

PROCEDURE DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

A) Valutazione della possibilità di occorrenza della liquefazione

Nell'ipotesi che il caso in esame non rientri tra quelli di seguito elencati (v. par. A1) per cui è possibile escludere l'occorrenza di fenomeni di liquefazione, nelle analisi di terzo livello il rischio di liquefazione deve essere accertato in base alla possibilità di concomitanza di fattori scatenanti (caratteristiche dei terremoti attesi) e predisponenti (susceptibilità dei terreni).

La susceptibilità del terreno alla liquefazione deve essere valutata sulla base di prove in sito (CPT, SPT, DMT e prove geofisiche atte a determinare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, in particolare prove DH, CH, SCPT e SDMT) e prove di laboratorio (distribuzione granulometrica, limiti di Atterberg e proprietà fisiche ritenute significative in base al grado di disturbo dei campioni) esplorando un numero di verticali adeguato all'estensione dell'area e alla variabilità spaziale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del deposito. Deve anche essere determinata con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e nelle analisi si deve considerare la condizione più gravosa.

La stima del potenziale di liquefazione può essere effettuata in condizioni "free-field" con i "metodi semplificati" di seguito specificati, e a tal fine per ogni verticale deve essere valutato il picco di accelerazione massima in superficie $a_{\max s}$ mediante analisi della risposta locale sotto l'azione sismica di riferimento. L'analisi di risposta sismica locale può essere omessa se nell'area sono stati già eseguiti studi di microzonazione sismica di II livello che forniscano i valori di $a_{\max s}$ nel sito.

I risultati dello studio devono essere presentati riportando l'andamento del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione $F_L(z)$ per ciascuna delle verticali esplorate fino alla profondità critica z_{crit} da piano campagna (di norma si assume $z_{\text{crit}} = 20\text{m}$), o fino alla profondità oltre la quale si esclude l'occorrenza di liquefazione. Per ogni verticale deve anche essere valutato l'indice del potenziale di liquefazione I_L di seguito definito. In base al valore stimato dell'indice del potenziale di liquefazione I_L si definiscono le seguenti classi di pericolosità (Sonmez, 2003):

| | |
|-------------------|--------------------------------------|
| $I_L = 0$ | Non liquefacibile ($F_L \geq 1.2$) |
| $0 < I_L \leq 2$ | Potenziale basso |
| $2 < I_L \leq 5$ | Potenziale moderato |
| $5 < I_L \leq 15$ | Potenziale alto |
| $15 < I_L$ | Potenziale molto alto |

I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione del rischio di liquefazione ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato il valore calcolato dell'indice del potenziale di liquefazione, I_L .

Nel caso che i terreni risultino liquefacibili o susceptibili di significativi incrementi delle pressioni interstiziali durante l'evento sismico di riferimento devono esserne valutati gli effetti in termini di cedimenti permanenti post-sismici seguendo le indicazioni del paragrafo B).

A1. CASI IN CUI SI PUÒ OMETTERE LA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

La probabilità che si manifestino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

1. Magnitudo attesa inferiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
3. Terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine¹, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $I_p > 10\%$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ oppure $q_{c1N} > 95$ oppure $V_{S1} > 200$ m/s;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 25$ oppure $q_{c1N} > 160$ oppure $V_{S1} > 220$ m/s

$(N_1)_{60}$, q_{c1N} , V_{S1} sono i valori normalizzati dell'indice N_{SPT} della Standard Penetration Test, della resistenza di punta q_c della prova CPT e della velocità di propagazione delle onde di taglio da prove geofisiche. In prima approssimazione tali valori possono essere calcolati con le seguenti equazioni:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$q_{c1N} = q_c \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$V_{S1} = V_S \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_{v0} la pressione efficace litostatica verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato in Figura 1a nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1b per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

¹ La frazione fine è definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm) e può essere determinata con misure dirette in laboratorio o mediante relazioni empiriche.

A2. METODI SEMPLIFICATI DI STIMA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione possono essere impiegate le procedure che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica sono denominate 'metodi semplificati'. Tali metodi, applicabili solo nelle condizioni di piano di campagna orizzontale o con deboli pendenze e depositi olocenici, richiedono la valutazione, fino alla profondità critica da p.c., del coefficiente di sicurezza:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad \text{ove:}$$

$CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm} = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$ è il rapporto di resistenza ciclica, ovvero la resistenza normalizzata

rispetto alla tensione verticale efficace iniziale σ'_{v0} , per terremoto di magnitudo $M = 7.5$ e pressione efficace di riferimento $\sigma'_v = 1atm$

MSF è il fattore di scala della Magnitudo che è funzione, oltre che del valore della magnitudo dell'azione sismica di riferimento, anche del metodo di stima di CRR ,

K_σ è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max s}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad \text{è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di}$$

taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale σ'_{v0} , ove $a_{max s}$ è il picco di accelerazione al piano campagna, g è l'accelerazione di gravità, σ_{v0} e σ'_{v0} sono le tensioni verticali rispettivamente totale e efficace alla profondità considerata, ed r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica per effetto della deformabilità del terreno che può essere stimato con relazioni empiriche associate ai diversi metodi di stima di CRR (e di MSF). Il valore della tensione tangenziale media $\tau_{media} = 0.65 \tau_{max}$ al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.

Alcuni dei metodi semplificati che possono essere utilizzati per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna sono di seguito descritti, con riferimento alle diverse tipologie di prove in sito (SPT, CPT elettriche, DMT) e al profilo di V_s . La procedura consigliata per ciascun tipo di prova, scelta tra quelle più recenti e ritenute affidabili, deve essere applicata seguendo i passi nell'ordine indicato.

Tra i metodi semplificati di stima del potenziale di liquefazione è da preferire quello basato sui risultati di prove CPT elettriche (CPTe/CPTu).

Il contenuto di fine FC, richiesto per l'applicazione dei vari metodi, può essere determinato con misure dirette in laboratorio e/o mediante relazioni empiriche.

A2.1 Metodo basato sui risultati di prove SPT (Boulanger e Idriss, 2014)

$$1. (N_1)_{60} = C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_{SPT} \leq 46$$

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad \text{con } (N_1)_{60cs} \leq 46$$

[(N1)_{60cs} è definito al punto 2 e m è determinato per via iterativa; per prove eseguite secondo le raccomandazioni AGI (1977): C_E = C_B = C_R = C_S ≅ 1; p_a è la pressione atmosferica]

$$2. (N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right]$$

(FC è il contenuto di fine espresso in %, determinato con analisi granulometrica sul materiale prelevato durante l'esecuzione della prova medesima e/o mediante stima indiretta da prove CPTe/CPTu limitrofe)

$$3. CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm} = \exp \left\{ \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right]^2 - \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right]^3 + \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\}$$

$$4. MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \cdot \left[8.64 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right]$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2$$

$$5. K_s = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1.1$$

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

$$6. CSR_{M; \sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

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

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$$

$$7. F_L = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR_{M; \sigma'_v}} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

La curva CRR – (N₁)_{60cs} è mostrata in Figura 2a

A2.2 Metodo basato sui risultati di prove CPTe/CPTu (Boulanger e Idriss, 2014)

Tutti i metodi semplificati di stima del rischio di liquefazione che utilizzano i risultati di prove penetrometriche statiche sono calibrati sull'apparecchiatura a punta elettrica (CPTe). L'uso di tali metodi con i risultati di prove CPT a punta meccanica può condurre ad una sovrastima della resistenza CRR e quindi del fattore di sicurezza.

$$1. \quad q_{c1N} = C_N \cdot \frac{q_c}{p_a}$$

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 1.338 - 0.249 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264} \quad \text{con } 21 \leq q_{c1Ncs} \leq 254$$

(q_{c1Ncs} è definito al punto 2 e m è determinato per via iterativa; p_a è la pressione atmosferica)

$$2. \quad q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

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

FC è il contenuto di fine espresso in %. In assenza di determinazione sperimentale di laboratorio FC può essere stimato con l'espressione empirica:

$$FC = 80 I_c - 137$$

in cui I_c è l'indice di classificazione del terreno da prova CPT proposto da Robertson (1990):

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_n - 3.47)^2}$$

con

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma'_{v0}} \cdot 100$$

$$Q_n = \left(\frac{q_c - \sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m$$

$$3. \text{ CRR} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

$$4. \text{ MSF} = 1 + (\text{MSF}_{\max} - 1) \left[8.64 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right]$$

$$\text{MSF}_{\max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

$$5. \text{ K}_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1$$

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

$$5. \text{ CSR}_{M;\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{\max s}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

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

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$$

$$6. F_L = \frac{\text{CRR}_{M=7.5;\sigma'_v=1atm}}{\text{CSR}_{M;\sigma'_v}} \cdot \text{MSF} \cdot \text{K}_{\sigma}$$

La curva CRR – q_{c1Ncs} è mostrata in Figura 2b

A2.3 Metodo basato sui risultati di prove DMT (Marchetti, 2013)

$$1. CRR = \exp\left[\left(Q_{cn}/540\right) + \left(Q_{cn}/67\right)^2 - \left(Q_{cn}/80\right)^3 + \left(Q_{cn}/114\right)^4 - 3\right]$$

$$\text{con } Q_{cn} \cong 25K_D$$

$$2. MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

$$3. CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2} \leq 1$$

$$4. F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

La curva CRR in funzione di Q_{cn} e K_D (da Marchetti, 2015) è mostrata in Figura 2c.

A2.4 Metodo basato sui profili di velocità delle onde di taglio V_s (Andrus e Stokoe, 2000)

Il metodo è stato tarato ed è applicabile a sabbie non cementate, oloceniche, di età inferiore a 10.000 anni

$$1. V_{s1} = V_s \cdot C_V$$

$$C_V = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25} \leq 1.4$$

$$2. CRR = \left[0.022 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^2 + 2.8 \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right) \right]$$

$$FC \leq 5\% \Rightarrow V_{s1}^* = 215 \text{ m/s}$$

$$5\% < FC < 35\% \Rightarrow V_{s1}^* = 215 - 0.5 \cdot (FC - 5)$$

$$FC \geq 35\% \Rightarrow V_{s1}^* = 200 \text{ m/s}$$

$$3. MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-2.56}$$

$$4. CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{\max s}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

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

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$$

$$5. F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

La curva CRR – V_{S1} è mostrata in Figura 2d

A3. DEFINIZIONE E CALCOLO DELL'INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

L'indice del potenziale di liquefazione, I_L , è definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}} \right)$$

z_{crit} è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assuma pari a 20 m.

La variabile $F(z)$ vale (Sonmez, 2003):

$$\begin{array}{ll} F(z) = 0 & \text{per } F_L \geq 1.2 \\ F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L) & \text{per } 1.2 > F_L \geq 0.95 \\ F(z) = 1 - F_L & \text{per } F_L \leq 0.95 \end{array}$$

B) Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi.

Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere

stimato con l'equazione: $s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$ in cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica (e verticale)

dello strato i -esimo e Δz_i il suo spessore.

I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- B1. terreni granulari saturi,
- B2. terreni granulari insaturi,
- B3. terreni coesivi soffici.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi molli possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche.

I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione dei cedimenti indotti dall'azione sismica ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato il valore del cedimento totale stimato. Qualora il cedimento totale sia dovuto a più di uno dei meccanismi in precedenza elencati, dovrà essere specificato il valore di ciascuno dei tre contributi.

Sono nel seguito descritti alcuni metodi di stima dei cedimenti basati sui risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

B1. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari saturi

La deformazione volumetrica (e verticale) ε_v nei terreni granulari saturi può essere stimata da prove CPT in funzione della resistenza penetrometrica di punta normalizzata e corretta, $(q_{c1N})_{cs}$ e del coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_L con il grafico di Figura 3a (Zhang et al., 2002), e da prove SPT in funzione della resistenza SPT normalizzata e corretta $(N_1)_{60,cs}$ e del rapporto di tensione ciclica CSR con il grafico di Figura 3b (Wu e Seed, 2004). Il cedimento post-sismico per ciascuno strato è dato da: $\Delta s_i = \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$.

In alternativa, la deformazione volumetrica, ε_v (espressa in decimali), può essere stimata mediante le seguenti espressioni (Idriss e Boulanger, 2008):

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp \left(2.551 - 1.147 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264} \right) \cdot \min(0.08, \gamma_{max}) \quad \text{con } q_{c1Ncs} \geq 21$$

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp \left(-0.369 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}} \right) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

in cui γ_{max} (decimale) è la massima deformazione di taglio indotta dall'azione sismica, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{max} = \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidezza iniziale $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$, utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI, 2005).

B2. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi

Il cedimento indotto dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi può essere stimato dai risultati di prove SPT con il metodo di Pradel (1998), nel modo seguente:

$\Delta s = 2 \Delta z \cdot \varepsilon_{Nc}$ in cui Δs è il cedimento dello strato di spessore Δz ,

$\varepsilon_{Nc} = \varepsilon_{15} \cdot \left(\frac{N_c}{15} \right)^{0.45}$ è la deformazione volumetrica per un numero di cicli equivalente N_c il

cui valore è funzione della magnitudo del terremoto secondo l'equazione: $N_c = (M - 4)^{2.17}$

$\varepsilon_{15} = \gamma \cdot \left(\frac{(N_1)_{60}}{20} \right)^{-1.2}$ è la deformazione volumetrica dopo 15 cicli di ampiezza γ ,

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi della prova SPT normalizzato alla pressione atmosferica, e γ è la deformazione di taglio media indotta dall'azione sismica.

Quest'ultima può essere determinata, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidezza iniziale $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$, utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato,

desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI, 2005).

In alternativa la deformazione di taglio media indotta dall'azione sismica può essere stimata con la relazione empirica (Pradel, 1998):

$$\gamma = \left(\frac{1 + a \cdot e^b \cdot \frac{\tau_{media}}{G_0}}{1 + a} \right) \quad \text{in cui:} \quad \tau_{media} = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d$$

G_0 è il modulo di taglio iniziale, che può essere determinato con la relazione $G_0 = \rho \cdot V_S^2$ o stimato in prima approssimazione con relazioni empiriche in funzione dei risultati di prove in sito (ad es. SPT, CPT, etc).

$$a = 0.0389 \cdot \left(\frac{p'_0}{p_a} \right) + 0.124$$

$$b = 6400 \cdot \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^{-0.6}$$

Ove p_a è la pressione atmosferica e p'_0 è la pressione media efficace alla profondità considerata

$$p'_0 = \left(\frac{1 + 2k_0}{3} \right) \cdot \sigma'_{v0}$$

In mancanza di determinazione sperimentale si può assumere per il coefficiente di spinta a riposo k_0 il valore 0.5.

B3. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni coesivi soffici

Nei depositi coesivi soffici ($c_u \leq 70\text{kPa}$; $V_S < 180\text{m/s}$) e plastici ($I_p \geq 30\%$), in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali $\frac{\Delta u}{p_0} \geq 0.3$ durante l'azione sismica di

riferimento, la deformazione volumetrica (e verticale) e quindi l'entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto può essere stimata con l'equazione (Yasuhara e Andersen, 1991):

$$\varepsilon_v = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{p_0}} \right) \quad \text{in cui}$$

C_r è l'indice di ricomprensione, che si assume pari all'indice di rigonfiamento C_s , determinabile con prova edometrica,

$\alpha = 1.5$ è un coefficiente empirico che tiene conto della particolare storia di carico ciclico,

e_0 è l'indice dei vuoti naturale in sito dell'argilla,

$\frac{\Delta u}{p_0} = r_u$ è il rapporto fra l'incremento di pressione interstiziale indotta dallo scuotimento sismico e la tensione media efficace iniziale

Per la stima del rapporto di sovrappressione interstiziale può essere utilizzata la seguente relazione empirica (Matsui et al., 1980):

$$r_u = \frac{\Delta u}{p_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right] \quad \text{in cui}$$

$\beta \cong 0.45$ è un coefficiente sperimentale,

γ_{\max} è la deformazione di taglio massima in semplice ampiezza indotta dal terremoto, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ_{\max} , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidità iniziale $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$, utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche di laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI (2005))².

γ_v è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio, o in prima approssimazione con la relazione empirica (Matsui et al. 1980): $\gamma_v = A \cdot (\text{OCR} - 1) + B$ in cui OCR è il rapporto di sovraconsolidazione e A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di determinazione diretta, possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità, I_p (Tabella 1).

Tabella 1 - Valori suggeriti per i coefficienti A e B

| I_p (%) | A | B |
|-----------|---------------------|---------------------|
| 20 | $0.4 \cdot 10^{-3}$ | $0.6 \cdot 10^{-3}$ |
| 40 | $1.2 \cdot 10^{-3}$ | $1.1 \cdot 10^{-3}$ |
| 55 | $2.5 \cdot 10^{-3}$ | $1.2 \cdot 10^{-3}$ |

² Il valore della deformazione di taglio massima γ_{\max} al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.

C) Identificazione dei pendii potenzialmente instabili

La valutazione del rischio di instabilità di pendii naturali e artificiali al III livello deve essere condotta con rilievi geologici molto più approfonditi rispetto al II livello.

La scelta dei metodi di controllo della stabilità dei pendii deve essere commisurata alla gravità delle conseguenze di un eventuale collasso e, in generale, devono essere effettuate anche prove dinamiche in sito e di laboratorio che consentano una accurata caratterizzazione dei terreni in campo dinamico e l'identificazione dei fenomeni associati al terremoto (amplificazione della risposta sismica, liquefazione, decadimento della resistenza) che possono aggravare, in aggiunta alle forze inerziali, le condizioni di stabilità del pendio. I metodi di verifica devono essere scelti tra quelli della Geotecnica Sismica ritenuti più affidabili e consolidati, e dovranno essere inclusivi dell'analisi della risposta sismica locale e degli effetti topografici.

Nel caso di frane attive, particolare attenzione deve essere data alla perimetrazione dell'area in frana, alla identificazione dei volumi potenzialmente instabili in condizioni sismiche³, al controllo dell'entità e della velocità dei movimenti, alla distribuzione delle pressioni interstiziali, alla valutazione dei parametri di resistenza residui ed agli effetti conseguenti ad una accelerazione dei movimenti in condizioni sismiche.

Ai fini del controllo della stabilità si distinguono le seguenti situazioni:

- a) il caso in cui nell'ammasso siano presenti materiali liquefacibili;
- b) il caso in cui lo scorrimento avvenga lungo una specifica superficie (nota o da individuare).

Caso a - Deve essere valutato il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione F_L negli strati liquefacibili (vedi paragrafo A). Il valore ottenuto deve essere corretto moltiplicandolo per un fattore di correzione K_α che dipende:

dal rapporto α fra la tensione di taglio iniziale agente sul piano di interesse e la tensione verticale efficace di consolidazione: $\alpha = \frac{\tau_{st}}{\sigma'_{vc}}$

e da un parametro di stato relativo: $\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100 \cdot p_0'}{p_a}\right)} - D_R$

in cui Q è una costante empirica che per sabbie quarzose vale circa 10, p_0' è la pressione media efficace iniziale e D_R è la densità relativa della sabbia.

Il fattore di correzione K_α è calcolato con la seguente relazione (Idriss e Boulanger, 2008):

$$K_\alpha = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad \text{in cui:}$$

$$a = 1267 + 636 \cdot \alpha^2 - 634 \cdot \exp(\alpha) - 632 \cdot \exp(-\alpha)$$

$$b = \exp\left[-1.11 + 12.3 \cdot \alpha^2 + 1.31 \cdot \ln(\alpha + 0.0001)\right]$$

$$c = 0.138 + 0.126 \cdot \alpha + 2.52 \cdot \alpha^3$$

$$\text{valida per} \quad \alpha \leq 0.35 \quad \text{e} \quad -0.6 \leq \xi_R \leq 0.1$$

Se $F_L < 1.2$ il pendio è da considerarsi instabile.

³ È importante sottolineare che in condizioni sismiche i volumi di frana non sono uguali a quelli che si hanno in condizioni statiche

Caso b - Il controllo della stabilità deve essere effettuato in tutti i casi in cui eventuali movimenti del pendio e/o il superamento di una certa soglia di deformazione in condizioni sismiche può produrre effetti critici sulle sovrastanti costruzioni o nell'area circostante.

L'analisi può essere condotta con metodi pseudostatici e, nei pendii coesivi a comportamento duttile (indice di consistenza $I_c < 0.5$, grado di sovraconsolidazione $OCR < 5$, indice di plasticità $I_p > 26\%$), anche con metodi dinamici semplificati⁴.

Devono essere preliminarmente identificati la geometria del pendio, la profondità del substrato, la stratigrafia, il regime delle pressioni interstiziali, le proprietà geotecniche dei terreni costituenti i vari strati, l'entità e la posizione di eventuali carichi esterni. Nel caso di frane attive o quiescenti devono essere individuati il cinematismo di frana e la forma della superficie di potenziale scorrimento.

Per l'identificazione di tali elementi devono essere condotti accurati rilievi geologici di superficie, indagini geotecniche in sito e di laboratorio e devono essere installati strumenti per il monitoraggio delle pressioni interstiziali e degli spostamenti.

Il numero minimo di verticali di indagine deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi o potenziali e, nel caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie, o delle superfici di scorrimento e definire i caratteri cinematici della frana. Le indagini devono essere estese oltre l'area direttamente interessata e devono avere una profondità superiore di alcuni metri al di sotto della superficie critica.

Devono essere effettuate analisi del pendio in condizioni statiche, sismiche e post-sismiche.

Particolare attenzione deve essere data alla determinazione della resistenza di picco e residua, in condizioni drenate e non drenate. Si devono assumere:

- condizioni drenate nella situazione pre-sisma,
- condizioni non drenate durante il sisma,
- condizioni drenate nella situazione post-sisma.

Nei pendii saturi occorre effettuare una stima iniziale delle pressioni interstiziali durante il terremoto in corrispondenza di alcune verticali significative e a varie profondità. Il rapporto di pressione interstiziale può essere valutato in modo approssimato con le espressioni riportate nel paragrafo B).

⁴ Vedi Linee Guida AGI, 2005, Appendice H. Per il calcolo dello spostamento nel caso di un pendio indefinito o di superficie di scorrimento piana si possono anche usare le seguenti espressioni empiriche, derivate dalla teoria del blocco rigido di Newmark:

$$S = S_0 \frac{\cos(\phi - \alpha)}{\cos \phi}$$

in cui ϕ è l'angolo di resistenza al taglio sul piano di slittamento, α è l'angolo di inclinazione della superficie di scorrimento e S_0 è lo spostamento del blocco rigido sul piano orizzontale valutabile con la relazione:

$$S_0 = \frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} e^{-9.4 \frac{a_c}{a_{\max}}} \quad \text{ove}$$

a_{\max} = accelerazione massima del moto alla base del pendio (in g)

v_{\max} = velocità massima del moto alla base del pendio (cm/s)

$a_c = K_c g$ accelerazione critica

Si ricorda che K_c è il valore che assume il coefficiente sismico K quando il fattore di sicurezza F è uguale a 1. Tale valore può essere ricavato attraverso successive analisi pseudostatiche inverse in cui si riduce il coefficiente sismico fino a raggiungere la condizione $F=1$.

I valori di v_{\max} possono essere valutati sulla base dei valori di a_{\max} :

per $a_{\max} = 0.35g$ $v_{\max} = 40$ cm/s

per $a_{\max} = 0.25g$ $v_{\max} = 30$ cm/s

per $a_{\max} = 0.15g$ $v_{\max} = 15$ cm/s

Nei terreni coesivi saturi, se il rapporto di pressione interstiziale al termine del sisma è $r_u = \frac{\Delta u}{p_0} > 0.5$ occorre valutare il decremento della resistenza non drenata con l'espressione (Matasovic, 1993):

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{c_{u0}}{\sigma'_{v0}} \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} - \Delta u}{\sigma'_{v0}}} \cong \frac{c_{u0}}{\sigma'_{v0}} \sqrt{1 - r_u}$$

ove c_{u0} è la coesione non drenata in condizioni statiche e σ'_{v0} la pressione efficace verticale. Nel caso in cui sia $r_u < 0.5$ il decremento di resistenza è legato prevalentemente alla fatica del materiale per effetto delle azioni cicliche indotte dal terremoto e può essere valutato con l'espressione (Matasovic, 1993):

$$c_u(N) = c_{u0} \cdot \delta = c_{u0} \cdot N^{-t}$$

dove δ è il coefficiente di degradazione ciclica, N è il numero di cicli equivalenti del terremoto e t è il parametro di degradazione.

Il numero di cicli equivalenti del terremoto N può essere stimato in funzione della magnitudo come da Tabella 2 (Seed et al., 1975). Se si dispone di un accelerogramma di riferimento per il sito, il numero di cicli N può essere valutato calcolando numero di semi-incroci con l'asse dei tempi della fase pseudo-stazionaria dell'accelerogramma, ovvero dell'intervallo di tempo compreso tra il primo e l'ultimo superamento di una prefissata soglia di accelerazione, generalmente assunta pari a 0.05g.

Tabella 2 – Numero di cicli equivalenti per terremoti di diversa magnitudo

| Magnitudo M | Numero di cicli equivalente |
|-------------|-----------------------------|
| 5.25 | 2-3 |
| 6.0 | 5 |
| 6.5 | 8 |
| 7.0 | 12 |
| 7.5 | 15 |
| 8 | 20 |

Il parametro di degradazione t è funzione della deformazione di taglio, dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione, e può essere stimato con la relazione (Matasovic, 1993):

$$t = s \cdot (\gamma - \gamma_v)^r \quad \text{in cui:}$$

γ è la deformazione di taglio ciclica efficace indotta dal terremoto, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma'_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove G (modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ) può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidità iniziale $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$, utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche di

laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4)⁵.

γ_v è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio o, in prima approssimazione con la già citata relazione:

$$\gamma_v = A \cdot (\text{OCR} - 1) + B$$

s e r sono coefficienti funzione dell'indice di plasticità I_p e del rapporto di sovraconsolidazione OCR (Tabella 3)

Tabella 3 – Coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica

| | OCR = 1 | | | OCR = 2 | OCR = 4 |
|---|------------|------------|------------|------------|------------|
| | $I_p = 15$ | $I_p = 30$ | $I_p = 50$ | $I_p = 50$ | $I_p = 50$ |
| s | 0.195 | 0.095 | 0.075 | 0.054 | 0.042 |
| r | 0.600 | 0.600 | 0.495 | 0.480 | 0.423 |

CI. Metodi pseudostatici

I metodi pseudostatici globali o per conci prevedono di applicare alla massa potenzialmente in frana o ad ogni concio un'azione sismica proporzionale al relativo peso W , pari a $F_h = K_h \cdot W$ e $F_v = K_v \cdot W$, ove con K_h e K_v sono indicati rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Si devono assumere i seguenti valori: $K_h = \beta_s \cdot a_{\max s} / g$, in direzione orizzontale, e $K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$, in direzione verticale, essendo $a_{\max s}$ l'accelerazione massima (in g) al piano campagna attesa al sito, β_s un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima e g l'accelerazione di gravità. I valori di β_s sono riportati nella Tabella 4 in funzione della accelerazione orizzontale massima attesa al sito in condizioni di campo libero nell'ipotesi di sottosuolo rigido e superficie topografica orizzontale (a_g) e delle categorie di sottosuolo di riferimento così come definite nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008)

Tabella 4 – Valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima

| | A | B, C, D, E |
|---------------------|-----------|-------------------|
| | β_s | β_s |
| $0.2 < a_g/g < 0.4$ | 0.30 | 0.28 |
| $0.1 < a_g/g < 0.2$ | 0.27 | 0.24 |
| $a_g/g \leq 0.1$ | 0.20 | 0.20 |

È da notare che un valore del fattore di sicurezza $F_s = 1$ corrisponde ad una condizione di equilibrio limite o di collasso incipiente mentre valori di $F_s > 1$ individuano condizioni caratterizzate da un certo margine di sicurezza rispetto al collasso. Un valore di $F_s > 1.2$ può essere ritenuto indicativo di una condizione di stabilità.

Nei pendii coesivi a comportamento duttile (indice di consistenza $I_c < 0.5$, grado di sovraconsolidazione $\text{OCR} < 5$, indice di plasticità $I_p > 26$) devono essere effettuate stime approssimate degli spostamenti mediante integrazione diretta dell'equazione di moto a partire da una storia temporale di accelerazioni o ricorrendo a relazioni empiriche di letteratura.

⁵ Il valore della deformazione di taglio efficace $\gamma = 0.65 \cdot \gamma_{\max}$ al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.

Riferimenti bibliografici

- A.G.I. (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- A.G.I. (2005) – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida. *Patron Editore, Bologna*
- Andrus R. D., Stokoe K. H. (2000) - Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 126 (11), 1015–1025.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures.” Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). “Soil liquefaction during earthquakes.” MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Marchetti S. (2015) – Incorporating the Stress History Parameter K_D of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 04015072
- Matasovic N. (1993) – Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits. *University of California, Los Angeles, Ph.D. Thesis*
- Matsui T., Ohara S., Ito T. (1980) – Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 106, No. 10, pp. 1101-1120
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2008) – Le Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 14 gennaio 2008, *G.U. 29, Suppl. ord. n. 30*
- Pradel D. (1998) - Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , ASCE, Vol. 124 (4)
- Seed H.B., Idriss I.M., Makdisi F., Banerjee N. (1975) – Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. *EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*
- Sonmez H. (2003) – Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). *Environ. Geology* 44(7): 8
- Tatsuoka, F., Zhou, S., Sato, T., Shibuya, S. (1990). “Method of evaluating liquefaction potential and its application.” In Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of Education of Japan, Tokyo. (in Japanese.)
- Wu J., Seed R.B. (2004) – Estimating of liquefaction-induced ground settlement (case studies). Proc. 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper 3.09, New York
- Yasuhara K., Andersen K.H. (1991) – Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading. *Soils and Foundations*, vol. 31, No 1, pp. 83-94
- Zhang G., Robertson P., Brachman R. (2002) – Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground: Canadian Geotech. Journal, 39, pp. 1168–1180.

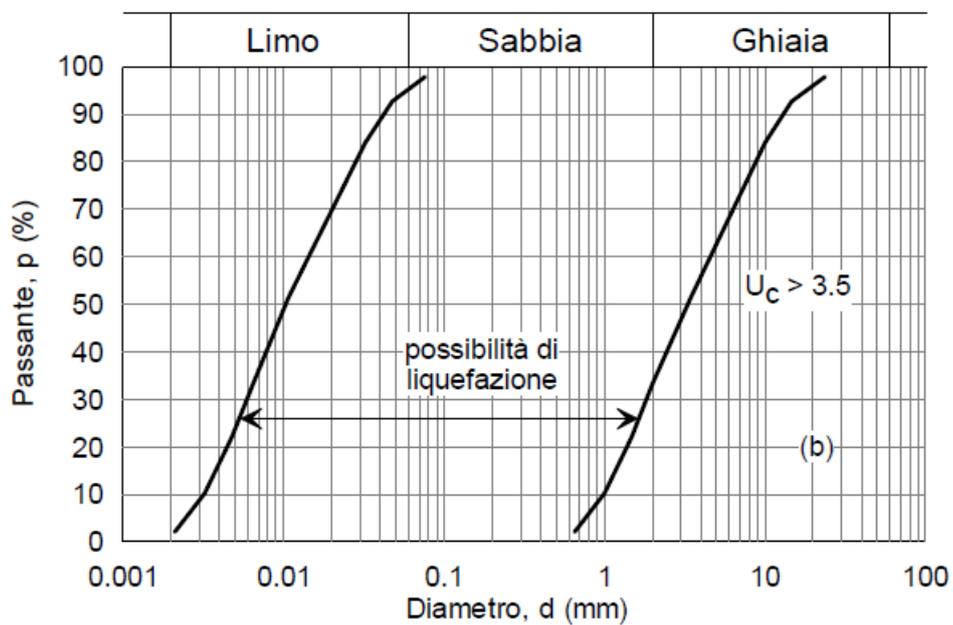
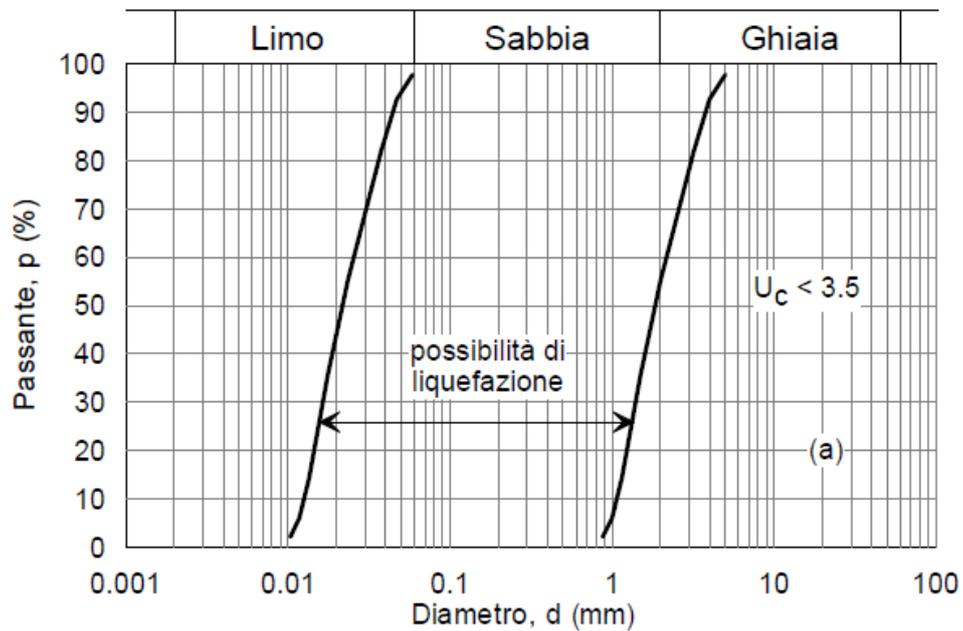
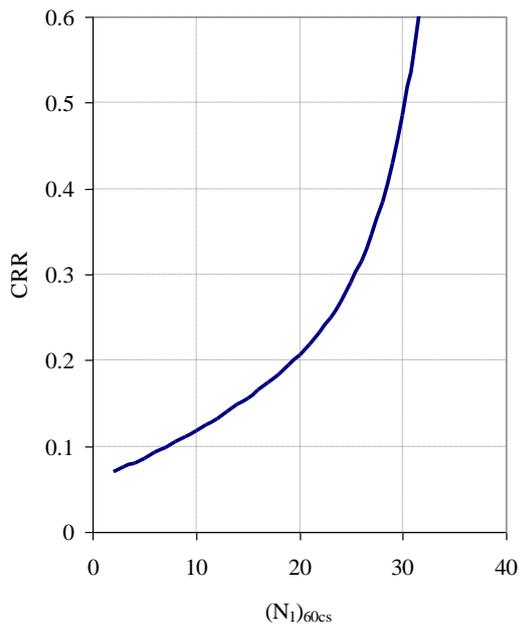
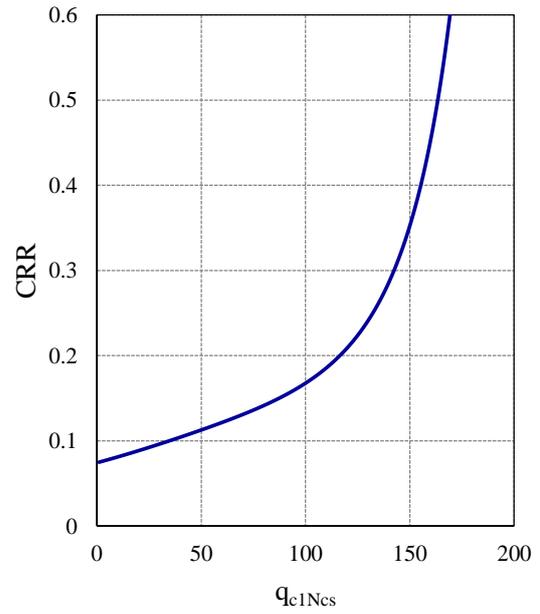


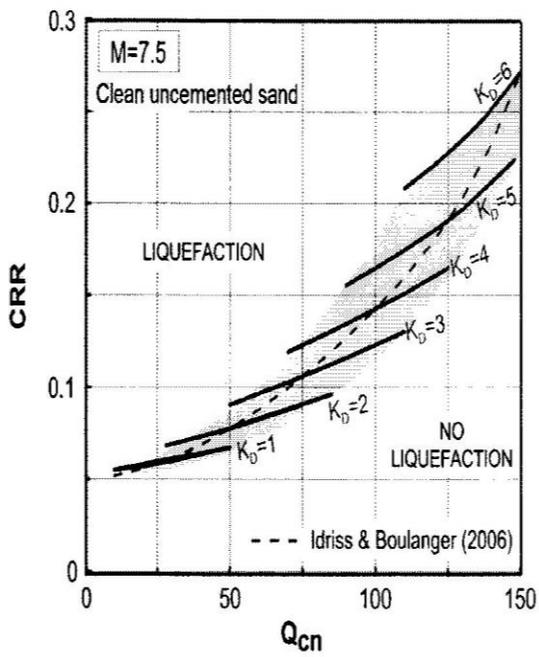
Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)



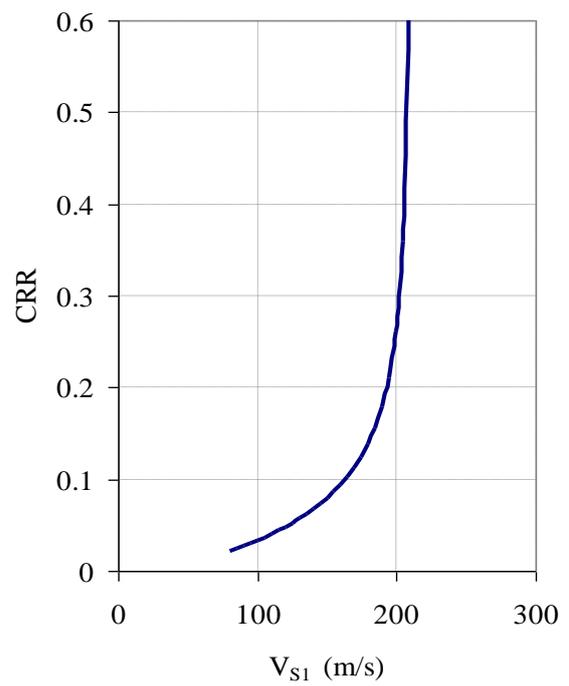
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2 – Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo sulla base dai risultati di prove SPT (a), CPTe (b), DMT (c) (Marchetti, 2015) e da profili di V_s (d)

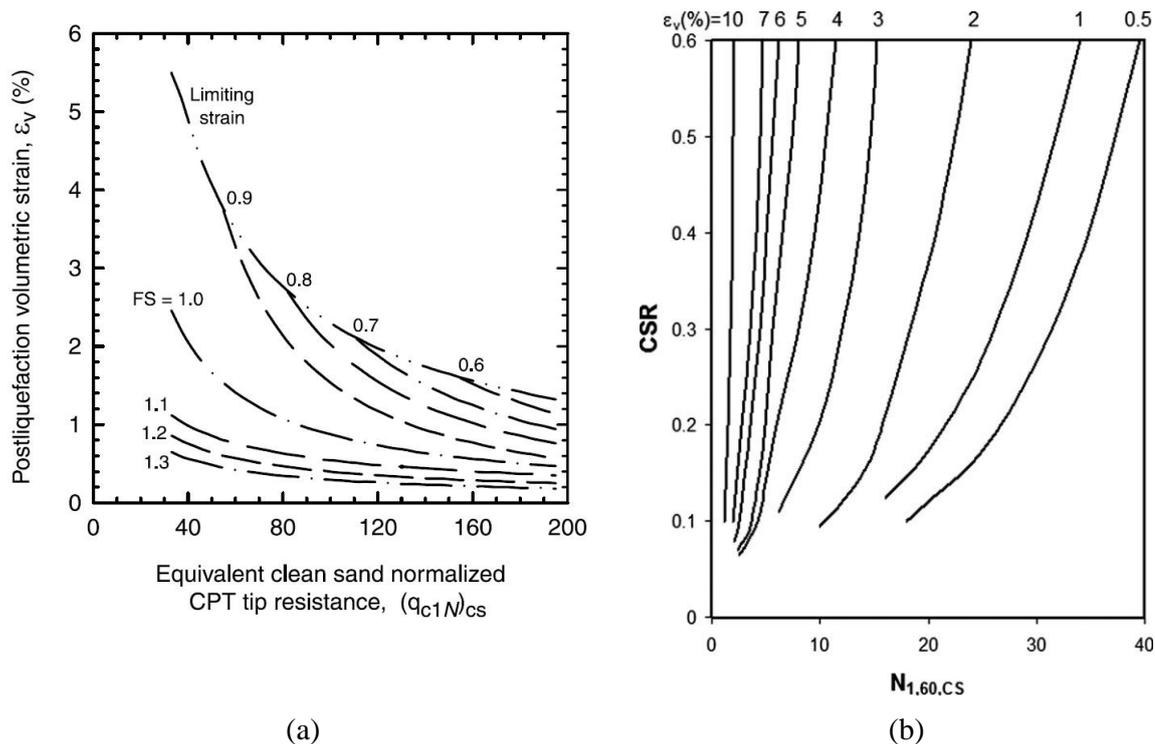


Figura 3 - Carte per la stima delle deformazioni volumetriche indotte dall'azione sismica nei terreni granulari saturi sulla base dei risultati di prove CPT (a) (Zhang et al., 2002), e SPT (b) (Wu e Seed, 2004)

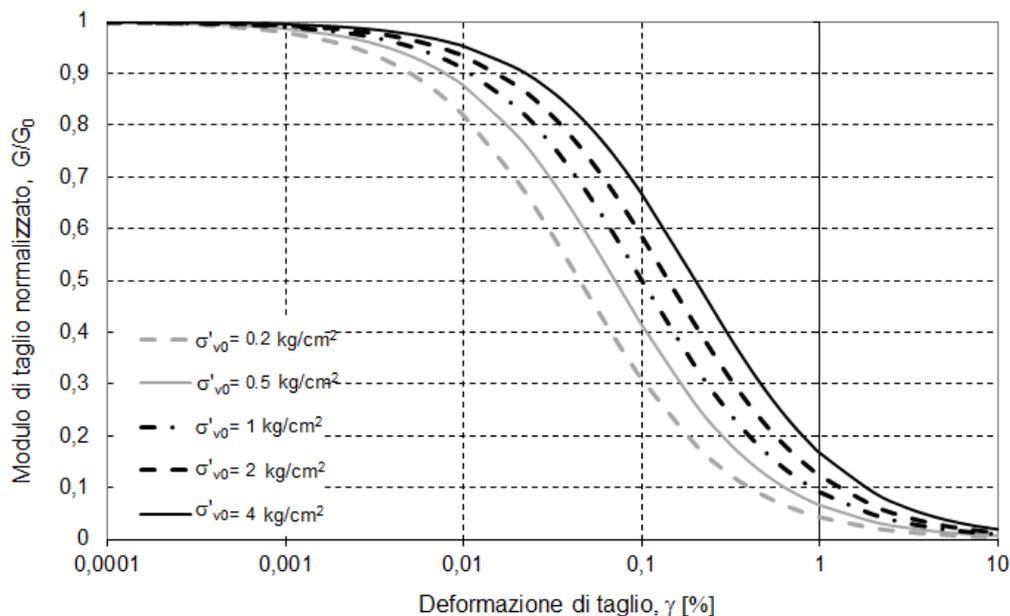


Figura 4 – Curve $G/G_0 - \gamma$ di letteratura per sabbie (AGI, 2005)

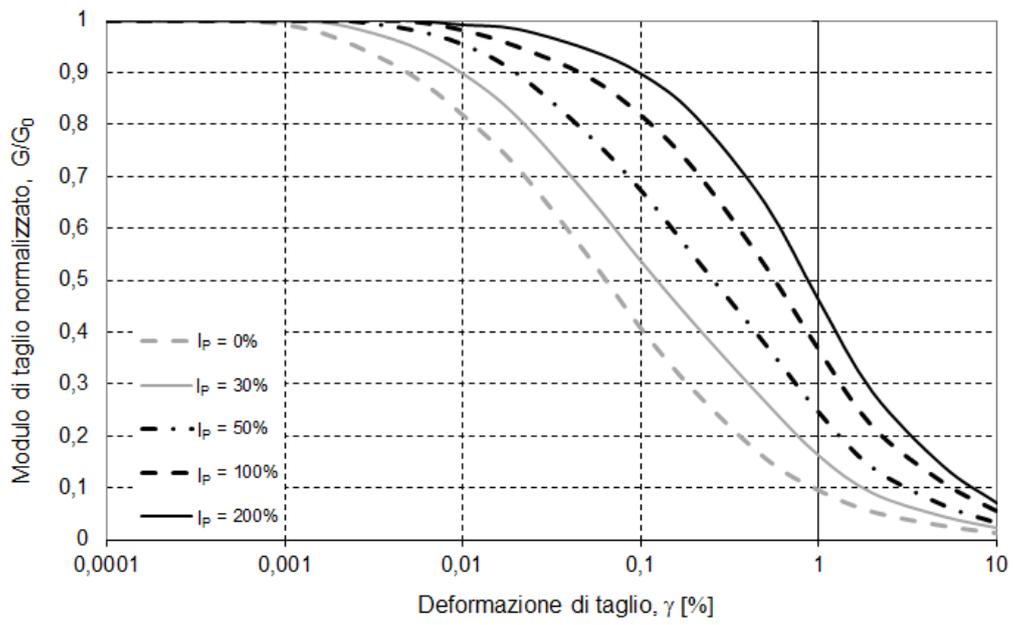


Figura 5 – Curve $G/G_0 - \gamma$ di letteratura per terreni a grana fine (AGI, 2005)

SIMBOLI E ACRONIMI

| | |
|-------------|---|
| a | coefficiente |
| A | coefficiente |
| a | coefficiente funzione di α |
| a_c | accelerazione critica |
| a_{gR} | accelerazione orizzontale di picco su roccia o terreno rigido di riferimento |
| $a_{max s}$ | accelerazione massima al piano campagna |
| b | coefficiente |
| B | coefficiente |
| b | coefficiente funzione di α |
| c | coefficiente funzione di α |
| CB | coefficiente di correzione dell'indice N_{SPT} per dimensioni del foro |
| CE | coefficiente di correzione dell'indice N_{SPT} per rendimento energetico ER |
| CH | prova Cross-Hole |
| CN | coefficiente di correzione dell'indice N_{SPT} e della resistenza di punta q_c per pressione verticale efficace |
| CPT | prova penetrometrica statica |
| CPTe | prova penetrometrica statica a punta elettrica |
| CR | coefficiente di correzione dell'indice N_{SPT} per lunghezza delle aste |
| C_r | indice di ricomprensione edometrico |
| CRR | rapporto di resistenza ciclica |
| CS | coefficiente di correzione dell'indice N_{SPT} per campionatore senza rivestimento |
| C_s | indice di rigonfiamento edometrico |
| CSR | rapporto di tensione ciclica |
| c_u | resistenza al taglio non drenata |
| c_{u0} | resistenza al taglio non drenata iniziale |
| CV | coefficiente di normalizzazione di V_s per tensioni litostatiche |
| C_σ | coefficiente funzione di $(N_1)_{60}$ |
| DH | prova Down-Hole |
| DMT | prova dilatometrica |
| DR | densità relativa |
| e_0 | indice di vuoti iniziale |
| ER | rendimento energetico dell'attrezzatura per prova SPT |
| F | fattore di sicurezza |
| $F(z)$ | variabile funzione di z e di F_L |
| FC | frazione di fine |
| F_h | forza sismica orizzontale pseudo-statica |
| F_L | coefficiente di sicurezza alla liquefazione |
| F_v | forza sismica verticale pseudo-statica |
| g | accelerazione di gravità |
| G | modulo di taglio |
| G_0 | modulo di taglio iniziale (piccole deformazioni) |
| I_c | indice di classificazione di Robertson |
| I_c | indice di consistenza |
| I_D | indice del materiale da prova DMT |
| I_L | indice del potenziale di liquefazione |
| I_p | indice di plasticità |
| K | coefficiente sismico |
| K_c | coefficiente correttivo di K_D funzione di I_c |
| K_c | coefficiente sismico critico |
| K_D | indice di tensione orizzontale da prova DMT |

| | |
|--------------------|--|
| K_{Dcs} | valore equivalente di K_D per sabbie pulite |
| K_h | coefficiente sismico orizzontale |
| K_v | coefficiente sismico verticale |
| K_α | fattore di correzione di F_L nei terreni in pendio per tensione di taglio statica iniziale |
| K_σ | fattore di correzione per tensioni efficaci |
| M | magnitudo |
| MSF | fattore di scale della magnitudo |
| N | numero di cicli equivalenti del terremoto |
| $(N_1)_{60}$ | indice della prova SPT corretto a $ER=60\%$ e pressione verticale efficace p_a |
| $(N_1)_{60cs}$ | valore equivalente dell'indice $(N_1)_{60}$ per sabbia pulita |
| N_c | numero di cicli equivalente |
| N_{SPT} | indice della prova SPT |
| OCR | rapporto di sovraconsolidazione |
| p'_0 | pressione media efficace iniziale |
| p_0 | pressione media totale iniziale |
| p_a | pressione atmosferica $\cong 100$ kPa |
| Q | costante empirica |
| q_c | resistenza penetrometrica di punta |
| q_{c1N} | resistenza penetrometrica di punta normalizzata alla tensione verticale efficace iniziale |
| q_{c1Ncs} | valore equivalente di q_{c1N} per sabbia pulita |
| r | coefficiente funzione di I_p e di OCR |
| r_d | coefficiente di riduzione dell'azione sismica per la deformabilità del sottosuolo |
| s | cedimento permanente totale post-sismico |
| s | coefficiente funzione di I_p e di OCR |
| S | spostamento sismico di un pendio indefinito |
| S_0 | spostamento sismico del blocco di Newmark |
| $SCPT$ | prova con cono sismico |
| $SDMT$ | prova con dilatometro sismico |
| SPT | prova SPT (Standard Penetration Test) |
| t | parametro di degradazione |
| U_c | coefficiente di uniformità |
| v_{max} | velocità massima del moto alla base del pendio |
| V_S | velocità delle onde sismiche di taglio |
| V_{S1} | velocità delle onde sismiche di taglio normalizzata per tensione verticale efficace iniziale |
| V_{S1}^* | valore di soglia di V_{S1} |
| W | peso |
| $w(z)$ | variabile funzione di z |
| z | profondità dal piano campagna |
| z_{crit} | profondità critica |
| $\Delta(N_1)_{60}$ | incremento di $(N_1)_{60}$ per FC |
| Δh | spessore di uno strato di terreno granulare insaturo |
| Δq_{c1N} | incremento di q_{c1N} per FC |
| Δs | cedimento indotto dall'azione sismica nello strato di spessore Δh |
| Δu | incremento di pressione interstiziale |
| Δz_i | spessore dello strato i -esimo |
| α | angolo di inclinazione della superficie di scorrimento |
| α | coefficiente funzione di $(N_1)_{60}$ |
| α | coefficiente funzione di q_{c1N} |
| α | rapporto fra τ_{st} e σ'_{n0} |
| $\alpha(z)$ | coefficiente funzione di z |

| | |
|---------------------|---|
| $\beta(z)$ | coefficiente funzione di z |
| δ | coefficiente di degradazione ciclica |
| ε_{15} | deformazione volumetrica dopo 15 cicli |
| ε_{N_c} | deformazione volumetrica per N_c cicli equivalenti |
| ε_v | deformazione volumetrica |
| ε_{vi} | deformazione volumetrica dello strato i-esimo |
| ϕ | angolo di resistenza al taglio |
| γ | deformazione di taglio ciclica |
| γ_1 | coefficiente di importanza |
| γ_{max} | deformazione di taglio massima indotta dall'azione sismica di riferimento |
| γ_v | deformazione di soglia volumetrica |
| σ'_{n0} | tensione efficace normale iniziale in un pendio |
| σ'_{v0} | tensione verticale efficace iniziale |
| σ_{v0} | tensione verticale totale iniziale |
| τ_{max} | tensione di taglio ciclica massima indotta dall'azione sismica di riferimento |
| τ_{media} | tensione di taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento |
| τ_{st} | tensione di taglio statica iniziale in un pendio |
| τ_{ult} | tensione di taglio resistente per terremoto di magnitudo $M = 7.5$ |
| ξ_R | parametro di stato |