(1.3) CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

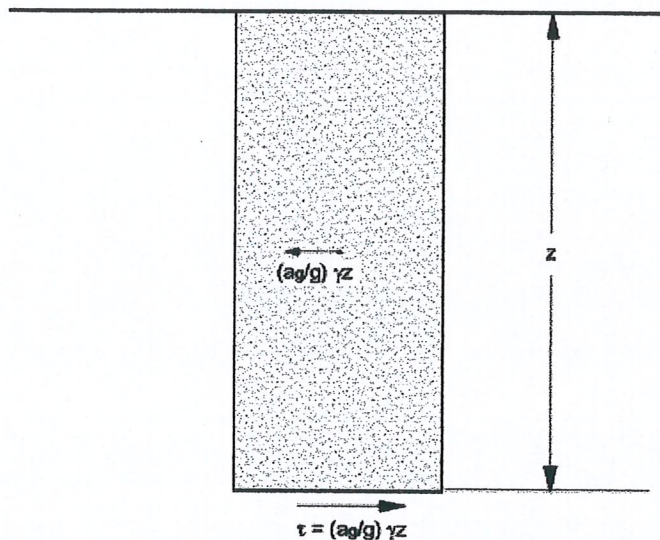


Figura 1 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

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):

$$(1.4) r_d = 1 - 0,015z$$

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)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Il termine a numeratore della (1.0), cioè la resistenza alla liquefazione CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 2) 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:

$$(1.5) (N_{1,60}) = C_N N_m$$

dove  $N_m$  è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e  $C_N$  un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$(1.6) C_N = \frac{s'_{v0} \cdot 0.5}{s'_{v0} + Pa}$$

dove  $s'_{v0}$  è la pressione verticale effettiva,  $Pa$  la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di  $s'_{v0}$  ed  $n$  un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 3).

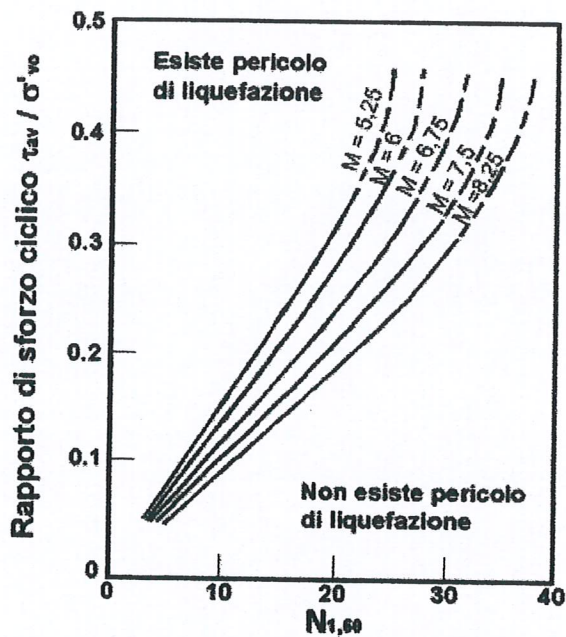


Figura 2 – Correlazione fra CSR e  $N_{1,60}$

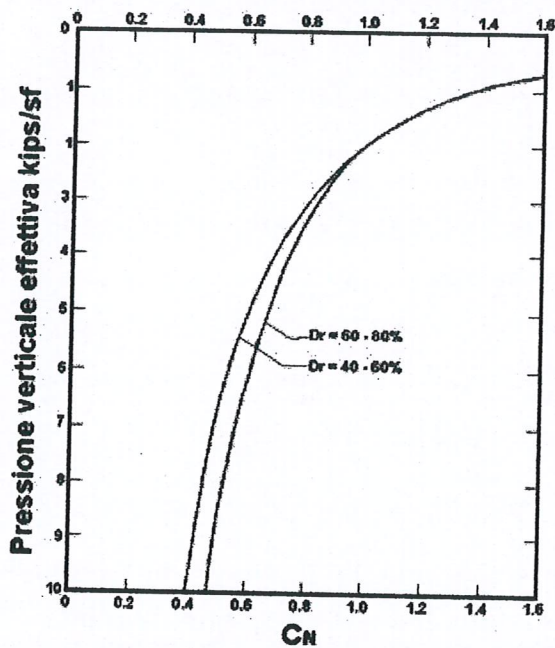


Figura 3 – Coefficiente correttivo  $C_N$

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

$$(1.7)_{CRR} \gg \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la (1.0); 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  $N_{1,60}$ :

$$(1.8) (N_{1,60})_{cs} = N_{1,60} + 7,5$$

Il 'metodo di Iwasaki et al.' (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 ( $I_L$ )**.  $F_S$  si ottiene mediante la (1.0)

e 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

$$(1.9) I_L = \int_0^{z_0} F w(z) dz$$

dove

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

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

$$W(z) = 10 - 0,5z$$

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 2. Il fattore correttivo  $r_d$  viene calcolato mediante la (1.4) e MSF come nel caso precedente.

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

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

$$(2.0) CRR = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{s'_{vo} + 0,7}} + 0,225 \log_{10} \left( \frac{20,35}{D_{50}} \right)$$

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

$$(2.1) CRR = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{s'_{vo} + 0,7}} - 0,05$$

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

Tabella 2

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 '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:

$$(2.2) CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{s'_{vo}}{s'_{vo}} r_d r_n$$

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

$$(2.3) r_d = 0,1(M-1)$$

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

$$(2.4) CRR = a C_r \frac{\sqrt[16]{N_{1,60} + DN_f}}{100} + \frac{\sqrt[16]{N_{1,60} + DN_f}}{C_s} \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_v}$$

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

$$DN_f = 0 \text{ per sabbie pulite e } DN_f = 5 \text{ per sabbie limose}$$

$$N_{1,60} = [1,7 / (s'_{vo} + 0,7)] N_m$$

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

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.

Correlazioni della resistenza alla liquefazione con la magnitudo vengono proposte da Finn (1985) e Cortè (1985). Il primo propone un'espressione di CRR in funzione della magnitudo  $M$  e del numero dei colpi corretto  $N_{1,60}$ :

$$(2.5) \text{CRR} = \frac{N_{1,60}}{12,9 M - 15,7}$$

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

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

$$(2.6) \text{CRR} = A \left[ \frac{N_m}{s_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,258 \log_{10} \left[ \frac{D_{50}}{0,35} \right]$$

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

$$(2.7) \text{CRR} = A \left[ \frac{N_m}{s_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,0567 \frac{D_{50}}{p}$$

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.

In questi due ultimi metodi ovviamente il rapporto di sforzo ciclico è dato dalla (1.2).

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:

$$(2.8a) I_C = \left[ 3,47 - \log_{10} Q \right]^2 + \left( \log_{10} R_f + 1,22 \right)^2 \Bigg]^{0,5}$$

$$(2.8b) Q = \frac{q_c - s_{vo}}{P_a} \left[ \frac{P_a}{s_{vo}} \right]^n$$

$$(2.8c) R_f = \frac{f_s}{q_c - s_{vo}} 100$$

dove

$q_c$  è la resistenza alla punta misurata

$P_a$  è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di  $s_{vo}$

$f_s$  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 (2.8a).

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  $I_C \leq 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e  $I_C$  deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2.9) Q = \frac{q_c}{P_a} \left[ \frac{P_a}{s_{vo}} \right]^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume  $n = 0,5$ .

Se è ancora  $I_C \leq 2,6$ , 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 con la (2.8a) ponendo  $n = 0,75$ .

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

$$(3.0) q_{c1N} = \frac{q_c}{P_a} \left[ \frac{P_a}{s_{vo}} \right]^n$$

dove  $n$  è lo stesso del calcolo di  $I_C$ .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(3.1a) (q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$(3.1b) K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(3.2a) (q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + Dq_{c1N}$$

$$(3.2b) Dq_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove  $K_C$  dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$\begin{aligned} K_C &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ K_C &= 0,0267(FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ K_C &= 0,8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$(3.3) FC (\%) = 1,75 (I_c)^{0,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR<sub>7,5</sub>**) si calcola con le espressioni seguenti:

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

$$(3.4) CRR = 0,833 \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \frac{\dot{u}}{\ddot{u}} + 0,05$$

se  $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$(3.5) CRR = 93 \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \frac{\dot{u}}{\ddot{u}}^3 + 0,08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la (1.3) e **MSF** come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente  $r_d$  è calcolato mediante la seguente procedura:

se  $z < 9,15$  m

$$(3.6a) r_d = 1,0 - 0,00765 z$$

se  $9,15 \leq z < 23$  m

$$(3.6b) r_d = 1,174 - 0,00267 z$$

dove  $z$  è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

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):

$$(3.7) V_{s1} = V_s \frac{100}{V_s} \frac{\dot{u}}{\ddot{u}}^{0,25}$$

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

$$(3.8) CRR = 0,03 \frac{\sigma_{vs1}^2}{\sigma_{vs1}^2 + 100} + 0,9 \frac{1}{\left(\frac{\sigma_{vs1}}{\sigma_{cs}}\right)^2 - 1} - \frac{1}{\left(\frac{\sigma_{vs1}}{\sigma_{cs}}\right)^2}$$

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

(VS1)CS = 220 per FC ≤ 5%  
 220 < (VS1)CS ≤ 200 per 5% < FC ≤ 35%  
 (VS1)CS = 200 per FC > 35%

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

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:

$$(3.9) CSR = 0,65 \frac{a_z}{g} S \frac{s_{vs}}{s_{vs}} \frac{r_d}{MSF}$$

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

Tabella 3

Categoria 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).

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

$$(4.0) CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 \left(\frac{N_{1,60}}{\sigma_{cs}}\right) + 0,0006136 \left[\left(\frac{N_{1,60}}{\sigma_{cs}}\right)^2\right] - 0,00001673 \left[\left(\frac{N_{1,60}}{\sigma_{cs}}\right)^3\right]}{1 - 0,1248 \left(\frac{N_{1,60}}{\sigma_{cs}}\right) + 0,009578 \left[\left(\frac{N_{1,60}}{\sigma_{cs}}\right)^2\right] - 0,0003285 \left[\left(\frac{N_{1,60}}{\sigma_{cs}}\right)^3\right] + 0,00000371 \left[\left(\frac{N_{1,60}}{\sigma_{cs}}\right)^4\right]}$$

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

$$(4.1) (N_{1,60})_{cs} = a + b N_{1,60}$$

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:

$$(4.2a) N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$(4.2b) C_N = \frac{\sigma_{vs1}^{0,5}}{\sigma_{vs1}^{0,5} + 100}$$



$$(4.2c) C_E = \frac{ER}{60}$$

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	C <sub>E</sub>
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri a e b, invece, dipendono dalla frazione fine FC:

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

$$a = \exp[1,76 - (190 / FC^2)] \quad \text{per } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$a = 5 \quad \text{per FC} > 35\%$$

$$b = 1,0 \quad \text{per FC} \leq 5\%$$

$$b = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)] \quad \text{per } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$b = 1,2 \quad \text{per FC} > 35\%$$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (CPT), i valori di resistenza alla punta misurati q<sub>C</sub> devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la (3.0). Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride. Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$(4.3) \frac{(q_{c1N})_{cs}}{(q_{c1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato (N<sub>1,60</sub>)<sub>cs</sub> dalla (4.2a), si utilizza la (4.0) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la (3.7) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (3.8):

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (NTC 2008) 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<sub>g</sub>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<sub>1,60</sub> > 20;
- frazione fine trascurabile e resistenza N<sub>1,60</sub> > 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:

$$(4.4) CSR = 0,65 S \frac{a_g s_{vs}}{g s'_{vs}} \frac{r_d}{MSF} \frac{1}{K_s}$$

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<sub>d</sub> viene valutato secondo quanto proposto da Idriss (1999):

$$(4.5a) r_d = \exp [a(z) + b(z)M]$$

$$(4.5b) a(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \frac{e^{\frac{z}{\sigma}} - 1}{11,73} + 5,133 \frac{z}{\sigma}$$

$$(4.5c) b(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \frac{e^{\frac{z}{\sigma}} - 1}{11,28} + 5,142 \frac{z}{\sigma}$$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).  $K_S$  è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_S = 1 \quad \text{per } s'_{vo} < 100$$

$$K_S = (s'_{vo}/100)^{f-1} \quad \text{per } s'_{vo} \geq 100$$

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

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$(4.6) CRR = \left[ \frac{1}{34 - (N_{1,60})_{cs}} \right] \frac{(N_{1,60})_{cs}}{135} + \left[ \frac{50}{10 (N_{1,60})_{cs} + 45} \right] - \frac{1}{200}$$

dove  $(N_{1,60})_{cs}$  viene calcolato mediante la (4.1), nella quale però  $N_{1,60}$  è valutato nel seguente modo:

$$(4.7) N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

dove  $C_N$  e  $C_E$  sono calcolati mediante la (4.2b) e la (4.2c).

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

Tabella 6

L	$C_R$
$\leq 3$	0,75
$3 < L \leq 4$	0,80
$4 < L \leq 6$	0,85
$6 < L \leq 10$	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 le normative europea e italiana 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):

$$(4.8) P_L = \frac{1}{1 + \frac{F_S}{0,72} \frac{\sigma}{\sigma}^{3,1}}$$

## 2 - CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

### Dati generali

Numero di strati = 2  
 Profondità della falda = 6.4 m  
 Magnitudo del sisma = 6  
 Accelerazione massima al suolo = 0.27

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Nr. colpi medio (Nspt)	D50 dei granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)	Velocità Vs (m/s)
1	Sabbia ghiaiosa	0	13.8	18.14	20.00	4				567
2	Limo argilloso	13.8	30	18.63	18.63	20				650

### Metodo di Seed H. B. e Idriss I. M. (1982)

#### Input dati

Strato Nr.	Dr (%)
1	60
2	90

### Risultati

Correzione per la magnitudo (MSF) = 1.32

Nr.	Verifica dal p. c. (m)	Profondità litostatica (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Pressione per la press. litostatica efficace (CN)	Correzione per la press. litostatica efficace (CN)	Numero dei colpi corretto (N1,60)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione
1	6.60	120.10	118.13	0.91	11.15	0.90	0.12	0.12	1.02	L	
2	6.80	124.10	120.17	0.90	11.12	0.90	0.12	0.12	1.00	L	
3	7.00	128.10	122.21	0.90	11.08	0.90	0.12	0.12	0.99	L	
4	7.20	132.10	124.25	0.89	11.05	0.89	0.12	0.13	0.97	L	
5	7.40	136.10	126.29	0.88	11.02	0.89	0.12	0.13	0.96	L	
6	7.60	140.10	128.33	0.87	10.99	0.89	0.12	0.13	0.95	L	
7	7.80	144.10	130.37	0.86	10.96	0.88	0.12	0.13	0.94	L	
8	8.00	148.10	132.41	0.86	10.93	0.88	0.12	0.13	0.93	L	
9	8.20	152.10	134.44	0.85	10.90	0.88	0.12	0.13	0.92	L	
10	8.40	156.10	136.48	0.84	10.87	0.87	0.12	0.13	0.91	L	
11	8.60	160.10	138.52	0.84	10.84	0.87	0.12	0.13	0.90	L	
12	8.80	164.10	140.56	0.83	10.82	0.87	0.12	0.13	0.89	L	
13	9.00	168.10	142.60	0.82	10.79	0.87	0.12	0.14	0.88	L	
14	9.20	172.10	144.64	0.82	10.77	0.86	0.12	0.14	0.88	L	
15	9.40	176.10	146.68	0.81	10.74	0.86	0.12	0.14	0.87	L	
16	9.60	180.10	148.71	0.80	10.72	0.86	0.12	0.14	0.86	L	
17	9.80	184.10	150.75	0.80	10.69	0.85	0.12	0.14	0.86	L	
18	10.00	188.10	152.79	0.79	10.67	0.85	0.12	0.14	0.85	L	
19	10.20	192.10	154.83	0.79	10.65	0.85	0.12	0.14	0.85	L	
20	10.40	196.10	156.87	0.78	10.62	0.84	0.12	0.14	0.84	L	
21	10.60	200.10	158.91	0.78	10.60	0.84	0.12	0.14	0.84	L	
22	10.80	204.10	160.95	0.77	10.58	0.84	0.12	0.14	0.83	L	
23	11.00	208.10	162.99	0.76	10.56	0.84	0.12	0.14	0.83	L	
24	11.20	212.10	165.02	0.76	10.54	0.83	0.12	0.14	0.82	L	
25	11.40	216.10	167.06	0.75	10.52	0.83	0.12	0.14	0.82	L	
26	11.60	220.10	169.10	0.75	10.50	0.83	0.12	0.14	0.82	L	
27	11.80	224.10	171.14	0.74	10.48	0.82	0.12	0.14	0.81	L	
28	12.00	228.10	173.18	0.74	10.46	0.82	0.12	0.14	0.81	L	
29	12.20	232.10	175.22	0.73	10.44	0.82	0.12	0.14	0.81	L	

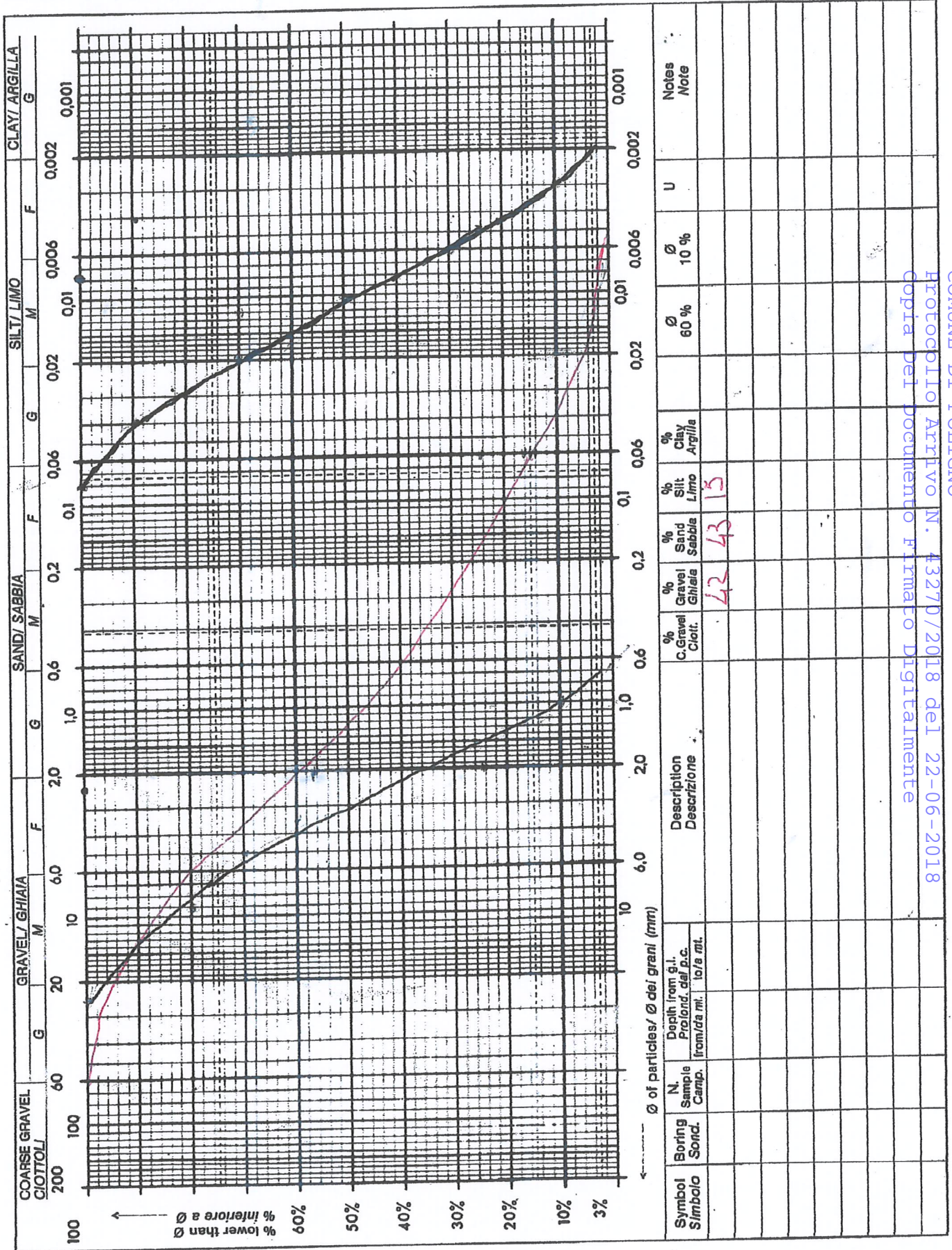
30	12.40	236.10	177.26	0.73	10.42	0.81	0.12	0.14	0.80	L
31	12.60	240.10	179.29	0.73	10.40	0.81	0.12	0.14	0.80	L
32	12.80	244.10	181.33	0.72	10.38	0.81	0.12	0.14	0.80	L
33	13.00	248.10	183.37	0.72	10.37	0.81	0.12	0.14	0.80	L
34	13.20	252.10	185.41	0.71	10.35	0.80	0.12	0.14	0.79	L
35	13.40	256.10	187.45	0.71	10.33	0.80	0.11	0.15	0.79	L
36	13.60	260.10	189.49	0.70	10.31	0.80	0.11	0.15	0.79	L
37	13.80	264.10	191.53	0.70	10.30	0.79	0.11	0.15	0.79	L
38	14.00	267.82	193.29	0.70		0.79				
39	14.20	271.55	195.06	0.70		0.79				
40	14.40	275.27	196.82	0.70		0.78				
41	14.60	279.00	198.59	0.70		0.78				
42	14.80	282.73	200.35	0.70		0.78				
43	15.00	286.45	202.11	0.70		0.78				
44	15.20	290.18	203.88	0.70		0.77				
45	15.40	293.90	205.64	0.70		0.77				
46	15.60	297.63	207.41	0.70		0.77				
47	15.80	301.36	209.17	0.70		0.76				
48	16.00	305.08	210.94	0.70		0.76				
49	16.20	308.81	212.70	0.70		0.76				
50	16.40	312.53	214.47	0.70		0.75				
51	16.60	316.26	216.23	0.70		0.75				
52	16.80	319.99	218.00	0.70		0.75				
53	17.00	323.71	219.76	0.70		0.75				
54	17.20	327.44	221.53	0.70		0.74				
55	17.40	331.16	223.29	0.70		0.74				
56	17.60	334.89	225.06	0.70		0.74				
57	17.80	338.62	226.82	0.70		0.73				
58	18.00	342.34	228.58	0.70		0.73				
59	18.20	346.07	230.35	0.70		0.73				
60	18.40	349.79	232.11	0.70		0.72				
61	18.60	353.52	233.88	0.70		0.72				
62	18.80	357.25	235.64	0.70		0.72				
63	19.00	360.97	237.41	0.70		0.72				
64	19.20	364.70	239.17	0.70		0.71				
65	19.40	368.42	240.94	0.70		0.71				
66	19.60	372.15	242.70	0.70		0.71				
67	19.80	375.88	244.47	0.70		0.70				
68	20.00	379.60	246.23	0.70		0.70				

COMUNE DI FOLLIGNO  
 Protocollo Arrivo N. 43270/2018 del 22-06-2018  
 Copia Del Documento Firmato Digitalmente

Purchaser  
Committente Campo di  
Field  
Cantiere Liquefacibilita'  
GRAIN SIZE ANALYSIS  
PROVA GRANULOMETRICA

LECHLER SpA  
Via Bianca 29  
Foligno (PG)

Date  
Data



COMUNE DI FOLIGNO  
Protocollo Arrivo N. 43270/2018 del 22-06-2018  
Copia del documento Firmato Digitalmente

