NORME TECNICHE PER IL PROGETTO SISMICO DI OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO DEI TERRENI

1 OGGETTO DELLE NORME 2

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE 2

2.1 LOCALIZZAZIONE DEL SITO DI COSTRUZIONE 2
2.2 STABILITÀ DEI PENDII 2
2.3 TERRENI SUSCETTIBILI DI LIQUEFAZIONE 3

3 FONDAZIONI 3

3.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE 3
3.2 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO 4
3.3 VERIFICHE E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO 4
3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrate) 4
3.3.2 Pali e pozzi di fondazione 5

4 OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI 5

4.1 REQUISITI GENERALI 5
4.2 CRITERI DI PROGETTO 6
4.3 METODI DI ANALISI 6
4.4 ANALISI PSEUDO-STATICA 6
4.4.1 Modelli di riferimento 6
4.4.2 Azione sismica 6
4.4.3 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua 7
4.5 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ 9
4.5.1 Terreno di fondazione 9
4.5.2 Sistema di ancoraggio 9
4.5.3 Resistenza della struttura 9

NORME TECNICHE PER IL PROGETTO SISMICO DI OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO DEI TERRENI

1 OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme disciplinano la progettazione di opere di fondazione e di sostegno dei terreni soggette ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni di fondazione in presenza di tali azioni.
Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di terremoto sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.
Le presenti norme si applicano, per gli aspetti che a loro competono, agli edifici, per i quali si fa riferimento alle *"Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici"*, ai ponti , per i quali si fa riferimento alle *"Norme tecniche per il progetto sismico di ponti, nonché ad altri tipi di strutture"*, nonché ad altri tipi di strutture per le quali non sia disponibile una norma specifica.
Alle suddette alle norme relative agli edifici ed ai ponti si fa riferimento per quanto attiene a requisiti di sicurezza, prescrizioni generali e definizione dell'azione sismica.

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.1 Localizzazione del sito di costruzione

Dovrà essere accertato che il sito di costruzione e i terreni di fondazione in esso presenti siano esenti da pericoli di instabilità dei pendii, liquefazione, eccessivo addensamento in caso di terremoto, nonché di rottura di faglia in superficie.
Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.

2.2 Stabilità dei pendii

La stabilità dei pendii nei confronti della azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presentino irregolarità molto marcate.
Tali metodi non possono inoltre essere utilizzati nel caso di terreni capaci di sviluppare pressioni interstiziali elevate, o di subire perdite rilevanti di rigidezza sotto carico ciclico. Compatibilmente con questa esclusione, l'incremento di pressione interstiziale e la perdita di rigidezza dovranno essere tenuti in conto anche con i metodi di tipo pseudo-statico laddove l'azione sismica $S\ a_g$ (vedi l'espressione (1)) è maggiore di 0.15g.

L'incremento di pressione interstiziale o la perdita di rigidezza devono essere valutati in generale mediante prove sperimentali di tipo ciclico riferite alle effettive condizioni locali. In assenza di tali prove, ed a titolo di verifica preliminare, tale incremento può essere stimato mediante correlazioni empiriche.

Il metodo pseudo-statico consiste nel verificare la stabilità di una massa di terreno delimitata dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento. Le forze agenti sono costituite, oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_H = \pm 0{,}5\ S\ a_g\ W, \qquad F_V = \pm 0{,}5\ F_H \qquad (1)$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per strutture importanti erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione > 15° e dislivello superiore a circa 30 m dovrà essere incrementata l'azione sismica di progetto $S\ a_g$ nell'espressione (1) moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica S_T. In assenza di studi specifici si raccomandano per S_T i valori seguenti:

- $S_T \geq 1{,}2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati
- $S_T \geq 1{,}4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media > 30°, $S_T \geq 1{,}2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore

Per i parametri di resistenza a taglio del terreno si possono in generale usare i valori applicabili in condizioni statiche non drenate. Per i terreni coesivi il parametro appropriato è la coesione non drenata c_u , eventualmente modificata per tenere conto

dell'elevata velocità di applicazione del carico e degli effetti di degradazione ciclica sotto sollecitazione sismica, ove tale modifica sia necessaria e suffragata da dati sperimentali adeguati. Per i terreni non coesivi, il parametro di resistenza appropriato è la resistenza a taglio ciclica non drenata, che dovrebbe tenere conto dell'eventuale incremento di pressione interstiziale.

Nei casi in cui i metodi pseudo-statici non sono applicabili, la verifica di stabilità dovrà essere effettuata in campo dinamico, utilizzando un'eccitazione sismica compatibile con quanto definito al punto 3.2 delle *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*, con un modello del terreno i cui legami costitutivi rappresentino in modo adeguato i fenomeni di aumento delle pressioni interstiziali ed il degrado delle caratteristiche di rigidezza e di resistenza sotto azioni cicliche.

2.3 Terreni suscettibili di liquefazione

Ai fini delle presenti norme, 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.

Nel caso di edifici con fondazioni superficiali, la verifica della suscettibilità a liquefazione può essere omessa se il terreno sabbioso saturo si trova a profondità superiore a 15 m dal piano campagna. Si può inoltre trascurare il pericolo di liquefazione quando $S\,a_g$ < 0,15g e, al contempo, la sabbia in esame soddisfi almeno una delle condizioni seguenti:

- contenuto in argilla superiore al 20% con indice di plasticità > 10;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_1(60) > 20$;
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_1(60) > 25$,

dove $N_1(60)$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{SPT} misurato nella prova Standard Penetration Test, normalizzato ad uno sforzo efficace di confinamento di 100 kPa e ad un fattore di rendimento energetico 0,6 nell'esecuzione della prova .
Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dell'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Ove si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato suscettibile a liquefazione allorché lo sforzo di taglio generato dal terremoto a una data profondità supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati alla medesima profondità; il livello di sforzo di taglio pari all'80% implica un fattore di sicurezza pari a 1,25.

Se il terreno risulta suscettibile a liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulla capacità portante o sulla stabilità delle fondazioni, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili a liquefazione tramite fondazioni profonde.

3 FONDAZIONI

3.1 Regole generali di progettazione

Di norma deve essere adottato un tipo unico di fondazione per una data struttura, a meno che questa non consista di unità indipendenti dal punto di vista dinamico. In particolare, deve essere evitato l'uso contestuale di pali e di fondazioni dirette nello stesso edificio, a meno di studi specifici che ne dimostrino l'ammissibilità. Tale restrizione non si applica alle strutture da ponte.

Nella scelta del tipo di fondazione, si devono considerare i seguenti aspetti:

a) la rigidezza della fondazione deve essere tale da trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni localizzate ricevute dalla sovrastruttura;

b) la rigidezza della fondazione nel suo piano deve essere in grado di assorbire gli effetti degli spostamenti orizzontali relativi tra elementi strutturali verticali;
c) se viene assunto che l'ampiezza del moto sismico diminuisca con la profondità, tale ipotesi deve essere giustificata con uno studio opportuno, e la diminuzione non deve in nessun caso comportare un'accelerazione di picco inferiore al 65% del valore di progetto ($S\ a_g$) in superficie.

3.2 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture progettate per alta duttilità (CD "A") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno deve essere eseguito assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, lo sforzo normale nei pilastri derivante dalla combinazione delle azioni di cui al punto 3.3 delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" dovrà essere associato al concomitante valore resistente del momento flettente e dello sforzo di taglio. Non si richiede tuttavia che le sollecitazioni di progetto risultino maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a $q = 1$.

Per le strutture progettate per bassa duttilità (CD "B") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno deve essere eseguito assumendo come sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi elastica.

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrate)

In conformità con i criteri di progetto allo stato limite ultimo, la stabilità dei plinti di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento ed a quello per rottura generale.

Collasso per slittamento. Nel caso di fondazioni la cui base giaccia al di sopra del livello di falda, si deve contrastare questo tipo di collasso sfruttando sia la resistenza ad attrito sia, sotto condizioni specificate, la spinta laterale del terreno.

In assenza di studi specifici la resistenza per attrito di calcolo può essere valutata mediante l'espressione seguente

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot tan\delta \qquad (2)$$

nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale e δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto.
Nel caso di fondazioni al di sotto del livello di falda la resistenza a taglio di calcolo deve essere valutata sulla base del valore della resistenza non drenata.

La resistenza laterale di calcolo E_{pd} derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale del plinto, può essere tenuta in conto a condizione che vengano presi adeguati provvedimenti in sito, quali la compattazione del terreno di riporto ai lati del plinto, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato del plinto direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la diseguaglianza seguente:

$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd} \qquad (3)$$

nella quale V_{sd} è il valore di calcolo della forza orizzontale.

Collasso per rottura generale

Deve essere verificato che sotto l'azione delle sollecitazioni di calcolo di cui al punto 3.2 il terreno di fondazione sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.

Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del suolo sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella soprastruttura.
Per soddisfare il precedente requisito, le strutture di fondazione devono in generale essere collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali seguenti:

$\pm 0{,}3\ Sa_g N_{sd}$ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo B
$\pm 0{,}5\ Sa_g N_{sd}$ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C (4)
$\pm 0{,}6\ Sa_g N_{sd}$ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

E' consentito omettere i collegamenti per siti su suolo tipo A, nonché nelle zone 3 e 4 su suolo di tipo B.

3.3.2 Pali e pozzi di fondazione

I pali ed i pozzi di fondazione devono essere progettati in modo da resistere ai seguenti due tipi di sollecitazione:

a) *forze inerziali*, trasmesse dalla sovrastruttura, da valutare secondo quanto indicato al punto 3.2
b) *forze cinematiche*, derivanti dalla deformazione del terreno circostante in seguito al passaggio delle onde sismiche.

Le analisi per determinare le azioni interne lungo il palo, così come lo spostamento e la rotazione alla testa del palo, devono essere basate su modelli continui o discretizzati capaci di riprodurre:

- la rigidezza e la resistenza flessionale del palo;
- le reazioni del terreno lungo il palo, tenendo nel dovuto conto gli effetti ciclici e l'ampiezza delle deformazioni nel terreno;
- gli effetti di interazione dinamica tra palo e palo (noti anche come effetti dinamici di gruppo);
- il grado di libertà di rotazione della testa del palo, o della connessione tra palo e struttura.

L'uso di pali inclinati per trasmettere sollecitazioni orizzontali al terreno va evitato, ove possibile. Nel caso in cui questi vengano comunque usati, devono essere progettati per sopportare in sicurezza sia azioni assiali che momenti flettenti.

I momenti flettenti di origine cinematica devono essere calcolati soltanto quando si verificano simultaneamente le seguenti condizioni:

- il profilo del terreno è di classe C, o peggiore, e contiene strati consecutivi con forti contrasti di rigidezza;
- la zona è a media o elevata sismicità.

I pali devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico. Quando ciò non sia possibile, le sezioni in corrispondenza delle potenziali cerniere plastiche devono essere progettate per un comportamento duttile. In particolare l'armatura perimetrale di confinamento, di diametro non inferiore a 8 mm, sarà costituita da spirale continua per tutto il tratto interessato da potenziali cerniere plastiche.
L'armatura verticale dovrà rispettare le percentuali minime e massime indicate al punto 5.5.3.2 delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", essere estesa a tutta la lunghezza ed essere efficacemente collegata a quella della struttura soprastante.

4 OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

4.1 Requisiti generali

Le opere di sostegno devono essere concepite e progettate in modo tale da espletare la loro funzione sia durante che dopo il terremoto di progetto, senza subire danni strutturali significativi.

Possono essere ammessi eventuali spostamenti permanenti, sotto forma di scorrimento combinato a rotazione, causati da deformazioni irreversibili del terreno di fondazione, a patto che tali spostamenti siano compatibili con i requisiti funzionali e/o estetici della struttura.

4.2 Criteri di progetto

Il materiale di riporto dietro la struttura deve avere granulometria controllata ed essere addensato in sito, in modo da ottenere la maggiore continuità possibile con la massa di terreno esistente.

I sistemi di drenaggio dietro la struttura devono essere in grado di assorbire movimenti transitori e permanenti, senza che venga pregiudicata la loro funzione.

In particolare, nel caso di terreni non coesivi in presenza di acqua, il drenaggio deve risultare efficace fino ad una profondità superiore a quella della superficie potenziale di rottura dietro l'opera di sostegno.

4.3 Metodi di analisi

In generale, per verificare la sicurezza di un'opera di sostegno potrà adottarsi qualunque metodo consolidato della dinamica strutturale e dei terreni che includa tra i principali fattori il comportamento non lineare del terreno, gli effetti inerziali, gli effetti idrodinamici in presenza d'acqua, nonché la compatibilità delle deformazioni di terreno, opera e tiranti, ove presenti, e sia comprovato dall'esperienza o da osservazioni sperimentali.
Per opere di geometria e di importanza ordinaria la verifica potrà essere condotta con il metodo pseudo-statico descritto ai punti seguenti.

4.4 Analisi pseudo-statica

4.4.1 Modelli di riferimento

Il modello di base per l'analisi pseudo-statica deve essere costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno dietro la struttura che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura è sufficientemente flessibile), dai sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto e, ove presente, da una massa di terreno alla base dell'opera, da supporre in stato di equilibrio limite passivo.
Per generare lo stato di spinta attiva nel terreno, il movimento del muro di sostegno durante il terremoto di progetto deve essere sufficientemente ampio. Nel caso di strutture flessibili, ciò può essere ottenuto tramite flessione, e nel caso di strutture a gravità tramite slittamento o rotazione.

Nel caso di strutture rigide, come muri di cantinato o muri a gravità fondati su terreno roccioso o su pali, le spinte che si sviluppano sono maggiori di quella attiva, ed è quindi necessario considerare il terreno in stato di riposo, come indicato al seguente punto 4.4.3. Lo stesso vale per muri tirantati, ove non sia consentito alcun movimento.

4.4.2 Azione sismica

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'intensità delle forze sismiche equivalenti così introdotte dipende, per un'assegnata zona sismica, dall'entità dello spostamento permanente ammissibile ed allo stesso tempo effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

In assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse devono essere calcolati come:

$$k_h = S\, a_g / r \qquad k_v = 0{,}5\, k_h \tag{5}$$

Al fattore r può essere assegnato il valore r = 2 nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.
In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore r = 1.

Salvo che nel caso di muri a gravità, la componente verticale dell'accelerazione sismica agente sulla struttura può essere trascurata.

I coefficienti sismici sopra definiti si possono assumere costanti lungo l'altezza del muro.
Per opere di sostegno alte più di 10 m, tuttavia, è preferibile eseguire un'analisi monodimensionale di propagazione di onde in direzione verticale in condizioni di campo libero. Tale analisi consente di ottenere una stima più accurata di ($S\ a_g$), da usare nella espressione (5), prendendo un valore medio delle accelerazioni di picco del terreno lungo l'altezza della struttura.

4.4.3 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.
In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidezza relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si deve assumere che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro.
Nel caso di muri di sostegno liberi di ruotare intorno al piede, si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.
Si deve assumere che la distribuzione lungo il muro delle pressioni dovute ad azioni statiche e dinamiche agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro non superiore a (2/3) ϕ', per lo stato di spinta attiva, ed uguale a zero per lo stato di spinta passiva.
Per il terreno al di sotto del livello di falda, si deve distinguere tra condizioni di permeabilità dinamica, in cui l'acqua interstiziale è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido, e condizioni di impermeabilità, nelle quali non si verifica in pratica drenaggio durante il terremoto.
Nelle situazioni più comuni e per terreni con coefficiente di permeabilità inferiore a $5x10^{-4}$ m/s, l'acqua interstiziale non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido; l'azione sismica avviene allora in condizioni essenzialmente non drenate, ed il terreno può essere trattato come un mezzo monofase.
La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2}\gamma^*(1 \pm k_v)KH^2 + E_{ws} \qquad (6)$$

dove:
- H è l'altezza del muro;
- E_{ws} è la spinta idrostatica;
- γ^* è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);
- K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \le \phi - \theta: \quad K = \frac{sen^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta\, sen^2\,\psi\, sen(\phi + \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen\,(\phi + \delta)\,sen\,(\phi - \beta - \theta)}{sen\,(\phi + \theta - \delta)\,sen\,(\psi + \beta)}}\right]^2} \qquad (7)$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K = \frac{sen^2(\psi + \phi - \theta)}{cos\theta sen^2\psi sen(\psi - \theta - \delta)} \qquad (8)$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{sen^2\,(\psi + \phi - \theta)}{cos\theta sen^2\psi + \theta)\left[1 - \frac{sen}{sen(\psi + \beta)sen(\psi + \theta)}\right]^2} \qquad (9)$$

Nelle precedenti equazioni vengono usate le seguenti notazioni:

ϕ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
ψ, β è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
θ è l'angolo definito nelle espressioni da (10) a (13).

La formula per stati di spinta passiva deve essere in generale usata nel caso di muro a parete verticale (ψ = 90°).

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno - Coefficiente di spinta del terreno

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$\gamma^* = \gamma$ peso specifico del terreno

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \tag{10}$$

In alternativa all'uso delle espressioni (7) e (8), si può far uso delle tabelle e dei grafici validi in condizioni statiche (presenza delle sole forze di gravità) con le seguenti modifiche:

indicando con $$tan\theta_A = \frac{k_h}{1+k_v} \quad \text{e} \quad tan\theta_B = \frac{k_h}{1-k_v} \tag{11}$$

si applica all'intero sistema terreno – opera di sostegno una rotazione addizionale data dagli angoli θ_A o θ_B.

L'accelerazione di gravità viene modificata come segue:

$$g_A = \frac{g(1+k_v)}{cos\theta_A} \quad \text{o} \quad g_B = \frac{g(1-k_v)}{cos\theta_B} \tag{12}$$

Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda - Coefficiente di spinta del terreno.

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$
$$tan\,\theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w}\,\frac{k_h}{1 \mp k_v} \tag{13}$$

dove:
γ = peso specifico del terreno saturo
γ_w = peso specifico dell'acqua.

In presenza di acqua libera sulla faccia esterna del muro dovrà tenersi conto della sovrapressione (positiva e negativa) dell'acqua sul muro, dovuta all'effetto idrodinamico.
Tale sovrapressione può essere calcolata come:

$$q(z) = \mp \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{hz} \tag{14}$$

dove: h è la quota del pelo libero dell'acqua;
z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere

calcolato come:

$$\Delta P_d = a \cdot s \ \gamma \cdot H^2 \qquad (15)$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

4.5 Verifiche di resistenza e stabilità

4.5.1 Terreno di fondazione

Le fondazioni delle opere di sostegno devono soddisfare la verifica di stabilità generale di cui al punto 2.2, e le verifiche al collasso per slittamento e per rottura generale di cui al punto 3.3.1. Le azioni di calcolo da considerare sono date dalla combinazione delle azioni gravitazionali permanenti agenti su di esse, dalla spinta orizzontale E_d esercitata dal terrapieno, e dalle azioni sismiche agenti direttamente sul muro.

4.5.2 Sistema di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio (composto da tiranti e piastre di ancoraggio) di muri di sostegno e di palancole deve avere resistenza e lunghezza sufficienti da assicurare l'equilibrio del volume critico di terreno in presenza dell'azione sismica, e possedere nello stesso tempo una sufficiente capacità di adattamento alle deformazioni sismiche del terreno.
Si deve in ogni caso assicurare che il terreno conservi la resistenza necessaria per svolgere la funzione di ancoraggio durante il terremoto di progetto e, in particolare, non si avvicini alla condizione di liquefazione.
La distanza L_e della piastra di ancoraggio dal muro deve superare la distanza L_s richiesta per i carichi statici.
Tale distanza può essere valutata in base all'espressione seguente:

$$L_e = L_s \, (1 + 1{,}5 \, S \, a_g) \qquad (16)$$

4.5.3 Resistenza della struttura

Si dovrà dimostrare che, in presenza dell'azione sismica combinata con gli altri carichi possibili, è garantito l'equilibrio senza superare la resistenza di calcolo del muro e degli altri elementi strutturali.

Tutti gli elementi strutturali devono verificare la condizione

$$R_d > S_d \qquad (17)$$

nella quale R_d è la resistenza di calcolo dell'elemento, valutata come per le condizioni non sismiche, ed S_d è la sollecitazione di calcolo, valutata secondo i procedimenti descritti al punto 4.