

**ALLEGATO A3****PROCEDURE DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO.****A) Valutazione della possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione**

Nell'ipotesi che il caso in esame non rientri tra quelli di seguito elencati per cui è possibile escludere la possibilità di fenomeni di liquefazione, nelle analisi di seconda fase 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 deve essere valutata sulla base di prove in sito (SPT e/o CPT e/o prove geofisiche in foro del tipo DH, CH e/o SCPT), esplorando un numero di verticali adeguato all'importanza dell'opera e all'estensione dell'area di indagine e sufficiente ad accertare la variabilità spaziale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del deposito. Dovrà anche essere determinata con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e nelle analisi dovrà considerarsi la condizione meno cautelativa.

Nelle verticali esplorate la stima del potenziale di liquefazione dovrà essere effettuata con i 'metodi semplificati' di seguito specificati, e a tal fine in ogni verticale dovrà essere valutato il picco di accelerazione  $a_{\max s}$  alla superficie del deposito mediante analisi della risposta sismica locale. L'analisi della risposta sismica locale può essere omessa se nell'area sono stati già eseguiti studi di microzonazione di II livello che forniscano nel sito i valori di  $a_{\max s}$ .

Per l'analisi della risposta sismica locale dovranno essere eseguite prove in sito per la misura di  $V_S$  e prove dinamiche di laboratorio (prove di colonna risonante e/o di taglio torsionale ciclico) per la determinazione delle leggi di variazione del modulo di taglio  $G$  e del rapporto di smorzamento  $D$  con l'ampiezza della deformazione di taglio  $\gamma$ . Se si adoperano codici di calcolo che eseguono l'analisi della risposta sismica locale in termini di pressioni efficaci, su alcuni campioni rappresentativi (che dovranno essere indisturbati e di ottima qualità) dovranno essere effettuate prove cicliche di resistenza alla liquefazione, mirate a conseguire i parametri necessari per la loro applicazione.

I risultati dello studio devono essere presentati riportando l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione in ciascuna delle verticali esplorate. Per ogni verticale dovrà anche essere valutato l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  di seguito definito.

Se è:

- $0 < I_L \leq 5$  il rischio di liquefazione è basso
- $5 < I_L \leq 15$  il rischio di liquefazione è elevato
- $I_L > 15$  il rischio di liquefazione è estremamente elevato

I risultati devono essere riportati in una carta dove, oltre alla perimetrazione dell'area indagata, devono essere indicati la localizzazione delle verticali esplorate e il valore dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ .

Nel caso che i terreni risultino liquefacibili o suscettibili di significativi incrementi delle pressioni interstiziali durante l'evento sismico di riferimento, devono esserne valutati gli effetti in termini di cedimenti permanenti post-sismici<sup>14</sup> seguendo le indicazioni del paragrafo C).

## 1. CASI IN CUI SI PUÒ ESCLUDERE CHE SI VERIFICHINO FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

La probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni<sup>15</sup>:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni *free-field* minore di 0.1g;
3. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni *free-field* minore di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
  - frazione di fine<sup>16</sup>,  $FC$ , superiore al 20%, con indice di plasticità  $PI > 10$ ;
  - $FC \geq 35\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 20$ ;
  - $FC \leq 5\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 25$

dove  $(N_1)_{60}$  è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT, definito dalla relazione:  $(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N$  in cui il coefficiente  $C_N$  è ricavabile

dall'espressione  $C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$  essendo  $p_a$  la pressione atmosferica e  $\sigma'_v$  la pressione

efficace verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 1 (a) nel caso di materiale con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 1 (b) per coefficienti di uniformità  $U_c > 3.5$ .
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna<sup>17</sup>.

## 2. METODI PER LA STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione vanno impiegate le procedure che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica vengono denominati 'metodi semplificati'. Tali metodi sono basati su prove geotecniche di tipo corrente e sulla valutazione, ad ogni quota  $z$  del deposito compresa nei primi 20 m, del coefficiente di

sicurezza  $F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$  dove:

<sup>14</sup> I cedimenti del terreno sono infatti legati all'incremento e all'accumulo di pressioni interstiziali durante il terremoto e alla loro dissipazione post-sismica; perciò si possono avere cedimenti permanenti anche se non si raggiunge la condizione di liquefazione.

<sup>15</sup> Vedi anche Linee Guida AGI, 2005

<sup>16</sup> La frazione di fine è definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm).

<sup>17</sup> L'indicatore è valido solo nel caso di piano campagna orizzontale, in presenza di edifici con fondazioni superficiali. Nel caso di pendii e/o in presenza di fondazioni profonde, le analisi di liquefazione devono essere estese a profondità maggiori.

-  $CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$  è la resistenza normalizzata (rispetto alla pressione efficace verticale

iniziale  $\sigma'_{v0}$ ) che può essere valutata attraverso abachi, quali quelli indicati nella Figura 2, in funzione di parametri desunti da prove SPT, CPT e da misure della velocità delle onde di taglio  $V_s$ <sup>18</sup>;

-  $CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{maxs}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$  è la tensione indotta dal terremoto e dove  $a_{maxs}$  è

il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento;  $g$  è l'accelerazione di gravità;  $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;  $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato con la relazione semplificata  $r_d = 1 - 0.015z$ ;

-  $MSF$  è un fattore di scala che può essere valutato mediante la Tabella 1 in funzione della magnitudo dei terremoti attesi.

Tra i metodi semplificati i metodi basati su prove CPT sono particolarmente raccomandati e tra questi il metodo di Robertson e Wride (1998)<sup>19</sup>.

Se il fattore  $F_L > 1$  la liquefazione è da escludere; se è  $F_L < 1$  è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione. E' da osservare che anche quando  $F_L > 1$  si possono avere dopo il terremoto cedimenti permanenti del terreno.

### 3. DEFINIZIONE E CALCOLO DELL'INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

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

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

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $w(z) = 10 - 0.5z$

Ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z) = F$  vale:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } F_L > 1.0$$

dove  $F_L$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

<sup>18</sup> Vedi Linee Guida AGI, 2005, Appendice E.

<sup>19</sup> Vedi Linee Guida AGI, 2005, Appendice E.

**B) Stima dei cedimenti permanenti nei terreni granulari saturi liquefacibili**

In prima approssimazione il cedimento permanente post-sismico  $\Delta H$  dei terreni liquefacibili ( $F_L \leq 1$ ) può essere stimato con l'espressione:

$\Delta H = \varepsilon_v H$  dove  $H$  è l'altezza dello strato liquefacibile ed  $\varepsilon_v$  (%) è la deformazione volumetrica

$$\varepsilon_v = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

in cui  $\alpha$  è una costante sperimentale che in prima approssimazione può essere posta uguale a 1,  $e_0$  è l'indice dei vuoti iniziale,  $C_r$  è l'indice di riconsolidazione postciclica;  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$  è il

rapporto di pressione interstiziale<sup>20</sup>.

In prima approssimazione:

- l'indice di riconsolidazione postciclica  $C_r$  può essere posto pari a  $C_r = 0.225 C_c$  (dove  $C_c$  è l'indice di compressione ottenuto in prove edometriche)
- il rapporto di pressione interstiziale  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$  può essere valutato con il grafico di Figura 3 o con la Tabella 2, in funzione della ampiezza della deformazione di taglio massima  $\gamma_{max}$  indotta dal terremoto ;

<sup>20</sup> Nelle Linee Guida AGI (2005), per i terreni granulari si propone per la valutazione dell'incremento di pressione interstiziale generato dalla sollecitazione sismica relazione empirica (Seed & Booker, 1977):

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \cdot \sin^{-1} \left[ \left( \frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right]$$

dove  $\Delta u_N$  è l'incremento di pressione interstiziale dopo  $N$  cicli di carico,  $\sigma'_0$  il valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata,  $N$  è il numero di cicli di carico di ampiezza costante equivalente al sisma ed  $N_L$  è il numero di cicli di carico necessari per produrre la liquefazione nel terreno. La costante sperimentale  $a$  può essere valutata mediante la relazione proposta da Fardis & Veneziano (1981), in funzione della densità relativa,  $D_r$  (in frazione):

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.83} \cdot \varepsilon_\theta$$

Il termine  $\varepsilon_\theta$  ha distribuzione log-normale con valore medio unitario e varianza pari a 0.1<sup>2</sup>.

Si fa presente che il numero dei cicli di carico  $N$  può essere stimato in funzione della magnitudo del terremoto mediante la tabella di seguito riportata, mentre il numero di cicli che portano a liquefazione il terreno  $N_L$  deve essere determinato in laboratorio con prove triassiali cicliche o di taglio semplice ciclico.

M	N
5	3.8
5.5	4.0
6	4.5
6.5	7
7	10

- l'ampiezza della deformazione di taglio massima  $\gamma_{\max}$  può essere valutata con l'espressione  $\gamma_{\max} = 0.65 \frac{a_{\max s}}{g} \sigma_v r_d \frac{1}{G}$ , dove  $a_{\max s}$  è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento;  $g$  è l'accelerazione di gravità;  $\sigma_v$  è la tensione totale verticale;  $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che mette in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato con la relazione semplificata  $r_d = 1 - 0.015z$ ;  $G$  è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo  $\gamma_{\max}$ , che può essere determinato o utilizzando le leggi di variazione  $G(\gamma)$  ottenute con prove dinamiche in laboratorio o mediante la Tabella 3 applicando un fattore riduttivo al modulo di taglio  $G_0$ .

Nel caso in cui sia  $F_L > 1$  la quantità  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$  può essere ricavata con la relazione:  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = F_L^{-7}$ .

I risultati devono essere riportati in una carta dove, oltre alla perimetrazione dell'area indagata, devono essere indicati la localizzazione delle verticali esplorate e il valore del cedimento cumulato.

Nel caso che al di sopra della falda vi siano terreni granulari non saturi e/o terreni coesivi molli, nella carta in corrispondenza di ogni verticale dovrà essere riportato il valore del cedimento totale relativo agli strati non saturi e/o coesivi e agli strati liquefacibili sotto falda (vedi paragrafi D e E).

### C) Criteri di identificazione dei pendii potenzialmente instabili

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

La scelta dei metodi di controllo della stabilità dei pendii sarà sempre da commisurare all'importanza dell'opera e alla gravità delle conseguenze di un eventuale collasso e, in generale, dovranno essere effettuate anche prove dinamiche in sito e in 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 saranno scelti tra quelli della Geotecnica Sismica ritenuti più affidabili e consolidati, e saranno inclusivi dell' analisi della risposta sismica locale e degli effetti topografici.

Nel caso di frane attive, particolare attenzione dovrà essere data alla perimetrazione dell'area in frana, alla identificazione dei volumi potenzialmente instabili in condizioni sismiche<sup>21</sup>, al controllo dell'entità e della velocità dei movimenti, alla distribuzione delle pressioni interstiziali, alla valutazione dei parametri di resistenza residui e 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 superficie definita.

**1. 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  $K_\alpha$ , che è funzione del rapporto

$$\alpha = \frac{\tau_{Hst}}{\sigma'_0}$$

dove  $\tau_{Hst}$  è lo sforzo di taglio in condizioni statiche e  $\sigma'_0$  la pressione efficace verticale. Il fattore  $K_\alpha$  vale:

per  $\alpha \leq 0.1$   $K_\alpha = 1$

per  $\alpha > 0.1$  e  $D_r > 45\%$   $K_\alpha = 1$

per  $0.1 \leq \alpha < 0.2$  e  $D_r < 45\%$   $K_\alpha = 0.7$

per  $0.2 \leq \alpha < 0.3$  e  $D_r < 45\%$   $K_\alpha = 0.5$

per  $0.3 \leq \alpha < 0.4$  e  $D_r < 45\%$   $K_\alpha = 0.25$

Nel caso in cui vi siano strati con  $K_\alpha < 1$  occorre valutare lo spostamento orizzontale del pendio (*lateral spreading*) . In prima approssimazione si può utilizzare l'espressione:

$$\text{Log}_{10}(D+0.01) = -6.815 + 1.017M - 0.278\text{Log}_{10}R - 0.026R + 0.454\text{Log}_{10}S + 0.558\text{Log}_{10}T_L$$

dove D è lo spostamento orizzontale (m); M è la magnitudo del terremoto di riferimento; R è la distanza ipocentrale del sito dall'ipocentro del terremoto atteso (km); S è la pendenza del pendio (%);  $T_L$  è lo spessore complessivo degli strati liquefacibili (m).

<sup>21</sup> E' importante sottolineare che in condizioni sismiche i volumi di frana non sono uguali a quelli che si hanno in condizioni statiche

**2. Caso b)** - Il controllo della stabilità dovrà 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 verrà 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  $> 26\%$ ), anche con metodi dinamici semplificati<sup>22</sup>.

Dovranno 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 dovranno 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 in 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 dovranno avere una profondità superiore di alcuni metri al di sotto della superficie critica.

Dovranno 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 assumeranno:

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

---

<sup>22</sup> 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 (1965):

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

in cui  $\phi$  è l'angolo di resistenza al taglio sul piano di slittamento,  $\alpha$  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:

$$S_{0(av)} = \frac{37v_{max}^2}{a_{max}} e^{-9.4 \frac{a_c}{a_{max}}}$$

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

$v_{max}$  = velocità massima del moto alla base (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  $a_{max}=0.35g$   $v_{max}= 0.40$  m/s

per  $a_{max}=0.25g$   $v_{max}= 0.30$  m/s

per  $a_{max}=0.15g$   $v_{max}= 0.15$  m/s

Nei pendii saturi occorre effettuare una stima iniziale delle pressioni interstiziali durante il terremoto in corrispondenza di alcune verticali significative e a varie profondità. L'incremento del rapporto interstiziale può essere valutato in modo approssimato con le seguenti espressioni:

- *terreni incoerenti* (vedi le formule riportate nel paragrafo B);
- *terreni coesivi* con l'espressione<sup>23</sup>:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = \beta \left[ \log \frac{\gamma_{max}}{\gamma_v} \right]$$

dove  $\sigma'_{v0}$  è il valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata,  $\gamma_{max}$  è l'ampiezza della deformazione di taglio massima raggiunta al termine del terremoto (vedi paragrafo A),  $\beta = 0.45$  è un parametro sperimentale,  $\gamma_v$  è la soglia di deformazione volumetrica, che può essere determinata o con prove dinamiche cicliche o con l'espressione  $\gamma_v = A(OCR-1)+B$  dove A e B sono coefficienti sperimentali che dipendono dall'indice di plasticità  $I_p$  (Tabella 4).

Nei terreni coesivi saturi, se il rapporto di pressione interstiziale al termine del sisma è

$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} > 0.5$  occorre valutare il decremento della resistenza non drenata con

l'espressione:

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

dove  $c_{u0}$  è la coesione non drenata in condizioni statiche e  $\sigma'_{v0}$  la pressione efficace verticale.

Nei terreni asciutti o nel caso in cui  $r_u < 0.5$  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:

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

dove  $\delta$  è il coefficiente di degradazione ciclica ed N è il numero dei cicli equivalenti del terremoto (v. nota 7, paragrafo A). Il parametro di degradazione t è funzione della deformazione di taglio, dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione. La degradazione della resistenza può essere determinata utilizzando le Tabelle 5 e 6.

### 3. Metodi pseudostatici

Dovranno essere applicati metodi pseudostatici globali o per conci, applicando alla massa potenzialmente in frana o ad ogni concio un'azione sismica proporzionale al relativo peso  $W$  pari a  $F_h = K_h W$  e  $F_v = K_v W$ , con  $K_h$  e  $K_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale.

<sup>23</sup> Vedi Linee Guida AGI, 2005, Cap. 8, Appendice F.



Si assumeranno i seguenti valori:  $K_h = 0,5 \cdot a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot /g$ , in direzione orizzontale, e  $K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$ , in direzione verticale, essendo  $a_{gR}$  l'accelerazione orizzontale di picco su roccia o su terreno rigido di riferimento,  $\gamma_1$  un coefficiente di importanza della eventuale sovrastante struttura,  $g$  l'accelerazione di gravità.

E' da notare che un valore di  $F_S = 1$  corrisponde ad una condizione di equilibrio limite o collasso incipiente mentre valori di  $F_S > 1$  individuano invece condizioni caratterizzate da un certo margine di sicurezza rispetto alle condizioni di 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  $OCR < 5$ , indice di plasticità  $> 0.26$ ) dovranno essere effettuate stime approssimate degli spostamenti o con metodi di analisi dinamica degli spostamenti a partire da un accelerogramma o ricorrendo a espressioni empiriche di letteratura (vedi nota 9).

#### **D) Stima dei cedimenti dei terreni granulari non saturi**

La compressione volumetrica dei terreni granulari non saturi in condizioni sismiche deve essere valutata sulla base di prove in sito e in laboratorio, esplorando un numero di verticali adeguato all'importanza dell'opera e all'estensione dell'area di indagine e sufficiente ad accertare la variabilità spaziale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del deposito.

Dovrà anche essere determinata con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e nelle analisi dovrà considerarsi la condizione meno cautelativa.

L'entità dei cedimenti per densificazione deve essere valutata in ognuna delle verticali esplorate, tenendo conto dell'amplificazione locale della risposta sismica.

Al fine di stimare il profilo dell' $a_{max}$  con la profondità  $z$  dovranno essere effettuate prove dinamiche in sito per la misura di  $V_s$  (del tipo DH o CH o SCPT o SDMT) e in laboratorio per la determinazione della curva di variazione del modulo di taglio  $G$  e del rapporto di smorzamento  $D$  con la deformazione di taglio  $\gamma$ . L'analisi della risposta sismica locale può essere omessa se nell'area sono stati già eseguiti studi di microzonazione di II livello che forniscano nel sito i valori di  $a_{max}$  alla superficie del deposito. In tal caso i valori dell'accelerazione massima alle diverse quote possono essere ottenuti con l'espressione:

$$a_{max}(z) = a_{max\ s} \cdot r_d \quad \text{con } r_d = 1 - 0.015z$$

Per il calcolo dei cedimenti devono essere utilizzati metodi che tengano conto delle azioni indotte dal terremoto (in termini di accelerazione o di deformazioni tangenziali) e delle caratteristiche di addensamento del terreno (numero dei colpi  $N_{SPT}$ ,  $Dr$ ).

In prima approssimazione per la valutazione del cedimento  $\Delta H$  in un generico strato di altezza  $H$  può essere utilizzata la Tabella 7, che fornisce i valori del rapporto di compressione volumetrica  $\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H}$  in funzione dell'accelerazione  $a_{max}$  e del numero dei

colpi corretto  $(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N$  con  $C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$  essendo  $p_a$  la pressione atmosferica e  $\sigma'_v$  la pressione efficace verticale.

I risultati devono essere riportati in una carta dove, oltre alla perimetrazione dell'area indagata, devono essere indicati la localizzazione delle verticali esplorate e per ogni verticale il valore del cedimento totale cumulato.

Nel caso che al di sotto della falda vi siano terreni liquefacibili o suscettibili di significativi incrementi delle pressioni interstiziali durante l'evento sismico di riferimento, nella carta in corrispondenza di ogni verticale dovrà essere riportato il valore del cedimento totale relativo agli strati non saturi e agli strati sotto falda.

### **E) Stima dei cedimenti postsismici dei terreni coesivi**

Nei depositi coesivi molto soffici ( $c_u \leq 70\text{kPa}$ ) e plastici ( $I_p \geq 30\%$ ) in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} \geq 0.3$  durante il terremoto di riferimento deve

essere valutata l'entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto. A tal fine dovranno essere condotte prove in sito e in laboratorio per la caratterizzazione geotecnica dei vari strati (in particolare attraverso prove indici e prove edometriche) esplorando un numero di verticali adeguato all'importanza dell'opera e alla estensione dell'area di indagine e sufficiente ad accertare la variabilità spaziale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del deposito.

Dovrà anche essere determinata con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e nelle analisi dovrà considerarsi la condizione meno cautelativa.

L'entità dei cedimenti di riconsolidazione post-ciclica deve essere valutata in ognuna delle verticali esplorate.

In un generico strato di spessore  $H$  il cedimento di riconsolidazione può essere valutato con l'espressione:

$\Delta H = \varepsilon_{vr} \cdot H$  dove  $H$  è l'altezza dello strato ed  $\varepsilon_{vr}$  (%) è la deformazione volumetrica post-ciclica

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

in cui  $\alpha$  è una costante sperimentale compresa tra 1 e 1.5,  $e_0$  è l'indice dei vuoti iniziale,  $C_r$  è l'indice di riconsolidazione postciclica che in prima approssimazione può essere posto pari a  $C_r = 0.225 \cdot C_c$  dove  $C_c$  è l'indice di compressione e  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$  è il rapporto di pressione

interstiziale. In prima approssimazione  $C_c$  può essere stimato con la relazione empirica:

$$C_c = 0.0348 + 0.0162 \cdot I_p$$

Se lo studio di microzonazione è finalizzato alla realizzazione di un importante manufatto il calcolo dei cedimenti deve essere condotto tenendo conto della presenza dell'opera. In tal caso deve essere considerato anche il cedimento immediato (che può ritenersi trascurabile in assenza di strutture).

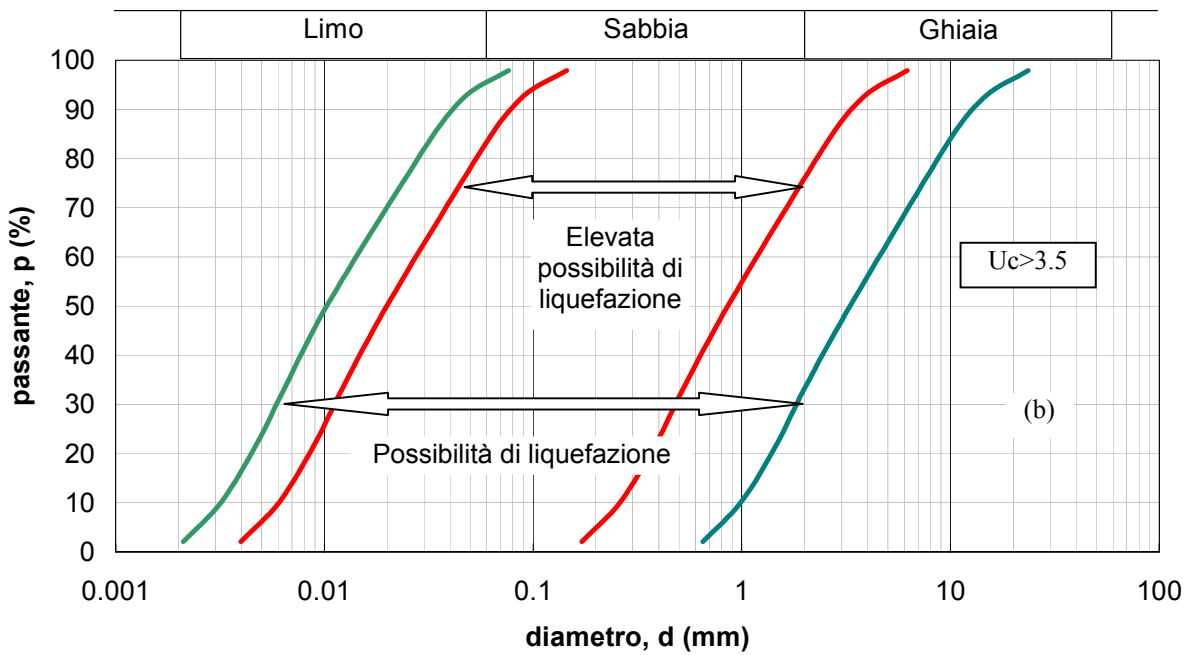
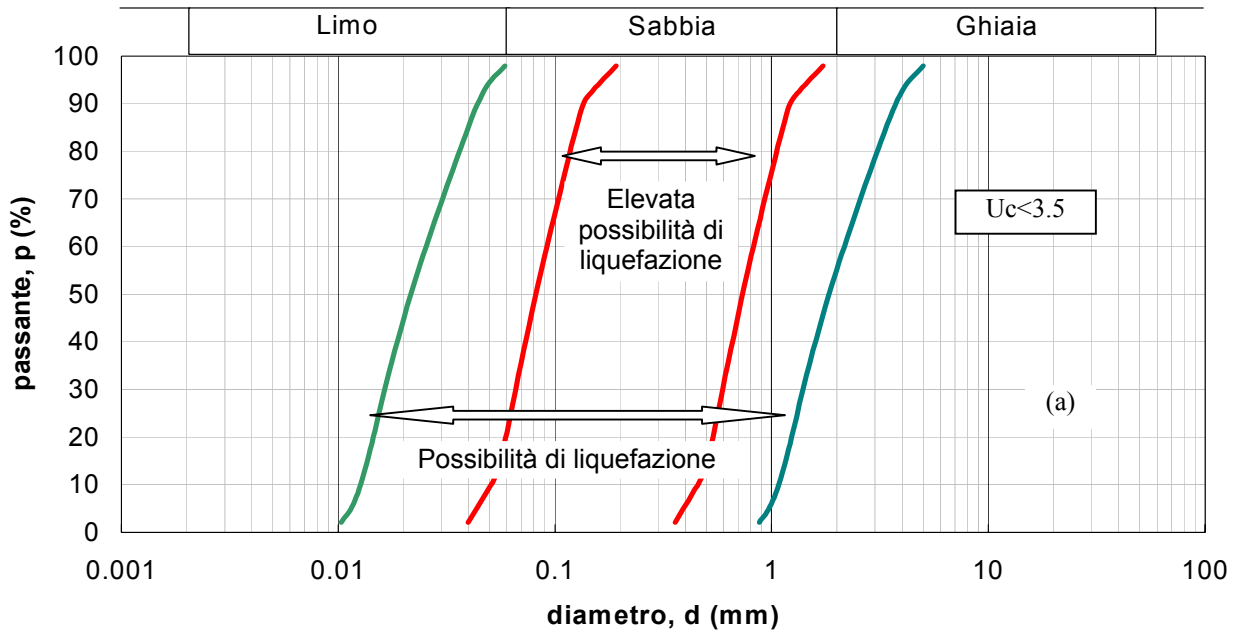
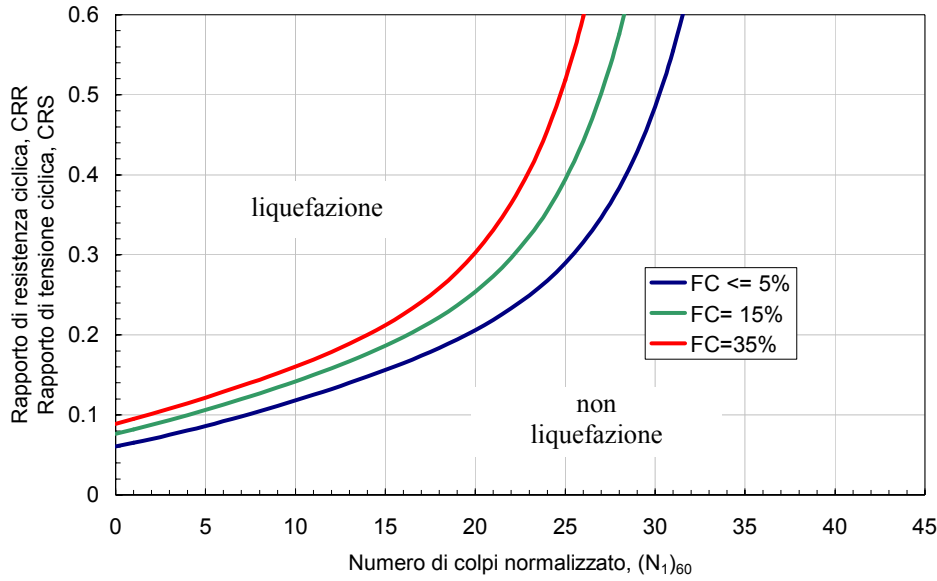


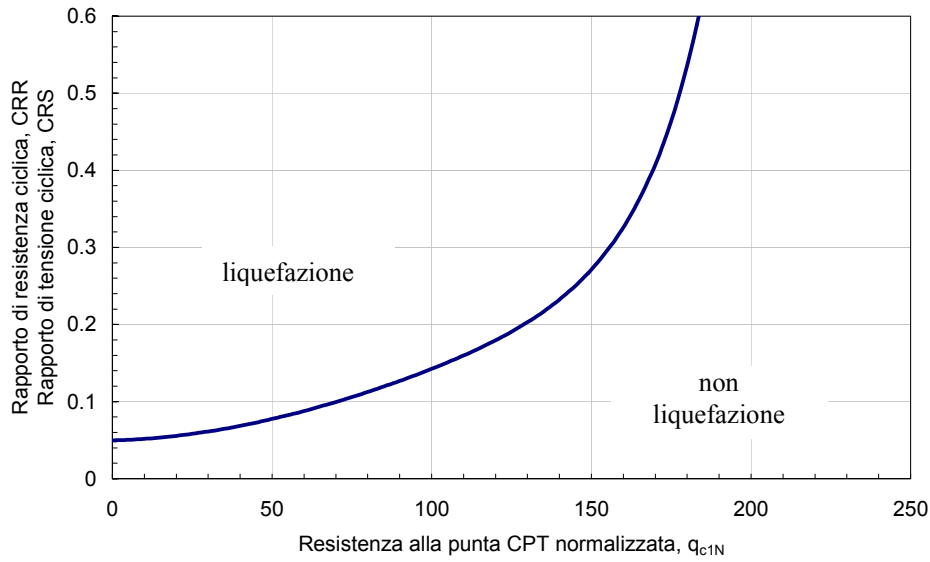
Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (da AGI, 2005)



$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$  dove:

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

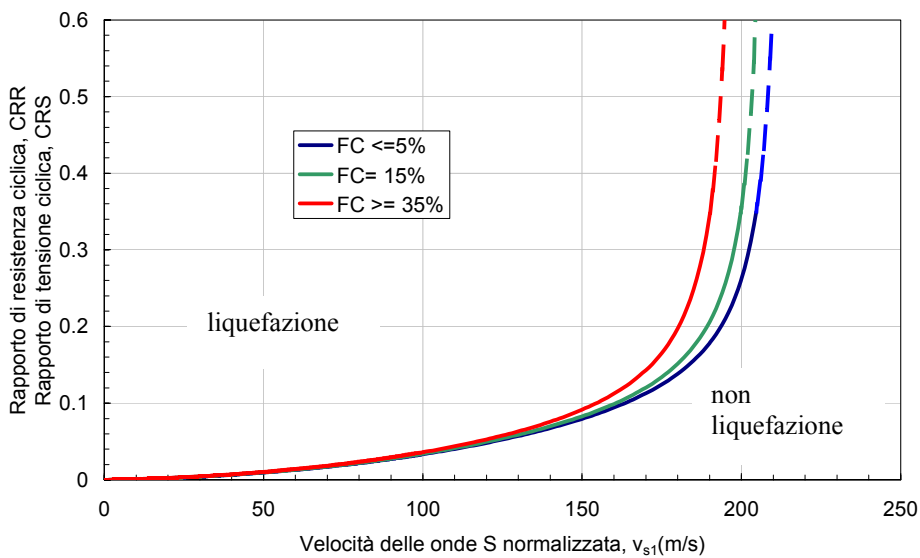
$C_N$  non deve superare il valore di 1,7 e  $p_a$  (pressione atmosferica  $\cong 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  devono avere le stesse unità di misura e  $C_E C_B C_R C_S \approx 1$



$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{p_a}$$

dove  $p_a$ ,  $q_c$  (pressione atmosferica di riferimento  $\cong 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  sono espresse nelle stesse unità di misura ed è

$$C_Q = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.294 (q_{c1N})^{0.264}}$$



$$v_{s1} = C_V v_S$$

dove  $p_a$  (pressione atmosferica di riferimento  $\cong 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  sono espresse nelle stesse unità di misura ed è

$$C_V = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25}$$

Figura 2 - Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione  $CRR$  di un terreno sabbioso saturo in funzione della percentuale di fini FC e sulla base dei valori di  $N_{SPT}$ ,  $q_c$  e  $V_S$  corretti

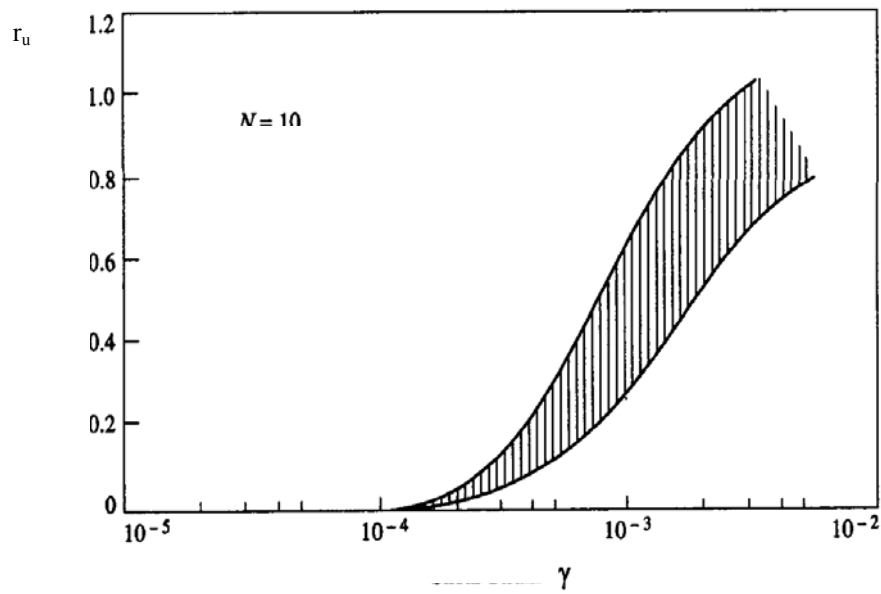


Figura 3 –Valore del rapporto di pressione interstiziale  $r_u$  in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terremoto  $\gamma_{\max} = 0.65 \frac{a_{\max s}}{g} \sigma_v r_d \frac{1}{G}$

Tabella 1 - Fattore di correzione MSF (Seed e Idriss, 1982)

Magnitudo	MSF
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19

Tabella 2 –Rapporto di pressione interstiziale  $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0}$  in funzione di  $\gamma_{max}$

$\gamma_{max}$ [%]	$r_u$
$5 \cdot 10^{-2}$	0.2
$1 \cdot 10^{-1}$	0.4
$2 \cdot 10^{-1}$	0.6
$4 \cdot 10^{-1}$	0.8
5	0.95

Tabella 3 –Fattore di riduzione del modulo di taglio G nei primi 20 m in funzione dell'accelerazione  $a_{maxs}$

$a_{maxs}$ [g]	G/G <sub>0</sub>
0.10	0.80
0.20	0.50
0.30	0.35
0.40	0.28

Tabella 4 - 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	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

Tabella 5 – Valori del parametro di degradazione t per i terreni coesivi in funzione della ampiezza della deformazione di taglio  $\gamma$ , dell'indice di plasticità  $I_p$  e del grado di sovraconsolidazione OCR

$\gamma$ [%]	$I_p$ [%]	OCR=1	OCR=2	OCR=4
1	10÷24	0.25	0.12	0.03
1	25÷60	0,07	0.06	0.02
2	10÷24	0.3÷0.35	0.20	0.15
2	25÷60	0.09	0.08	0.07

Tabella 6 – Valori del numero di cicli equivalenti corrispondenti ad un'ampiezza dello sforzo di taglio pari a  $0.65 \tau_{max} = 0.65 a_{max} \sigma_{vd} / (gG)$  ( $a_{max}$  è misurato in g)

Magnitudo	Numero dei cicli equivalenti	Accelerazione [g]
5.25	2-3	0.15
6.0	5	0.25
6.5	8	0.30
7.0	12	0.35
7.5	15	0.45

Tabella 7 – Valori del rapporto di compressione volumetrica  $\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H}$  in funzione dell'accelerazione  $a_{max}$  e del numero dei colpi corretto  $(N_1)_{60}$

$a_{max}$ [g]	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_v$
	$(N_1)_{60} = 10$	$(N_1)_{60} = 20$	$(N_1)_{60} = 40$
0.05	0.02	0.01	-
0.10	0.03	0.015	-
0.15	0.05	0.02	-
0.20	0.07	0.03	0.005
0.25	0.12	0.04	0.007
0.30	0.15	0.05	0.010
0.35	0.18	0.06	0.015
0.40	0.23	0.075	0.02