PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Questo capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica.

7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) **e questi devono essere individuati**, ***riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso***, ***includendo il volume significativo di terreno*** (v. Par. 6.2.2 e fig. 1), **le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.**

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

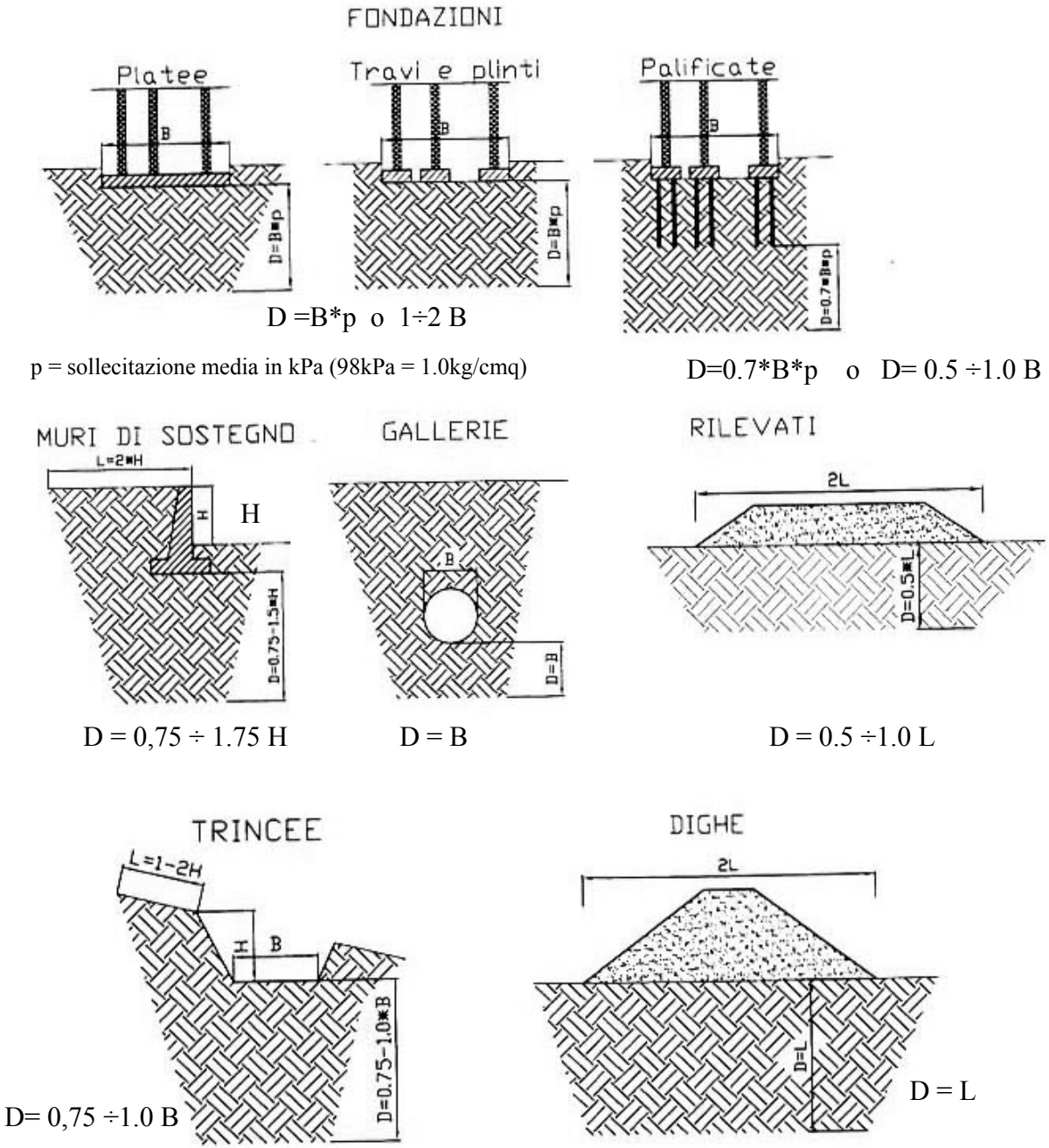
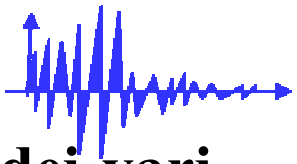


Fig.1 - Volume significativo di alcune opere

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE



Se mancano espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite per le NTC 2008 si considera conseguito:

-nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD;*

SLE ⇒ SLD

-nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

SLU ⇒ SLV

Fanno eccezione le costruzioni di Classe d'uso III e IV, ***per gli elementi non strutturali e gli impianti***, delle quali è richiesto anche il rispetto delle **verifiche** di sicurezza relative allo ***SLO*.**

7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

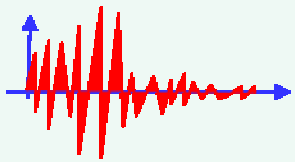
Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel paragrafo 7.1 .

Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) devono essere effettuate ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni A

ed impiegando i parametri geotecnici M e le resistenze di progetto R, con i valori dei coefficienti parziali già indicati nel Cap. 6.

LE AZIONI SI AMPLIFICANO SOLO IN CONDIZIONI STATICHE

In presenza di sisma



le azioni non si amplificano!

7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal geotecnico *in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito*, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, ***quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati.***

In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo (3.2.2 NTC).

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo.

***Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi* :**

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle **analisi** condotte **in termini di tensioni efficaci,** la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

(7.11.1) $$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \varphi'$$

dove σ'_n è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri c' e φ' tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, **valutata in condizioni di sollecitazione ciclica**

$$\tau_f = c_{u,c}$$

dove *cu,c include gli effetti di degradazione dei terreni.*

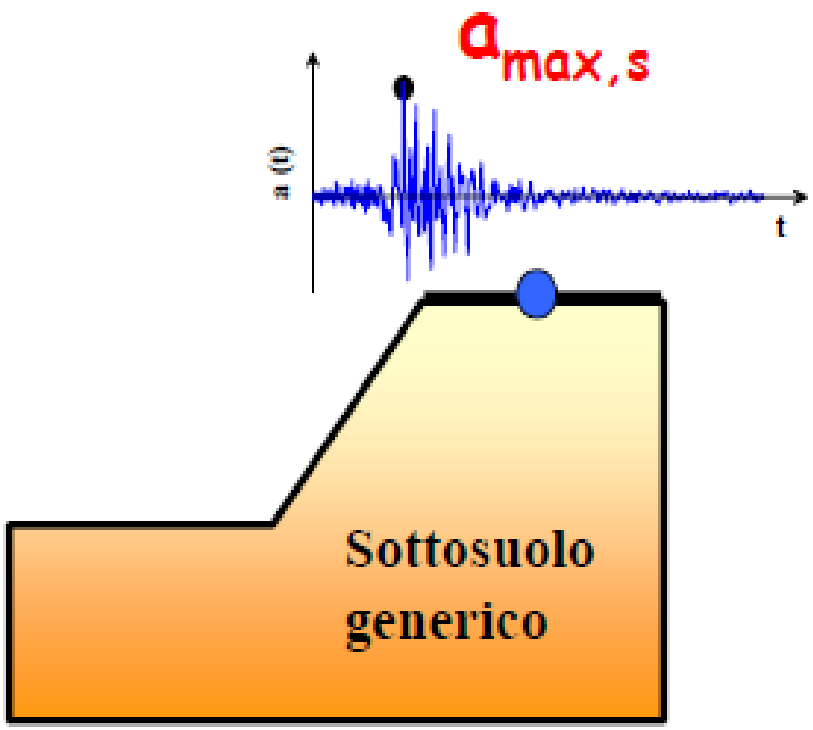
7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

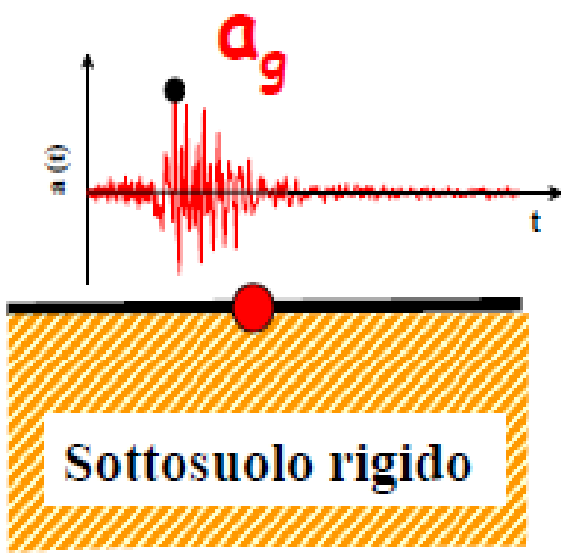
7.11.3.1 Risposta sismica locale (RSL)

Il moto generato da un terremoto in un sito **dipende** dalle particolari condizioni locali, cioè **dalle caratteristiche morfologico-topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono**. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A ; § 3.2.2 NTC).

Accelerazione massima in superficie

$$a_{max,s} = S\ a_g = S_S\ S_T\ a_g$$





OPERE E SISTEMI GEOTECNICI - RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO – (C7.11.3)

Nelle NTC, specifiche analisi di risposta sismica locale RSL sono fortemente raccomandate per categorie speciali di sottosuolo (Tabella 3.2.III delle NTC), per determinati sistemi geotecnici, o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione del moto sismico in un dato sito.

Nelle analisi condotte in condizioni bi-dimensionali è possibile tenere conto dell'amplificazione stratigrafica e morfologica (superficiale e/o profonda) del sito, in quelle mono-dimensionali, invece, si tiene conto soltanto degli effetti stratigrafici.

Indagini specifiche (C7.11.3.1.1)

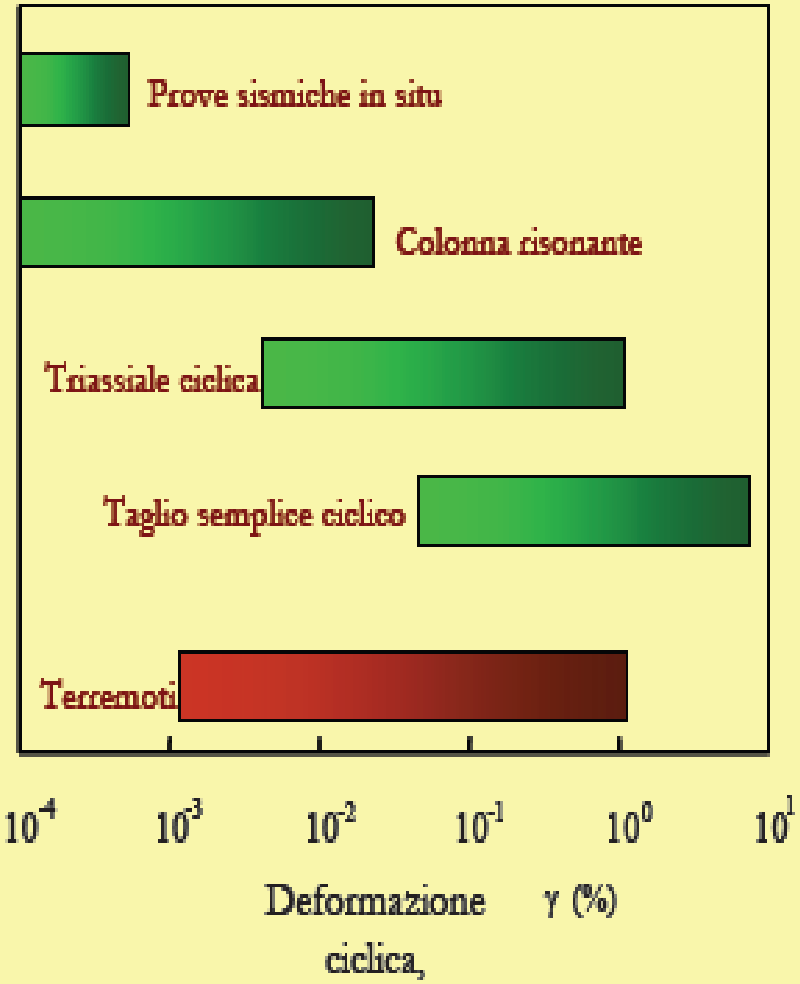
Le indagini geotecniche devono consentire la definizione di:

- condizioni stratigrafiche e modello di sottosuolo;
- proprietà fisiche e meccaniche degli strati di terreno;
- regime delle pressioni interstiziali;
- profondità e morfologia del substrato rigido o di un deposito ad esso assimilabile.

Dette analisi di RSL richiedono un'adeguata **conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche**, da determinare **mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio**, programmate in funzione del tipo di opera e/o intervento e della procedura di analisi adottata. In particolare, è fortemente raccomandata l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidezza a bassi livelli di deformazione. **Le prove di laboratorio sono** anche **raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi.**

Le prove di laboratorio possono consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche ecc. Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidezza *a bassi livelli di deformazione*.

Prove geotecniche di laboratorio



PROVE A BASSI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

- Colonna risonante
- Ultrasuoni
- Bender Elements

PROVE AD ALTI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

- Prova triassiale ciclica
- Taglio diretto/semplice ciclico
- Taglio torsionale ciclico

(da Ishihara, 1996)

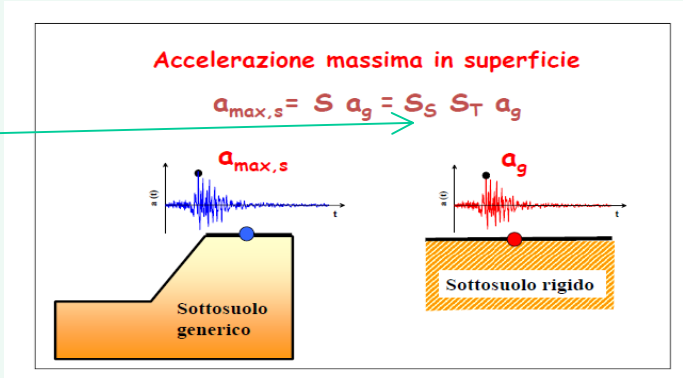
7.11.3.2 Amplificazione stratigrafica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC). ***Il moto sismico alla superficie di un sito***, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, ***è definito mediante l'accelerazione massima (amax) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa.***

Il valore dell'**accelerazione massima *amax*** può essere ricavato dalla relazione

(1° step)

$$amax = Ss \cdot ag$$



dove

ag è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido

Ss è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

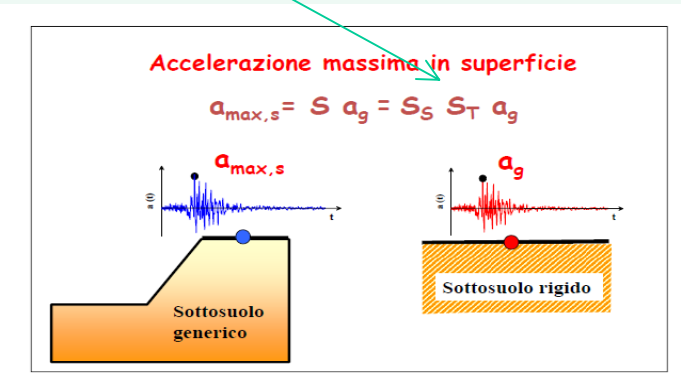
7.11.3.3 Amplificazione topografica

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il **coefficiente di amplificazione topografica *ST***.

Il parametro ST deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m. Tenendo conto di Ss si avrà *(2° step)*

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$$S = S_T \cdot S_s \qquad a_{max} = S \cdot a_g$$



<u>Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°</u>, altrimenti si applicano i criteri indicati al punto 3.2.2.

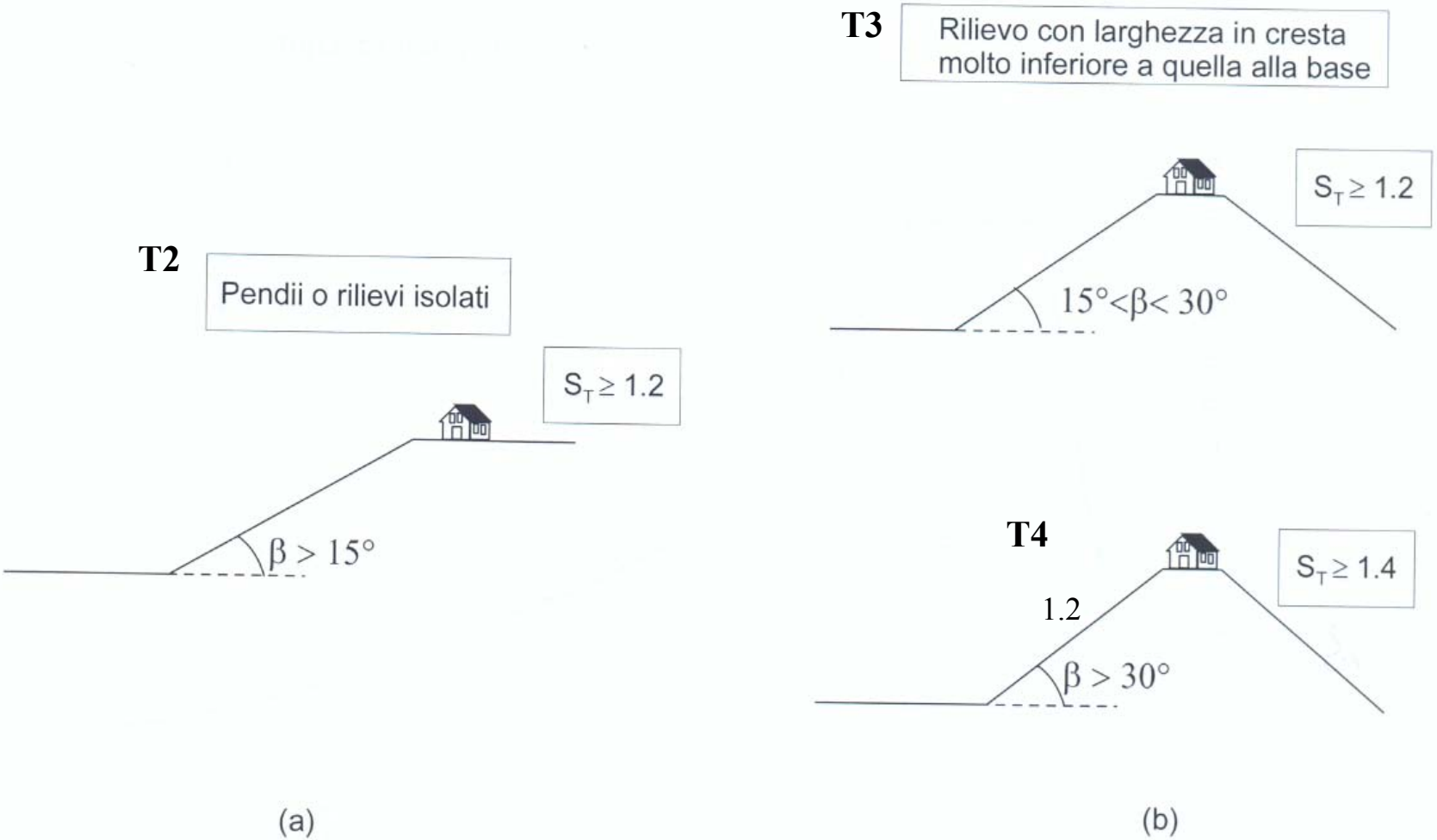


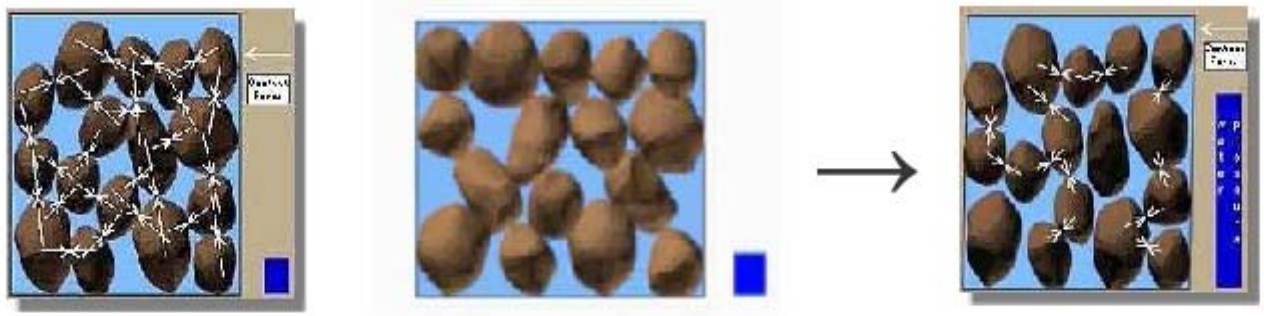
Fig.1 – Valori del fattore di amplificazione topografica S_T secondo l'EC8 per (a) pendii e rilievi isolati e (b) rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base.

Il fenomeno della liquefazione in prima approssimazione

Terreni suscettibili di liquefazione

il termine "liquefazione" denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione 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."



7.11.3.4 .2 Stabilità nei confronti della liquefazione

La verifica *a liquefazione* ***può essere omessa*** *quando si manifesti* ***almeno una*** *delle seguenti cinque circostanze:*

1. **eventi sismici attesi di magnitudo *M inferiore a 5*;**
2. **accelerazioni massime attese al piano campagna *in assenza di manufatti* (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;**
3. **profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;**
4. **depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata* *(N1)60 > 30* oppure *qc1N > 180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove* penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e *qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche* statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;**

5. **distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità *Uc < 3,5 ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con* coefficiente di uniformità *Uc > 3,5.***

UC rapporto D60/D10, dove D60 e D10 sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa

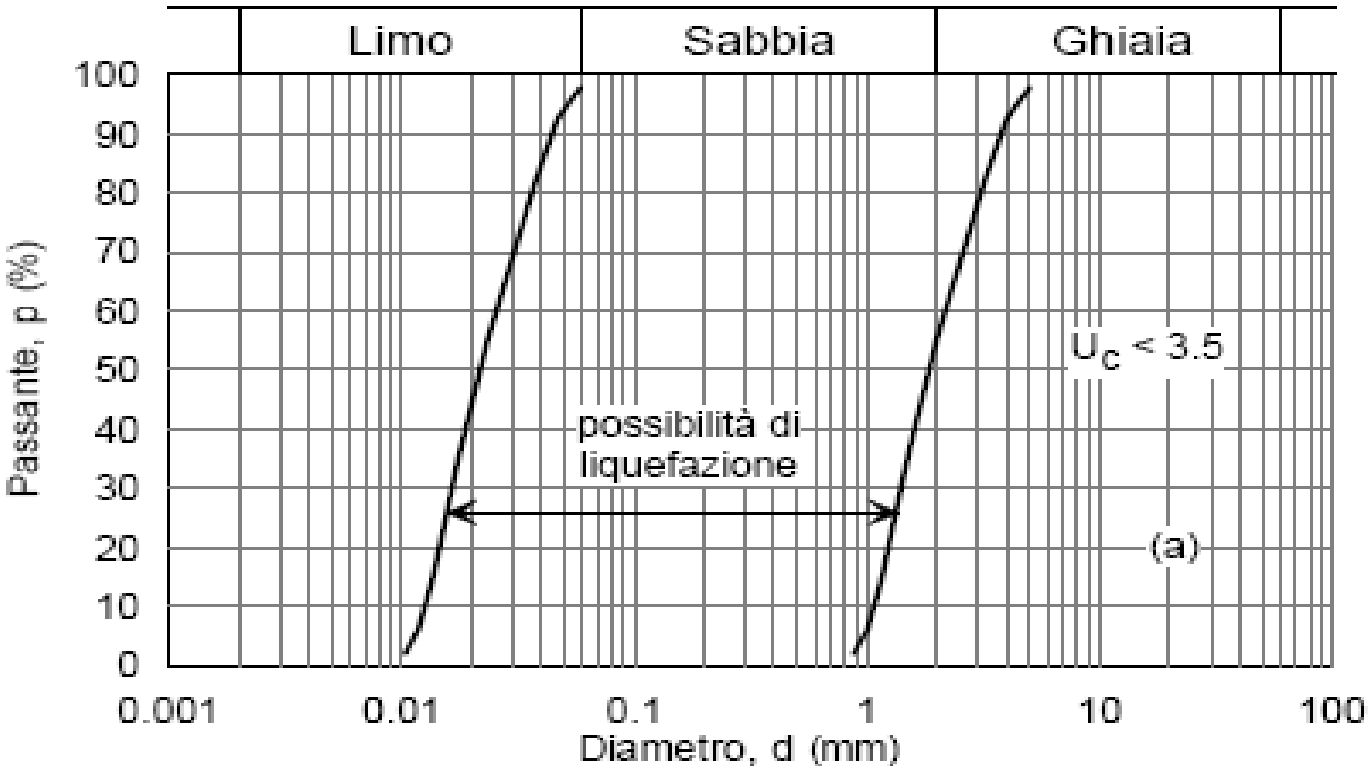


Fig. 7.11.1(a)

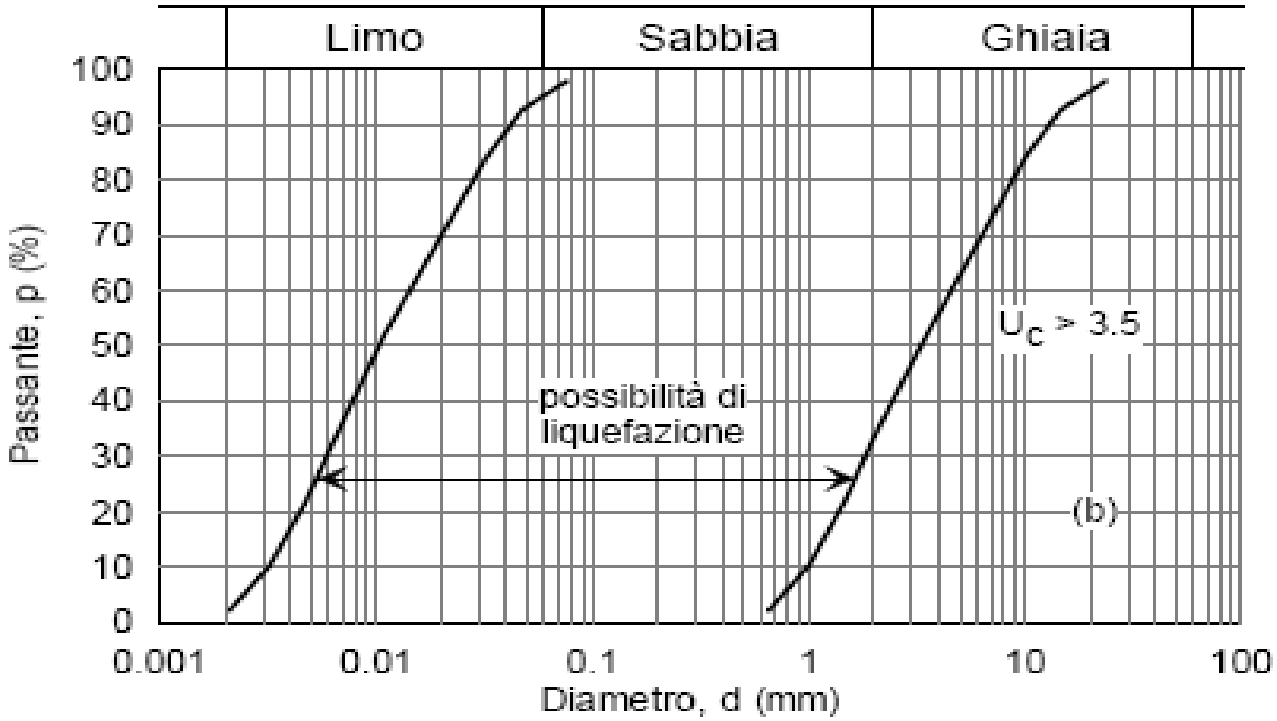


Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

NOTA:----------

- ***Resistenza penetrometrica normalizzata**

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito vengono normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e della caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = NSPT * 1.08 * Cr * Cb * Cn$$

dove: **N'(60) = valore di resistenza normalizzato**
Cr = fattore di correzione funzione della profondità
Cb = fattore di correzione funzione del diametro del foro
Cn = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno (v.Cestari)
1.08 = valore di correzione funzione delle caratteristiche di restituzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

N_{60} Correction Factors

TABLE 4.4 BOREHOLE, SAMPLER, AND ROD CORRECTION FACTORS

Factor	Equipment Variables	Value
Borehole diameter factor, C_B	2.5 - 4.5 in (65 - 115 mm)	1.00
	6 in (150 mm)	1.05
	8 in (200 mm)	1.15
Sampling method factor, C_S	Standard sampler	1.00
	Sampler without liner (~~not recommended~~) (generally used)	1.20
Rod length factor, C_R	10 - 13 ft (3 - 4 m)	0.75
	13 - 20 ft (4 - 6 m)	0.85
	20 - 30 ft (6 - 10 m)	0.95
	> 30 ft (> 10 m)	1.00

Adapted from Skempton (1986).

I valori di NSPT possono essere normalizzati per tener conto dell'influenza della pressione del terreno sovrastante, riferendoli ad un valore unitario della pressione litostatica efficace $\sigma o'$=0,1 MPa, utilizzando, in alternativa alla precedente, la seguente formula (Jamiolkowski ,1985) :

$$\mathbf{Nn = Cn \cdot NSPT}$$

con
NSPT = numero di colpi
Nn = numero di colpi normalizzato
$Cn = 1/(\sigma 0')^{0,56}$

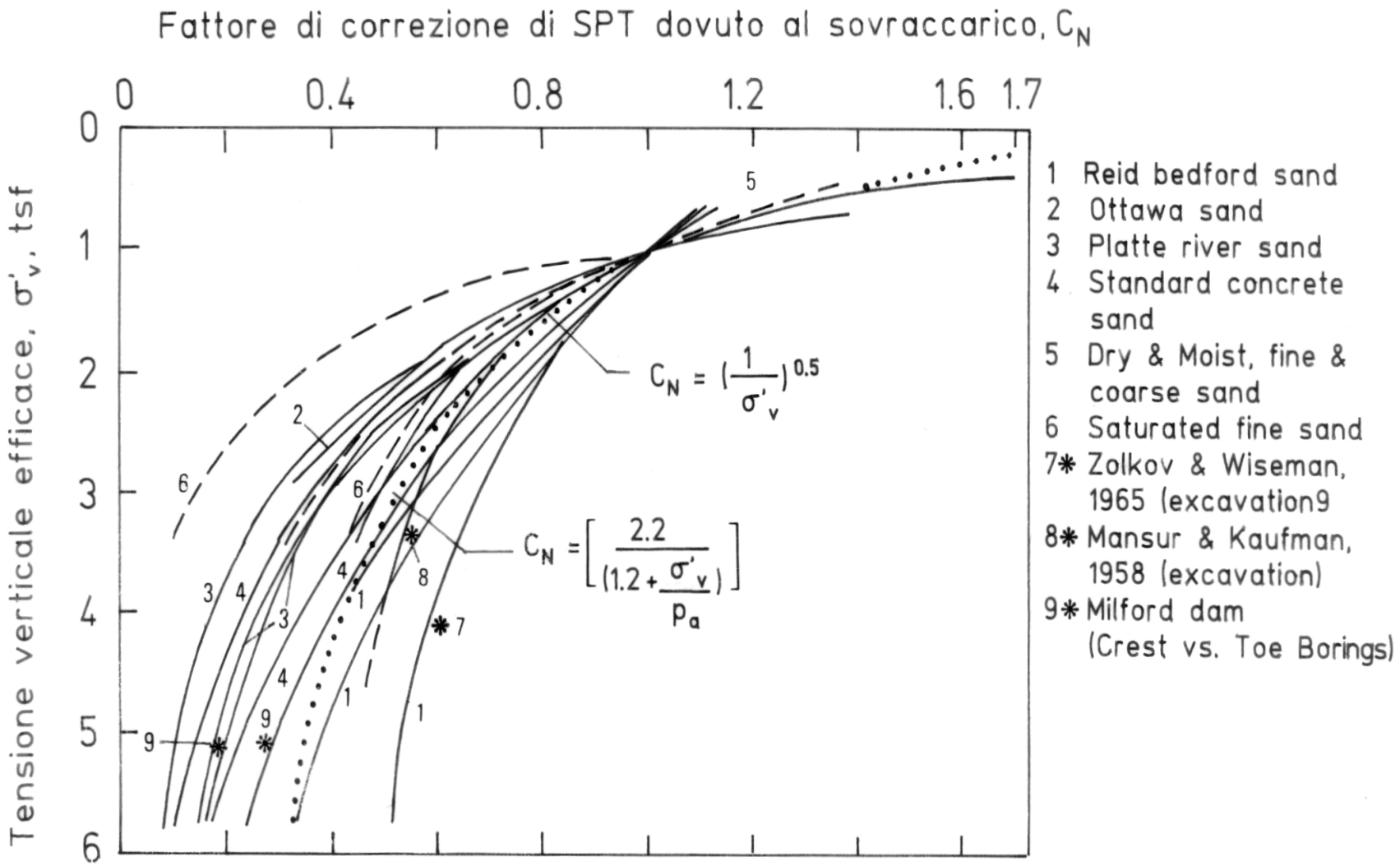
Molto diffusa è la seguente formula di Baldi et al. (1989) :

$$\mathbf{(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S}$$

N_m = Nspt , ossia il valore misurato dell'indice di prova
C_R, da applicare per aste di lunghezza minore di 10 m o maggiore di 30 m
C_B, da applicare se il diametro del foro è superiore a 125 mm
C_S, da applicare se si utilizza un campionatore senza astuccio
C_N per tenere conto dell'influenza della pressione verticale efficace alla profondità di prova.
I valori consigliati dei coefficienti correttivi sono elencati nella Tabella VII.
In essa , in relazione a C_N, P_a rappresenta la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di misura della pressione verticale efficace alla profondità di prova, σ'_{vo}.

FATTORE	ATTREZZATURA	SIMBOLO	VALORE
Pressione litostatica efficace		C_N	$\sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} < 1.7$
Rapporto energetico	Maglio Donut Maglio Safety Maglio a rilascio autom. Donut	C_E	da 0.5 a 1.0 da 0.7 a 1.0 da 0.8 a 1.3
Diametro del foro	da 65 mm a 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1.0 1.05 1.15
Lunghezza delle aste	da 3 m a 4 m da 4 m a 6 m da 6 m a 10 m da 10 m a 30 m > 30 m	C_R	0.75 0.85 0.95 1.0 < 1.0
Metodo di campionamento	Campionatore standard Campionatore senza astuccio	C_S	1.0 da 1.1 a 1.3 -------

Tabella VII . Fattori moltiplicativi di correzione dell'indice SPT.



Curve C_N ottenute da misure in sito ed in laboratorio, per vari tipi di sabbie. Curva $C_N=(1/\sigma'_v)^{0.5}$ (Da Castro, 1995 modificato).

Soil Liquefaction *Niigata Earthquake (1964) - bearing capacity failure*

Soil Liquefaction

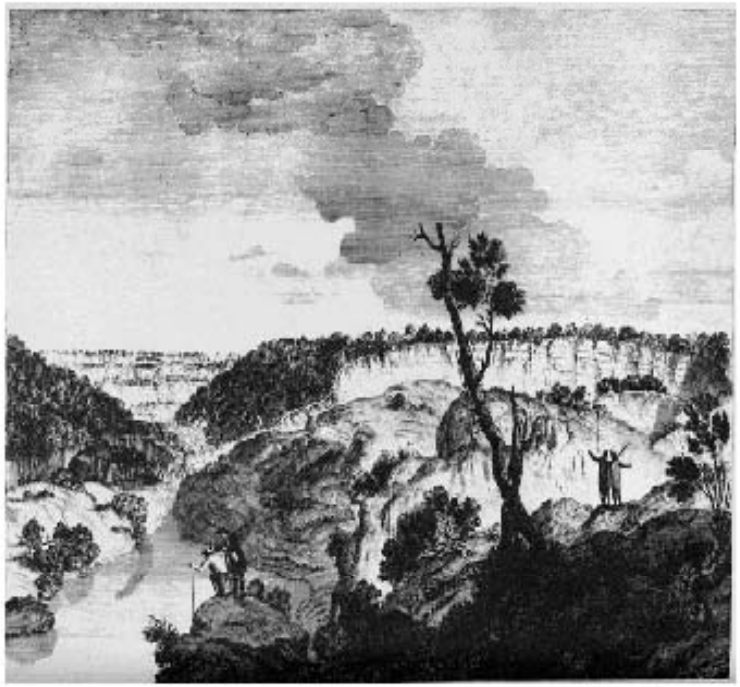
Colima Earthquake, Mexico (2003)

Manzanillo Port - Lateral spreading phenomena

Soil Liquefaction

Terremoto della Calabria del 1783

(Imax = XI MCS ; Ms=7,3)



Pozzo apertosi a Polistena in contrada Giuseppina

Landslides and Liquefaction phenomena in sand deposits

7.11.3.4.3 Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni del precedente paragrafo (§ 7.11.3.4.2 NTC) **risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.**

La verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. **La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.**

7.11.3.5 Stabilità dei pendii

7.11.3.5.1 Azione sismica

Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio, il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido, *ag*, può essere moltiplicato per un coefficiente S che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica, S_S e dell'amplificazione topografica S_T.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\ a_g$$

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, **gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde.**

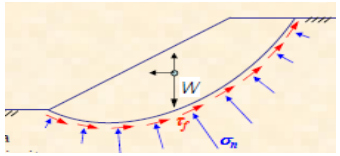
In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati (S_T =1).

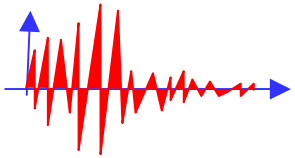
instabilità dei pendii

Terremoto di Anchorage, 1964
Magnitudo = 8.6

In molti terremoti le frane sono state la principale causa di danni.

Le condizioni di stabilità di un pendio in condizioni sismiche dipendono da:





CARATTERISTICHE DEL PENDIO

↓

proprietà meccaniche
proprietà di resistenza
proprietà di rigidezza
assortimento granulometrico
regime delle pressioni interstiziali
storia di carico pre-sisma
stato tensionale pre-sisma
condizioni stratigrafiche
geometria

CARATTERISTICHE DEL SISMA

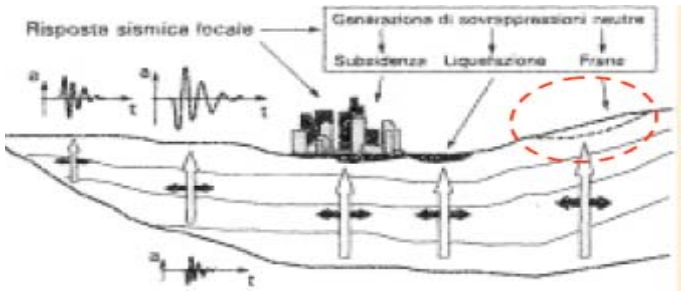
↓

intensità
durata
contenuto in frequenza

RISPOSTA SISMICA LOCALE

↓

In base alla RSL alcune proprietà possono subire modifiche importanti lungo il percorso di propagazione delle onde dal bedrock alla sommità del pendio.



L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, **proporzionale al peso *W del volume di terreno potenzialmente instabile*.**

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo (SLU) viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza FS,

$$Fs = \tau s / \tau m$$

τs resistenza al taglio disponibile

τm sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale)

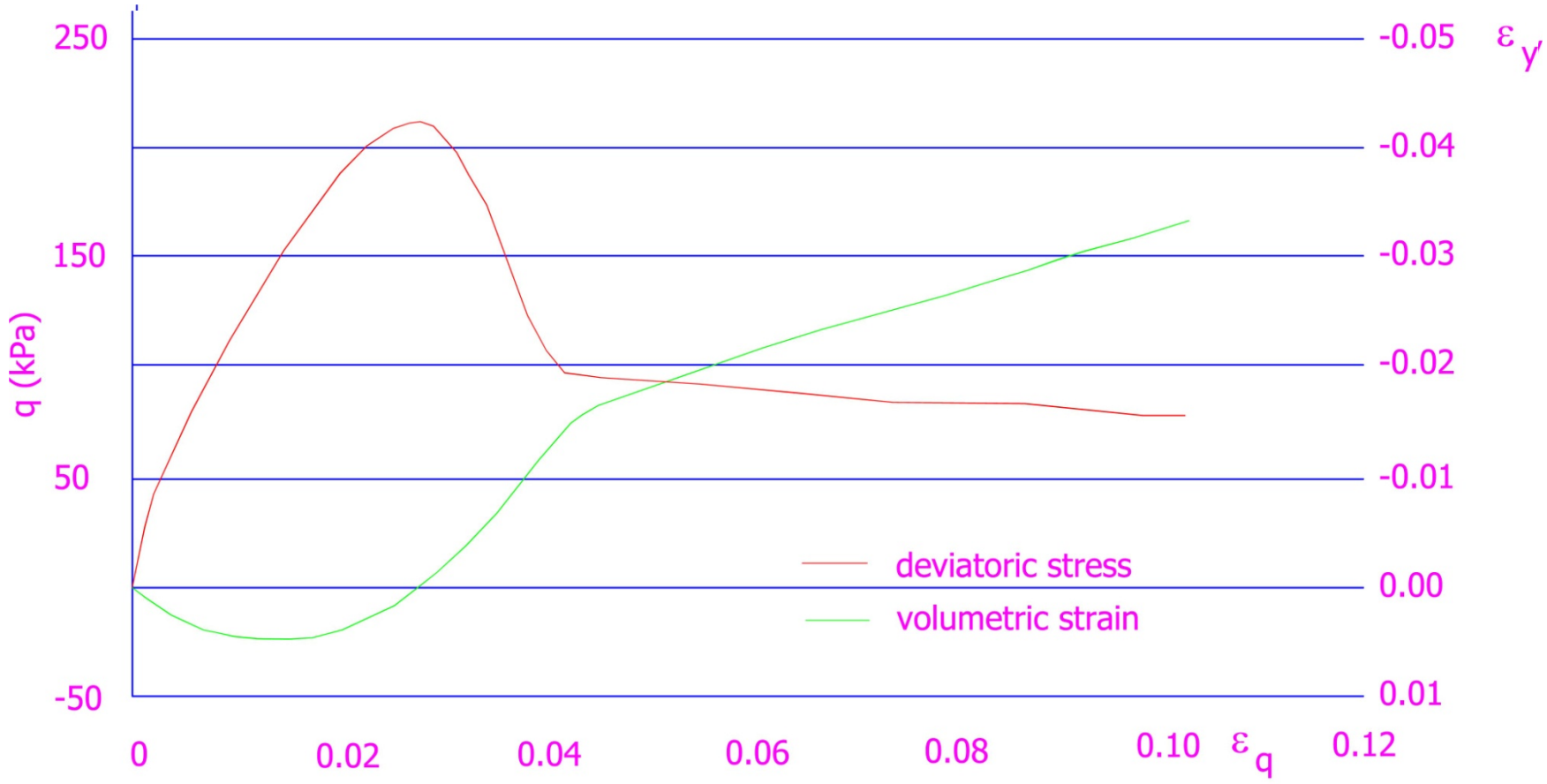
Nei pendii interessati da **frane attive o quiescenti**, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le **analisi in termini di tensioni efficaci** risultano più appropriate rispetto a quelle in tensioni totali. In tal caso, particolare riguardo deve essere posto nella scelta delle caratteristiche di resistenza dei materiali, facendo ***riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni***, in dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni.

In terreni saturi e per valori di *amax > 0.15×g, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma* si deve considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza.

In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali Δu, *per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della* resistenza non drenata δcu, *per le analisi in tensioni totali, possono essere stimati facendo ricorso* all'uso di relazioni empiriche.

Per le NTC 2008 nelle verifiche pseudostatiche si assumono solo i parametri caratteristici e si fa riferimento allo SLV.

Per l'EC8 nelle verifiche pseudostatiche di sicurezza allo SLV si assume **Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)** con **R2 = 1.1**



Prove triassiali CID sull'argilla di Ancona (EPOCH. 1996)

Nelle verifiche allo stato limite ultimo **(SLU-SLV)**

le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica si ricavano da:

$$Fh = kh \times W$$
$$Fv = kv \times W$$

Si applicano al baricentro del concio

Con W **= peso del volume di terreno potenzialmente instabile**

kh e kv **=coefficienti sismici orizzontale e verticale:**

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad \Leftarrow \qquad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm\, 0,5 \cdot k_h\,. \qquad (7.11.4)$$

dove

βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a max= accelerazione orizzontale massima **attesa al sito**;

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

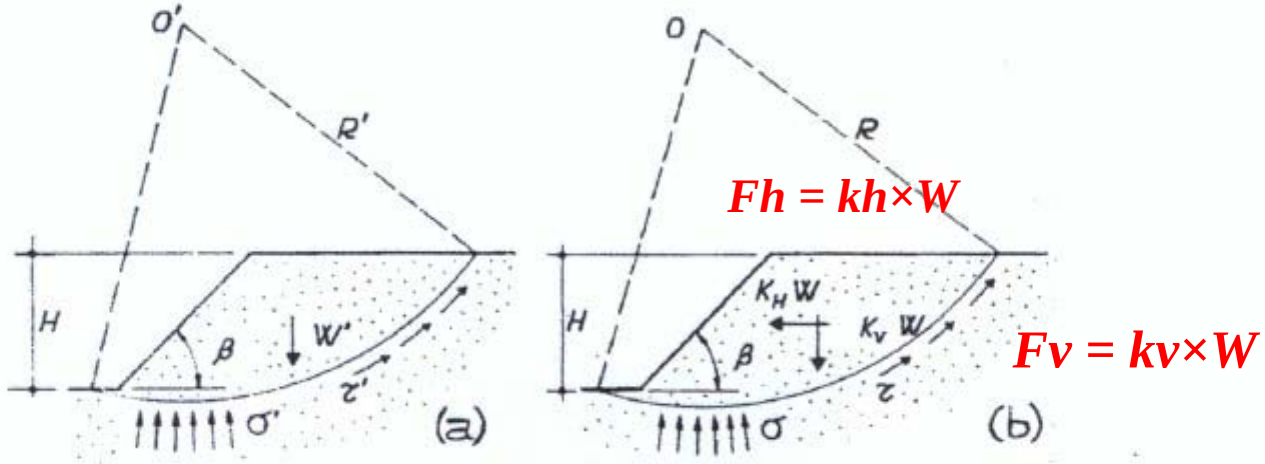
$$a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\ a_g$$

dove
S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (*SS) e* dell'amplificazione topografica (*ST), di cui al § 3.2.3.2;*
ag = accelerazione orizzontale massima attesa **su sito di riferimento rigido**.

Tabella 7.11.I – *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Metodo pseudo-statico



NTC 2008 $\quad k_h = \beta_s \cdot \dfrac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

β_s = coefficiente riduzione a_{max}

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)

Verifica di stabilità con i parametri caratteristici e assumendo come livello prestazionale SLV

$a_g(g)$	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Nelle analisi, si deve tenere conto dei ***comportamenti di tipo fragile***, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi.

Secondo NTC 2008 la condizione di stato limite (SLV) deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza.

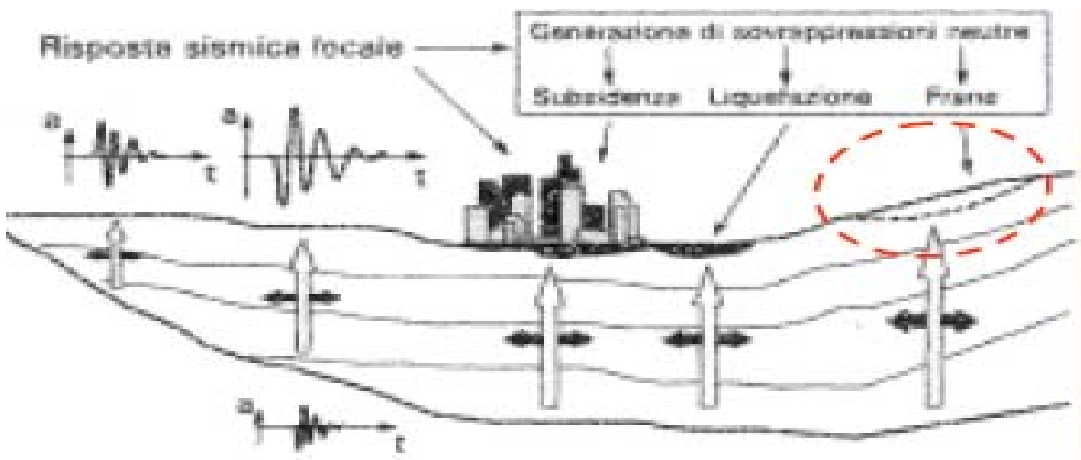
L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

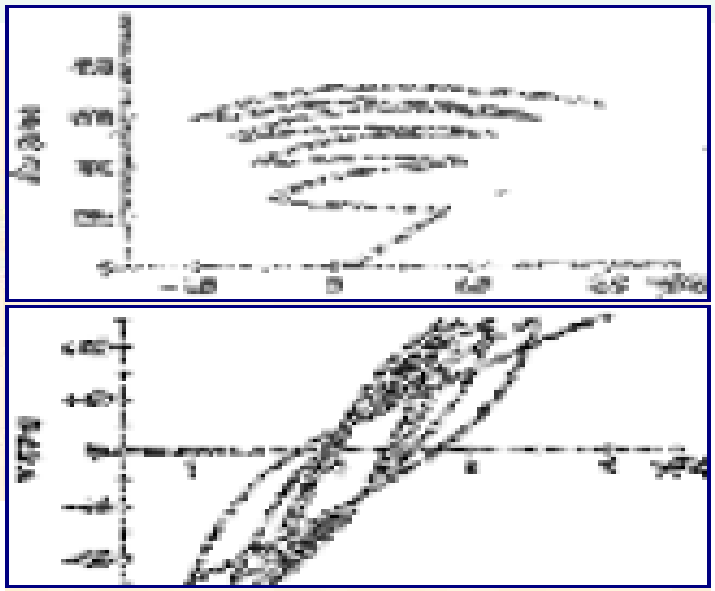
In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $amax > 0{,}15 \times g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Stabilità dei pendii in condizioni sismiche

Il comportamento dei pendii durante un evento sismico, e per un periodo successivo all'evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto.

Un'analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò **sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.**





IMPORTANTE

Nel caso delle verifiche di stabilità dei pendii in condizioni sismiche, **le prove di laboratorio devono permettere la determinazione delle caratteristiche di resistenza nelle condizioni di picco, di post-picco e nelle condizioni residue.**

Ciò vale anche per i ***fronti di scavo***.

Ricordiamo ancora che nell'analisi di stabilità di frane attive e quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, **si deve fare riferimento ai valori dei <u>parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni</u>**. *L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma*, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, *deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica*.

7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Le NTC 2008 dicono: 'Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali ' (Ma per i pendii naturali le NTC si comportano in maniera diversa, mentre per questo caso è prestabilito un Approccio ed una Combinazione DA1.C2).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni **impiegando i coefficienti parziali**. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

7.11.5 FONDAZIONI

La progettazione delle fondazioni in condizioni sismiche richiede :

-Verifica nei confronti della liquefazione e della stabilità dei pendii

*-Valutazione della **risposta sismica locale** del sito*

7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) e allo Stato Limite di Esercizio (SLD)

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno*

- collasso per scorrimento sul piano di posa*

-stabilità globale** (v.pag.seguente)

Il sisma determina la riduzione dei coefficienti di portanza Nc,Nq, Nγ (v.II parte)

***L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si effettua con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2,** tenendo conto dei valori dei **coefficienti parziali** riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Approccio 1:

- ***Combinazione 1: (A1+M1+R1)***

-***Combinazione 2: (A2+M2+R2)***

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

La **verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'***Approccio 1*- **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Nelle verifiche di **fondazioni su pali**, effettuate con l'**Approccio 1** ***Combinazione 2***, si deve fare riferimento ai coefficienti **R3** di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI. ***(A2+M2+R3)***. ***Per i pali M2 = M1*** **Quindi :**

Approccio 1 Combinazione 2 *(A2+M1+R3)*

Per le **fondazioni miste** di cui al paragrafo 6.4.3, si deve fare riferimento **al solo Approccio 2** ⇐ ***(A1+M1+R3)***

Stato Limite di Danno (SLD)

In aggiunta all'analisi della sicurezza del **complesso fondazione-terreno (per fondazioni superficiali)** e della sicurezza delle **fondazioni su pali** rispetto agli stati limite ultimi, devono essere condotte verifiche nei confronti degli **Stati Limite di Danno**.

In particolare, ***gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.***

7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

7.11.6.1 Requisiti generali

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

7.11.6.2 Muri di sostegno

I sistemi di **drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di **tollerare gli spostamenti transitori e permanenti** indotti dal sisma*, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

*Si deve *verificare preliminarmente l'esistenza di un adeguato margine di **sicurezza a liquefazione** dei terreni interagenti con il muro.*

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita utilizzando i metodi pseudo-statici ed i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU-SLV), i valori dei **coefficienti sismici orizzontale *kh e verticale kv*** possono essere valutati mediante le espressioni :

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h \qquad (7.11.7)$$

dove

βm = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a max= accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\ a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (*SS) e* dell'amplificazione topografica (*ST),* di cui al paragrafo *3.2.3.2;*

ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente βm assume i valori riportati nella sottostante Tab. 7.11-II.

Tabella 7.11.II - *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,31	0,31
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,18

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi *rispetto al terreno,* ***il coefficiente βm assume valore unitario****.*

$$\beta m = 1$$

I muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al paragrafo 7.11.3.5 -Stabilità dei pendii e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al paragrafo 7.11.5.

In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo(SLU→SLV), devono essere condotte verifiche (SLE) nei confronti dello stato limite di danno (SLD).

7.11.6.3 Paratie

Nei metodi pseudostatici **l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.**

Le componenti orizzontale e verticale *ah* *e* ***av*** *dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate* in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, ***ah*** *può essere legata all'accelerazione di picco amax attesa nel volume* di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot amax \quad (7.11.9)$$

g accelerazione di gravità,

Kh coefficiente sismico in direzione orizzontale,

$\alpha \leq 1$ coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera

$\beta \leq 1$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre *av = 0*.

$amax = S \cdot ag = SS \cdot ST \cdot ag$

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire **dall'altezza complessiva *H*** *della paratia e* dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del **massimo spostamento *us che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza*.**

Per us = 0 è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$us \leq 0{,}005 \times H. \quad (7.11.11)$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0{,}2$ deve assumersi $k_h = 0{,}2 \cdot a_{max}/g$.

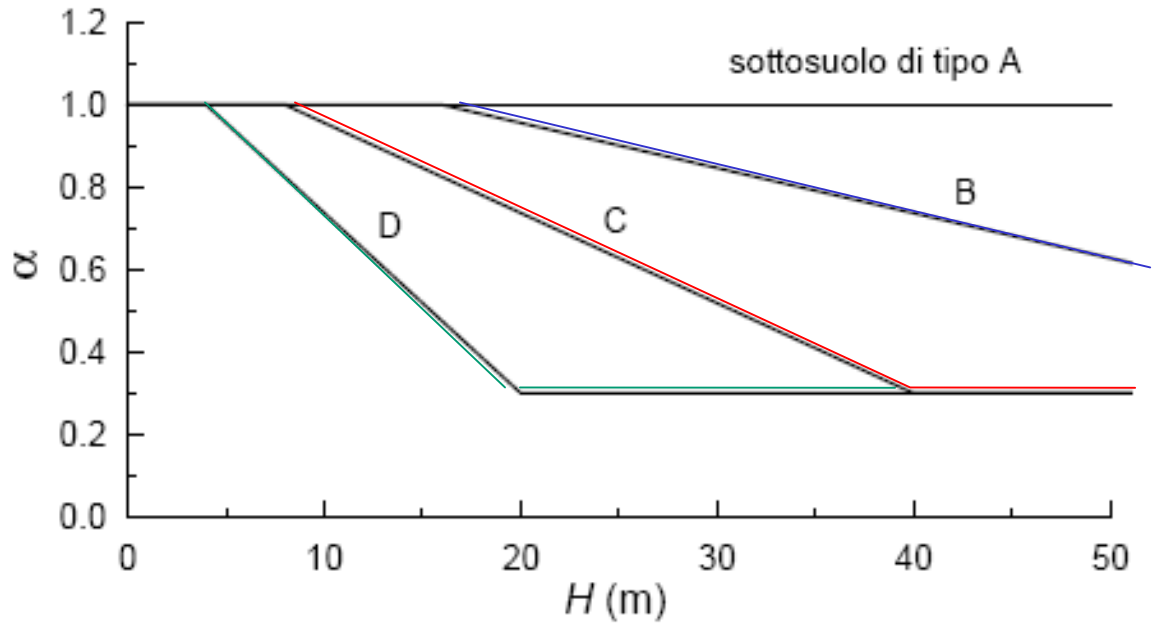


Figura 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità* α

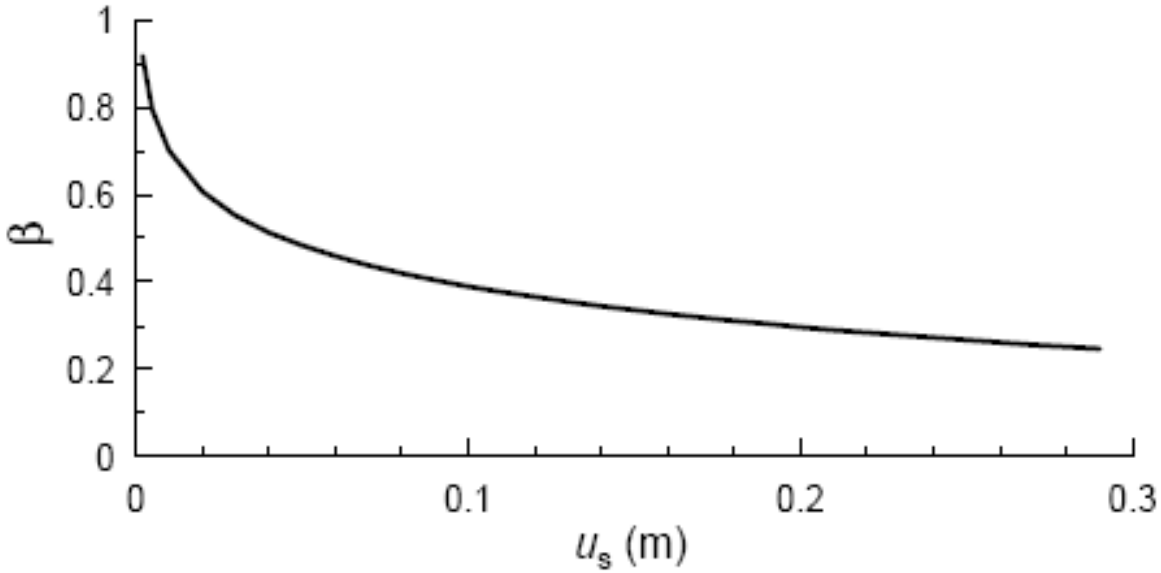


Figura 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

7.11.6.4 Sistemi di vincolo

Nel caso di strutture ancorate, **ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio** si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. **Detta *Ls* la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche *Le* può essere ottenuta mediante la relazione (7.11.12) :**

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

dove *amax è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito : amax = S . ag*

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- Verifiche alle Tensioni Ammissibili

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

ALLEGATO A: PERICOLOSITA' SISMICA

ALLEGATO B: TABELLE DEI PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

COSTRUZIONI ESISTENTI

8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.1 È definita costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la **struttura completamente realizzata**.

8.2 CRITERI GENERALI

Per quanto non diversamente specificato qui, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti.

Nel caso di interventi non dichiaratamente strutturali (impiantistici, di ridistribuzione degli spazi, ecc.) dovrà essere valutata la loro possibile interazione con gli SLU e gli SLE della struttura o parti di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
-le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE, i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, ***in alternativa***, **alla condizione di collasso (SLC).**

Griglia riepilogativa

Fondazioni Superficiali

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di ***rottura per carico limite*** **e** ***scorrimento***.
La verifica della condizione (6.2.1) può essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo *almeno uno dei due approcci*:

Approccio1:
- ***Combinazione 1 (A1+M1+R1)***
-***Combinazione 2 (A2+M2+R2)***

-**Approccio 2**:
(A1+M1+R3)

Se si sceglie l'Approccio 1 ←considerare entrambe le Combinazioni riferite rispettivamente alle verifiche strutturali **(STR)** e alle geotecniche **(GEO)**

Tabelle di riferimento : Coefficienti A(6.2.I),M(6.2.II), R(6.4.I)

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	**(A1)** STR	**(A2)** GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Progettazione per azioni sismiche - Fondazioni superficiali

-Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU):
Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite
Stato Limite Ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

-Si riducono i coefficienti di portata Nc, Nq, Nγ con i metodi di Richards et al., di Paolucci & Pecker o altri. ***(sec. NTC solo Nγ)***
- I coefficienti di amplificazione delle Azioni A sono sempre =1

-Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) -Stato Limite di Danno (SLD)

Fondazioni su pali

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

La verifica della condizione (6.2.1 : Ed≤Rd) può essere effettuata seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio1:

- *Combinazione 1: (A1+M1+R1)*
- *Combinazione 2: (A2+M1+R2)*

Se si sceglie l'Approccio 1 ←considerare entrambe le Combinazioni riferite rispettivamente alle verifiche strutturali **(STR)** e alle geotecniche **(GEO)**

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Tabelle di riferimento (v. pag. seguenti):

Per carichi assiali **Coefficienti A(6.2.I),M(6.2.II), R(6.4.II)**

Per carichi trasversali **Coefficienti A(6.2.I),M(6.2.II), R(6.4.VI,)**

Carichi assiali

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Carichi trasversali

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.VI - *Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali*

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
γ_T =1,0	γ_T =1,6	γ_T =1,3

Progettazione per azioni sismiche - Fondazioni su pali

Approccio 1:
- ***Combinazione 1*: (*A1*+*M1*+*R1*)**
-***Combinazione 2*: (*A2*+*M1*+*R3*) ***

⇑ (NTC 7.11.5.3.)

Approccio 2:
(*A1*+*M1*+*R3*).

Le azioni A non devono essere amplificate γF =1

* Nelle verifiche di **fondazioni su pali**, effettuate con l'**Approccio 1** ***Combinazione 2***, si deve fare riferimento ai coefficienti **R3** di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI. ***(A2+M1+R3).***

La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata secondo l'***Approccio 1***- **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

FONDAZIONI MISTE

La verifica deve essere condotta con

Approccio 2 - (*A1*+*M1*+*R3*) (§6.4.2.1 NTC)

Il valore di (R3) è riportato nella Tab. 6.4.I.

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

OPERE DI SOSTEGNO

1. -Verifiche agli stati limite (SLU) – Muri:
-SLU di tipo geotecnico (**GEO**) e di equilibrio di corpo rigido **(EQU)**
-SLU di tipo strutturale (**STR**)
La **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo
l'Approccio 1 - *Combinazione 2: (A2+M2+R2)*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:
Approccio 1: - *Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STRU)*
- *Combinazione 2: (A2+M2+R2) (GEO)*
Approccio 2: *(A1+M1+R3)*

→ ***Se il muro è ancorato al terreno*** (tiranti) ***si deve effettuare la verifica con il solo →Approccio 1 (Combinazione 1 + Combinazione 2).***

Tabelle di riferimento : Coefficienti A(6.2.I),M(6.2.II), R(6.8.I)

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	**(A1)** STR	**(A2)** GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	**R2**
γ_R	1.1

Progettazione per azioni sismiche - *Muri*

Valori dei coefficienti sismici orizzontale ***kh*** *e verticale* ***kv:***

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

Tabella 7.11.II - *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,31	0,31
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,18

dove

βm = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (**Tab. 7.11.II**);

a max= accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

Ricordiamo che in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\ a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (*SS*) *e* dell'amplificazione topografica (*ST*), di cui al paragrafo *3.2.3.2;*

ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

2. -Verifiche agli stati limite (SLU) – <u>Paratie</u>:

-SLU di tipo geotecnico (**GEO**) e di tipo idraulico **(UPL e HYD)**
-SLU di tipo strutturale (**STR**)
La **verifica di stabilità globale** del complesso opera -terreno deve essere effettuata secondo
l'Approccio 1 - ***Combinazione 2: (A2+M2+R2)***

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo il seguente approccio:
Approccio 1: - ***Combinazione 1: (A1+M1+R1)*** ***(STRU)***
- ***Combinazione 2: (A2+M2+R1)*** ***(GEO)*** ⇐

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Si sottolinea che la Norma per le Paratie non consente la scelta tra i due approcci, ma impone esclusivamente l' <u>Approccio 1</u>.

Progettazione per azioni sismiche - *Paratie*

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale ***ah*** *e* ***av*** *dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate* in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, ***ah*** *può essere legata all'accelerazione di picco amax attesa nel volume* di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot amax \quad (7.11.9)$$

g accelerazione di gravità,

Kh coefficiente sismico in direzione orizzontale,

$\alpha \leq 1$ coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera

$\beta \leq 1$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre *av = 0*.

$amax = S \cdot ag = SS \cdot ST \cdot ag$

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'**altezza complessiva H della paratia** *e* dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento *us che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.*

Per us = 0 è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$us \leq 0{,}005 \times H. \quad (7.11.11)$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0{,}2$ deve assumersi $k_h = 0{,}2 \cdot a_{max}/g$.

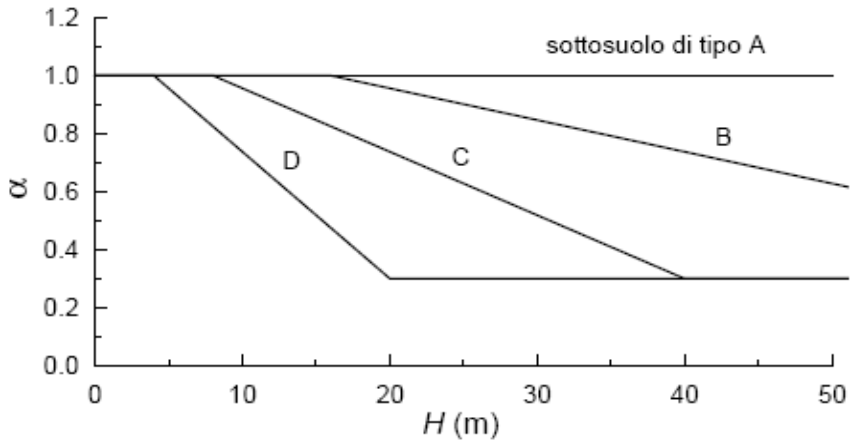


Figura 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α*

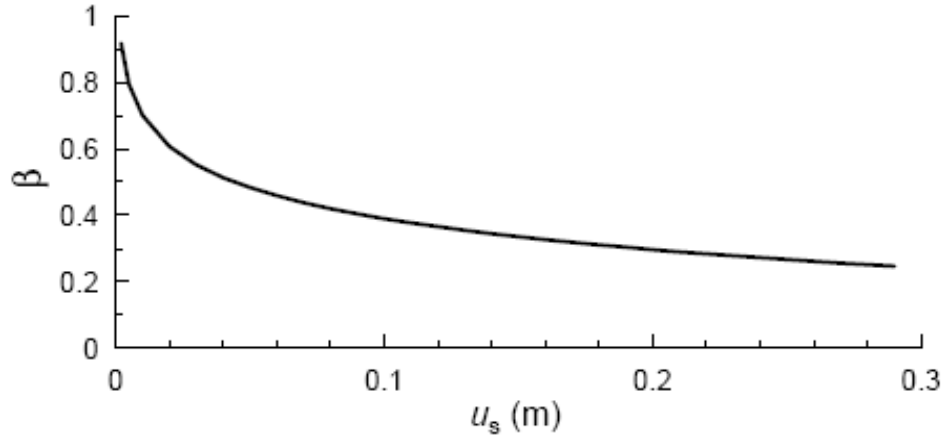


Figura 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

SISTEMI DI VINCOLO

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare **rispettata la** condizione (**6.2.1**) con specifico riferimento ad uno ***stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio***. **La verifica** di tale condizione può essere effettuata con riferimento all'**Approccio 2 Combinazione 1 o unica (A1+M1+R3)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

con R3 = 1.1 tiranti temporanei

R3 = 1.2 " permanenti

In presenza di azione sismica, nel caso di strutture ancorate, **ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio,** detta ***Ls*** la ***lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche***, ***la*** corrispondente ***lunghezza libera in condizioni sismiche Le*** può essere ottenuta mediante la relazione (7.11.12) *:*

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

dove *amax è l'accelerazione massima attesa al sito.*

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

QUADRO SINOTTICO OPERE-APPROCCI

Fondazioni superficiali ⇐

APPROCCIO 1 : *DA1*.C1 (A1+M1+R1)

.C2 (A2+M2+R2) oppure a scelta

APPROCCIO 2 : *DA2*. C1 (A1+M1+R3) o combinazione unica

per verifiche di stabilità globali si deve usare DA1-C2

→ ***con sisma*** γA = 1 non si amplificano le Azioni

Si devono ridurre i coefficienti di portanza (sec. le NTC solo Nγ)

Fondazioni su pali ⇐

APPROCCIO 1 : *DA1*. C1 (A1+M1+R1)

. C2 (A2+M1+R2) oppure a scelta

APPROCCIO 2 : *DA2* . C1 (A1+M1+R3) o combinazione unica

→ ***con sisma*** γA = 1 non si amplificano le Azioni

***DA1*. C2** *diventa* **(A2+M1+R3)**

per verifiche di stabilità globali si deve usare DA1.C2, ma con (A2+M2+R2)

Opere di sostegno ⇐

Muri come Fondazioni superficiali. Se Muro ancorato solo DA1. C1+C2

→ ***con sisma*** γA = 1 non si amplificano le Azioni. Serve **kh = βm.amax/g**

Paratie DA1.C1 (A1+M1+R1) +C2 (A2+M2+R1) . No DA2. ←

per verifiche di stabilità globali si deve usare DA1.C2 (A2+M2+R2)

→ ***con sisma*** γA = 1 non si amplificano le Azioni. Serve **ah = *α·β·amax* .**

APPENDICE

CLASSI D'USO III e IV

Classi d'uso III e IV

Quali sono le opere strategiche o rilevanti relative a dette Classi?

Per le opere statali l'elenco è contenuto nel Decreto n. 3685/2003 del Capo Dipartimento della Protezione Civile.

Per le opere di interesse regionale si fa riferimento agli Allegati prodotti dalle Regioni in ottemperanza all'Ordinanza 3274/03 , art. 2, comma 3 .

Si riportano appresso le opere statali, con l'avvertenza che gli elenchi A si riferiscono alla Classe d'uso IV, mentre gli elenchi B alla Classe III.

Elenco A = Classe IV

Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di **interesse strategico di competenza statale**, la cui funzionalita' durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalita' di protezione civile.

1. **Edifici**.

Edifici in tutto o in parte ospitanti funzioni di comando, supervisione e controllo, sale operative, strutture ed impianti di trasmissione, banche dati, strutture di supporto logistico per il personale operativo (alloggiamenti e vettovagliamento), strutture adibite all'attivita' logistica di supporto alle operazioni di protezione civile (stoccaggio, movimentazione, trasporto), strutture per l'assistenza e l'informazione alla popolazione, strutture e presidi ospedalieri, il cui utilizzo abbia luogo da parte dei seguenti soggetti istituzionali:

1) organismi governativi;
2) uffici territoriali di Governo;
3) Corpo nazionale dei Vigili del fuoco;
4) Forze armate;
5) Forze di polizia;
6) Corpo forestale dello Stato;
7) Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici;
8) Registro italiano dighe;
9) Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia;
10) Consiglio nazionale delle ricerche;
11) Croce rossa italiana;
12) Corpo nazionale soccorso alpino;
13) Ente nazionale per le strade e societa' di gestione autostradale;
14) Rete ferroviaria italiana;
15) Gestore della rete di trasmissione nazionale, proprietari della rete di trasmissione nazionale, delle reti di distribuzione e di impianti rilevanti di produzione di energia elettrica;
16) associazioni di volontariato di protezione civile operative in piu' regioni.

2. **Opere infrastrutturali**.
1. Autostrade, strade statali e opere d'arte annesse;
2. Stazioni aeroportuali, eliporti, porti e stazioni marittime previste nei piani di emergenza, nonche' impianti classificati come grandi stazioni.
3. Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti interregionali, la produzione, il trasporto e la distribuzione di energia elettrica fino ad impianti di media tensione, la produzione, il trasporto e la distribuzione di materiali combustibili (quali oleodotti, gasdotti, ecc.), il funzionamento di servizi di comunicazione a diffusione nazionale (radio, telefonia fissa e mobile, televisione).

Elenco B = Classe III

Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di competenza statale che possono assumere **rilevanza** in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

1.Edifici:

1. Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunita' di dimensioni significative, nonche' edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso puo' comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane.
2. Strutture il cui collasso puo' comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali (quali ad esempio impianti a rischio di incidente rilevante ai sensi del decreto legislativo 17 agosto 1999, n. 334, e successive modifiche ed integrazioni, impianti nucleari di cui al decreto legislativo 17 marzo 1995, n. 230, e successive modifiche ed integrazioni.
3. Edifici il cui collasso puo' determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese).

2. Opere infrastrutturali.

1. Opere d'arte relative al sistema di grande viabilita' stradale
e ferroviaria, il cui collasso puo' determinare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane, ovvero interruzioni prolungate del
traffico.

3. Grandi dighe.

Elenco preliminare degli edifici e delle opere art. 2 comma 3 Ord. 3274/03

Esiste un elenco specifico per ogni regione

BIBLIOGRAFIA:

Decreto Ministeriale 14.01.2008
Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
Eurocodice 8 (1998)
Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture
Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
Eurocodice 7.1 (1997)
Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
Eurocodice 7.2 (2002)
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
Eurocodice 7.3 (2002)
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

CONTATTI:

CGT Centro di GeoTecnologie
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SIENA
Via Vetri Vecchi, 34 – 52027 – San Giovanni Valdarno (AR)

aiello6@unisi.it

http://www.geotecnologie.unisi.it