

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

**Cap. 15 - OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI
(par. D)**

(Ernesto Cascone, Michele Maugeri)

SOMMARIO

15.1. Generalità	15.3
15.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma	15.3
15.2.1. Premessa	15.3
15.2.2. Valutazione della spinta attiva	15.4
15.2.3. Valutazione della forza di inerzia del muro	15.8
15.2.4. Verifiche geotecniche dei muri con fondazioni superficiali	15.11
15.2.5. Verifiche dei muri fondati su pali e delle paratie	15.14
15.3. Commenti e miglioramenti possibili	15.15
15.3.1. Comportamento dei muri di sostegno durante i terremoti	15.15
15.3.2. Le prescrizioni degli Eurocodici	15.16
15.3.3. Calcolo della spinta per particolari condizioni al contorno	15.23
15.3.4. Il concetto di spostamento ammissibile	15.26
15.3.5. Analisi dinamiche dell'interazione muro-terreno	15.30
15.4. Esempi di applicazione	15.32
15.4.1. Esempio di applicazione delle norme italiane e degli Eurocodici	15.32
15.4.2. Esempio di applicazione per un muro con particolari condizioni al contorno	15.34
15.4.3. Esempio di applicazione dei metodi di calcolo degli spostamenti	15.35
15.5. Conclusioni	15.37
15.6. Bibliografia	15.38

Cap. 15 - OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI (par. D)

(Ernesto Cascone, Michele Maugeri)

15.1. GENERALITA'

I criteri per la progettazione delle opere di sostegno dei terreni in zone sismiche, riportati nel Par. D del recente D.M. 16.01.96 (65), sono ispirati a noti modelli di calcolo della risultante delle pressioni del terreno sulle opere di sostegno. Tali modelli, basati principalmente sul concetto di equilibrio limite, hanno nella teoria di Coulomb (1) il più antico e valido riferimento. La formulazione di Coulomb e le estensioni che di questa sono state successivamente elaborate (3) presentano, tuttavia, validità in condizioni puramente statiche, mentre le norme riportate nel D.M. 16.01.96 sono implicitamente riferite alle cosiddette soluzioni pseudostatiche, che costituiscono un utile strumento per la progettazione antisismica delle opere di sostegno, qualora siano impiegate con opportuno criterio e sensibilità geotecnica.

Nel presente capitolo viene esposta una approfondita disamina delle problematiche connesse alla progettazione delle opere di sostegno dei terreni, con particolare riferimento ai muri, per i quali le norme contenute nel citato decreto chiariscono, in modo molto sintetico, soltanto i due aspetti riguardanti la determinazione dell'incremento di spinta dovuto al sisma e la valutazione della forza d'inerzia agente sul muro. Saranno pertanto indicate le basi concettuali dei criteri di progettazione per le quali il D.M. 16.01.96 rimanda, almeno per le linee generali, al D.M. 11.03.88 (39) riguardante, tra l'altro, le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre. Inoltre, poichè le norme consentono "calcolazioni approfondite" in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte, saranno indicati alcuni possibili miglioramenti ed approfondimenti dei metodi di calcolo delle opere di sostegno, che traggono spunto da risultati scientifici consolidati e dal confronto con gli Eurocodici 7 (53) ed 8 (52). Tali miglioramenti pur lasciando ampio margine alla sensibilità del progettista, costituiranno utili suggerimenti per specifiche situazioni di progetto, riducendo il rischio di commettere valutazioni imprecise delle azioni di calcolo da introdurre nelle verifiche di stabilità e degli elementi strutturali.

15.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMATIVA

15.2.1. PREMESSA

Le azioni dinamiche generate dal verificarsi di un evento sismico determinano una sensibile alterazione dello stato di sforzo del terreno e ne influenzano le caratteristiche di deformabilità e resistenza in misura significativa, come è ampiamente dimostrato dalla vasta produzione scientifica sul tema del comportamento dei terreni sottoposti a carichi ciclici e dinamici. E' pertanto evidente che gli effetti indotti dal sisma assumano estrema rilevanza nei problemi di interazione tra il terreno e le opere di ingegneria civile in generale e nello studio delle opere geotecniche in particolare. Tra queste ultime le opere di sostegno dei terreni occupano un posto singolare per la loro ampia diffusione sul territorio e per la specifica funzione nel settore delle infrastrutture di trasporto che conferisce a tali opere una importanza strategica di prim'ordine ai fini di un'eventuale emergenza post-sismica.

Una accurata definizione delle azioni esterne e delle condizioni al contorno, specifiche per ciascun caso reale, costituisce un passo imprescindibile per una corretta progettazione delle opere di sostegno. In tal senso, come opportunamente suggerisce il Par. D del D.M. 11.03.88, è necessario intendere per opera di sostegno il complesso struttura-terreno e tener conto delle azioni derivanti dalla presenza del terreno, dell'acqua, di eventuali sovraccarichi e di una eccitazione sismica di progetto, traducendone gli effetti in una spinta applicata a tergo del muro.

Da un primo esame del Par. D che il D.M. 16.01.96 dedica alle opere di sostegno dei terreni emergono le seguenti indicazioni:

-le azioni sismiche da considerare agiscono soltanto in direzione orizzontale: come si vedrà nel par. 15.2.2 l'approssimazione indicata dalla norma è, in linea di massima, accettabile;

-è lasciata libertà al progettista di valutare le azioni sismiche eseguendo "calcolazioni approfondite": questo aspetto è di fondamentale importanza perchè offre spazio all'applicazione di modelli sofisticati essenziali quando si verificano particolari condizioni al contorno;

-vengono indicati i criteri per il calcolo delle azioni indotte dal sisma: tali criteri verranno discussi nei paragrafi 15.2.2 e 15.2.3 e se ne illustreranno brevemente i presupposti teorici da cui derivano;

-l'introduzione delle azioni dovute al sisma (non le "verifiche", come impropriamente recita il testo del decreto) può essere omessa per i muri di altezza inferiore a 3 metri: non è chiaro lo spirito di questa indicazione che appare arbitraria, tanto più che nell'ottica pseudostatica che informa il Par. D in discussione, il livello di sicurezza non è strettamente dipendente dall'altezza;

-non vengono fornite indicazioni circa le verifiche geotecniche, per le quali, tuttavia, secondo le prescrizioni generali riportate al par. A.2 del D.M. 16.01.96, si può fare riferimento al par.D del D.M. 11.03.1988; le verifiche allo stato limite ultimo degli "elementi strutturali" devono essere effettuate incrementando del 50% i valori delle azioni di calcolo dovute al sisma: tale maggiorazione appare eccessiva se riferita all'incertezza sui dati geotecnici che intervengono nella valutazione della spinta, come sarà illustrato al par. 15.3.2.

15.2.2. VALUTAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA

Alla base delle tradizionali procedure di calcolo della spinta esercitata dal terreno sulle opere di sostegno risiede il metodo dell'equilibrio limite, che costituisce una semplificazione del metodo delle curve caratteristiche sviluppato da Sokolovskii (13), ed è stato ampiamente utilizzato nella meccanica dei terreni per la determinazione di soluzioni approssimate nei problemi di stabilità. Secondo il metodo dell'equilibrio limite, ipotizzando che il terreno si trovi in condizioni di rottura per una prefissata forma della superficie di scorrimento, si ricerca la posizione di tale superficie che risulta più gravosa ai fini dell'equilibrio del sistema costituito dal terreno e dall'opera. In particolare il modello di calcolo indicato dal D.M. 16.01.96 si basa sul concetto sopra enunciato e specificatamente sulla ricerca della inclinazione della superficie piana di rottura del terrapieno a tergo del muro che rende massima la spinta in condizioni attive, tenendo conto della presenza delle azioni dovute al sisma. Tale spinta viene valutata mediante la teoria di Mononobe e Okabe (5 e 4) sviluppata in Giappone nella seconda metà degli anni '20 in seguito ad alcuni terremoti disastrosi. I risultati fondamentali di questa teoria sono universalmente noti e, con piccole variazioni ed adattamenti, sono stati recepiti dalle normative antisismiche di numerosi paesi. Non sono tuttavia altrettanto note le ipotesi la cui importanza è fondamentale ai fini della comprensione e della corretta applicazione del modello di calcolo. Specificatamente esse sono:

- 1) il muro è sufficientemente lungo da poter trascurare gli effetti delle condizioni alle estremità;
- 2) il terrapieno a tergo del muro è considerato asciutto, omogeneo e privo di coesione ed il criterio di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb;
- 3) il muro trasla in direzione orizzontale di uno spostamento tale da produrre uno stato di equilibrio plastico corrispondente alla minima spinta attiva;
- 4) la superficie di rottura del terreno è piana, inclinata di un angolo α sull'orizzontale e passa per il piede del muro;
- 5) quando è mobilitata la minima spinta attiva il cuneo di terreno retrostante il muro è in condizioni di rottura e lungo il piano di rottura si sviluppa la massima resistenza al taglio;
- 6) il cuneo di terreno si comporta come un corpo rigido tale che le componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica siano uniformi al suo interno ed abbiano lo stesso modulo delle omologhe componenti alla base del muro;
- 7) gli effetti inerziali del muro sono trascurabili.

In forza della sesta ipotesi l'azione sismica sul sistema può essere rappresentata dalle forze di inerzia $k_h W$ e $k_v W$ dove W è il peso del cuneo di terreno e $a_h = k_h g$ e $a_v = k_v g$ sono rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica alla base del muro, mentre con g si è indicato il modulo della accelerazione di gravità.

La Fig. 15.1 mostra il modello utilizzato per il metodo di analisi di Mononobe e Okabe, secondo il quale la spinta attiva è data dalla nota espressione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (15.1)$$

Dove

γ è il peso dell'unità di volume del terreno

H è l'altezza del muro

K_{AE} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche dato dalla relazione

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \beta)}{\cos \vartheta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \vartheta - i)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (15.2)$$

in cui

φ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno

δ è l'angolo d'attrito muro-terreno

i è l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale

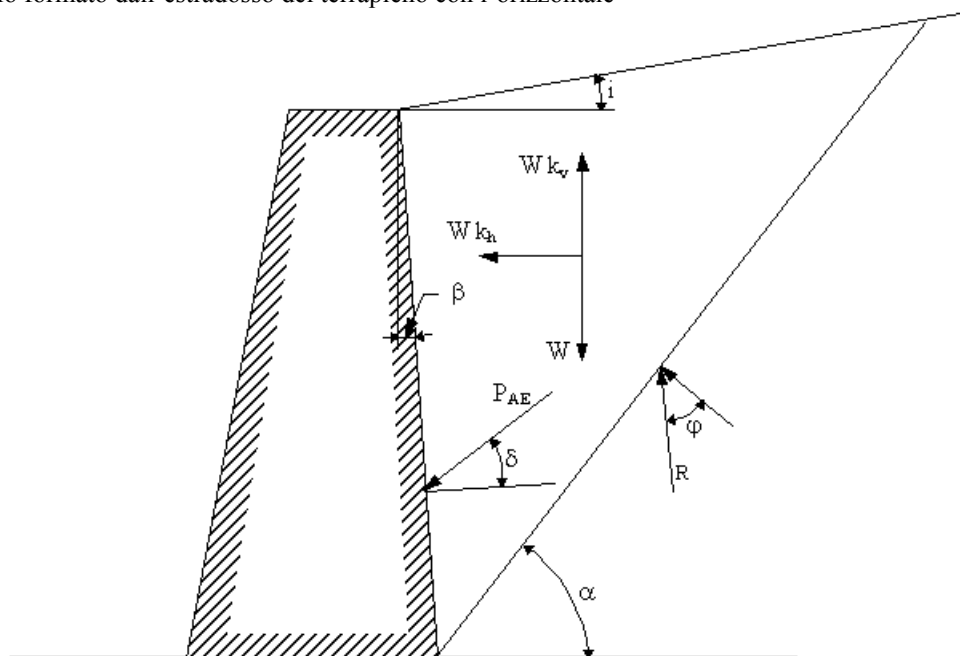


Fig. 15.1 - Schema di calcolo di Mononobe-Okabe.

β è l'angolo formato dal paramento interno del muro con la verticale

ϑ è espresso dalla relazione

$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (15.3)$$

Il coefficiente di spinta rappresenta il rapporto tra le tensioni orizzontali e quelle verticali mobiliate nel terrapieno in condizioni attive e costituisce la soluzione del problema di equilibrio limite. La condizione per l'esistenza di tale soluzione è che il radicando sia positivo o nullo. Perché ciò avvenga deve risultare

$$\varphi - \vartheta - i \geq 0$$

cioè, a prescindere dalle caratteristiche dell'opera di sostegno, l'equilibrio non è soddisfatto se la pendenza del terrapieno supera il valore limite i_{max} :

$$i_{max} = \varphi - \vartheta \quad (15.4)$$

o se, ricordando la definizione di ϑ , il coefficiente di accelerazione orizzontale (coincidente con il coefficiente C introdotto dal D.M. 16.01.96) supera il valore limite $k_{h\max}$:

$$k_{h\max} = (1 - k_v) \tan(\varphi - i) \quad (15.5)$$

L'angolo α associato alla soluzione di Mononobe e Okabe è espresso dalla relazione di Wong (28) riportata da Ghionna (40):

$$\alpha = \varphi - \vartheta + \tan^{-1} \left[\frac{\sqrt{P(P+Q)(1+QR)} - P}{1+R(P+Q)} \right] \quad (15.6)$$

ove si è posto

$$P = \tan(\varphi - \vartheta - i)$$

$$Q = \frac{1}{\tan(\varphi - \vartheta - \beta)}$$

$$R = \tan(\vartheta + \beta + \delta)$$

In effetti la normativa suggerisce di valutare la spinta sismica P_{AE} (comprendente sia il contributo statico che quello dinamico dovuto al sisma ed infelicitemente indicata nel decreto ministeriale con F_s , simbolo solitamente adottato per indicare il fattore di sicurezza) utilizzando il semplice metodo di Arango, riportato per la prima volta da Seed e Whitman (18), che consente di calcolare il valore del coefficiente K_{AE} di Mononobe e Okabe dagli abachi e dalle tabelle disponibili per la determinazione di K_A ottenuti col metodo di Coulomb in condizioni statiche (Tab. 15.1). Secondo tale procedura l'espressione generale della spinta può essere messa nella forma :

$$P_{AE} = P_{A(\beta^*, i^*)} (1 - k_v) A \quad (15.7)$$

Tab. 15.1 - Coefficienti di spinta attiva K_A secondo la teoria di Coulomb.

$\beta=0^\circ \quad i=-10^\circ$									
δ	$\varphi=26^\circ$	$\varphi=28^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=32^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=36^\circ$	$\varphi=38^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=42^\circ$
0°	0,354	0,328	0,304	0,281	0,259	0,239	0,220	0,201	0,184
16°	0,311	0,290	0,270	0,252	0,234	0,216	0,200	0,184	0,170
17°	0,309	0,289	0,269	0,251	0,233	0,216	0,200	0,184	0,169
20°	0,306	0,286	0,267	0,249	0,231	0,214	0,198	0,183	0,169
22°	0,304	0,285	0,266	0,248	0,230	0,214	0,198	0,183	0,168
$\beta=0^\circ \quad i=-5^\circ$									
δ	$\varphi=26^\circ$	$\varphi=28^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=32^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=36^\circ$	$\varphi=38^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=42^\circ$
0°	0,371	0,343	0,318	0,293	0,270	0,249	0,228	0,209	0,191
16°	0,328	0,306	0,284	0,264	0,245	0,226	0,209	0,192	0,176
17°	0,327	0,305	0,283	0,263	0,244	0,226	0,208	0,192	0,176
20°	0,324	0,302	0,281	0,261	0,242	0,224	0,207	0,191	0,175
22°	0,322	0,301	0,280	0,260	0,242	0,224	0,207	0,191	0,175
$\beta=0^\circ \quad i=0^\circ$									
δ	$\varphi=26^\circ$	$\varphi=28^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=32^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=36^\circ$	$\varphi=38^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=42^\circ$
0°	0,390	0,361	0,333	0,307	0,283	0,260	0,238	0,217	0,198
16°	0,349	0,324	0,300	0,278	0,257	0,237	0,218	0,201	0,184
17°	0,348	0,323	0,299	0,277	0,256	0,237	0,218	0,200	0,183
20°	0,345	0,320	0,297	0,276	0,255	0,235	0,217	0,199	0,183
22°	0,343	0,319	0,296	0,275	0,254	0,235	0,217	0,199	0,183

$\beta=0^\circ \quad i=5^\circ$									
δ	$\varphi=26^\circ$	$\varphi=28^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=32^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=36^\circ$	$\varphi=38^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=42^\circ$
0°	0,414	0,382	0,352	0,323	0,297	0,272	0,249	0,227	0,206
16°	0,373	0,345	0,319	0,295	0,272	0,250	0,229	0,210	0,192
17°	0,372	0,344	0,318	0,294	0,271	0,249	0,229	0,210	0,192
20°	0,370	0,342	0,316	0,292	0,270	0,248	0,228	0,209	0,191
22°	0,369	0,341	0,316	0,292	0,269	0,248	0,228	0,209	0,191
$\beta=0^\circ \quad i=10^\circ$									
δ	$\varphi=26^\circ$	$\varphi=28^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=32^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=36^\circ$	$\varphi=38^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=42^\circ$
0°	0,443	0,407	0,374	0,343	0,314	0,286	0,261	0,238	0,216
16°	0,404	0,372	0,342	0,315	0,289	0,265	0,242	0,221	0,201
17°	0,404	0,371	0,342	0,314	0,288	0,264	0,241	0,221	0,201
20°	0,402	0,370	0,340	0,313	0,287	0,263	0,241	0,220	0,201
22°	0,401	0,369	0,340	0,312	0,287	0,263	0,241	0,220	0,201
$\beta=0^\circ \quad i=15^\circ$									
δ	$\varphi=26^\circ$	$\varphi=28^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=32^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=36^\circ$	$\varphi=38^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=42^\circ$
0°	0,482	0,440	0,402	0,367	0,334	0,304	0,276	0,251	0,227
16°	0,447	0,408	0,372	0,340	0,310	0,283	0,258	0,234	0,213
17°	0,447	0,407	0,372	0,339	0,310	0,282	0,257	0,234	0,212
20°	0,446	0,406	0,371	0,338	0,309	0,282	0,257	0,234	0,212
22°	0,446	0,406	0,371	0,338	0,309	0,282	0,257	0,234	0,212

dove $P_{A(\beta^*, i^*)}$ è la spinta ottenuta in condizioni statiche in corrispondenza dei valori fittizi degli angoli di inclinazione del paramento interno del muro β^* e dell'estradosso del terrapieno i^* , definiti dalle espressioni:

$$\beta^* = \beta + \vartheta$$

$$i^* = i + \vartheta$$

k_v è il coefficiente di accelerazione sismica verticale ed A è un coefficiente, funzione di β e ϑ , dato dal rapporto

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta} \quad (15.8)$$

il cui andamento è mostrato in Fig. 15.2.

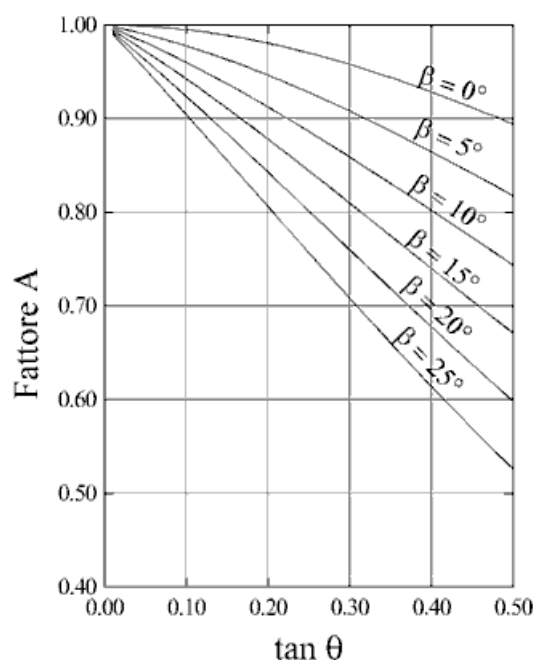


Fig. 15.2 - Valori di A per la determinazione di K_{AE} secondo il metodo di Arango (18).

Dal grafico appare evidente che il fattore A , per una qualsivoglia inclinazione del paramento interno del muro, è sempre minore dell'unità e decresce al crescere dell'accelerazione sismica; ciò naturalmente non significa che la spinta statica è maggiore della spinta sismica, ma semplicemente che la spinta statica calcolata in corrispondenza degli angoli fittizi β^* e i^* sopra definiti è maggiore della spinta sismica calcolata in corrispondenza degli angoli effettivi β e i .

I risultati di una analisi (18) volta a valutare l'influenza dei vari parametri sul coefficiente K_{AE} del metodo di Mononobe e Okabe mostrano che il coefficiente di spinta dipende sensibilmente dall'angolo di resistenza al taglio del terreno e dall'angolo di inclinazione dell'estradosso del terrapieno, nonché dalla componente orizzontale dell'accelerazione sismica, mentre l'effetto della variazione dell'angolo d'attrito muro-terreno e della componente verticale dell'accelerazione è alquanto ridotto per valori di k_h maggiori di circa 0,25 (Fig. 15.3). Appare dunque giustificato che il decreto ministeriale al primo comma del Par. D trascuri le azioni sismiche verticali ponendo implicitamente $k_v = 0$. In tal caso risulta

$$\vartheta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} C$$

dove C è il coefficiente di intensità sismica definito dalla normativa. Inoltre il decreto ministeriale considera l'incremento dinamico di spinta dato dalla differenza tra la spinta sismica e la spinta statica ($\Delta F = F_s - F$) che, utilizzando i simboli correnti nella letteratura geotecnica, si può mettere nella forma:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad (15.9)$$

Si assume, inoltre, che la spinta statica sia applicata ad una quota pari ad $H/3$ rispetto alla base del muro e che l'incremento di spinta dovuto al sisma sia applicato a $(2/3)H$ dalla base del muro.

15.2.3. VALUTAZIONE DELLA FORZA DI INERZIA DEL MURO

Le norme contenute nel D.M. 16.01.96 prescrivono di prendere in considerazione gli effetti inerziali del muro sottoposto all'azione sismica introducendo una forza orizzontale applicata nel baricentro dei pesi e pari a $F_i = CW$

$$(15.10)$$

dove C rappresenta il coefficiente di intensità sismica e con W si è indicato il peso del muro nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

L'importanza di tali effetti inerziali trascurati nella teoria di Mononobe e Okabe è stata dimostrata da Richards ed Elms (20). Considerando lo schema di Fig. 15.4 e indicando con W_w il peso del muro e con R la reazione alla base del muro, avente componenti F ed N , perché sia soddisfatto l'equilibrio devono essere verificate le relazioni

$$N = (1-k_v)W_w + P_{AE} \sin(\delta+\beta) \quad (15.11)$$

$$F = k_h W_w + P_{AE} \cos(\delta+\beta) \quad (15.12)$$

in condizioni di equilibrio limite vale la relazione

$$F = N \tan \varphi_b \quad (15.13)$$

ove con φ_b si è indicato l'angolo d'attrito tra la fondazione del muro ed il terreno.

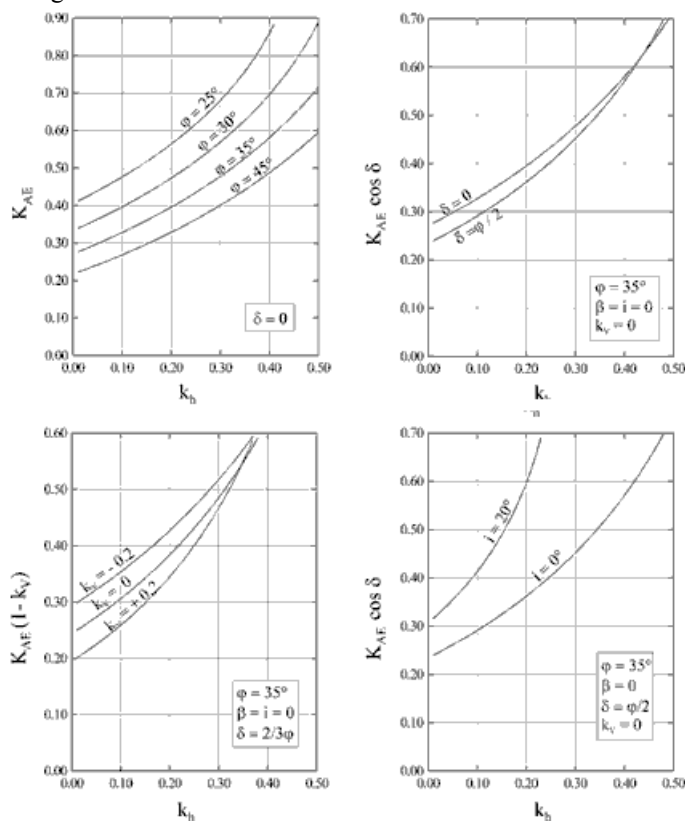


Fig. 15.3 - Influenza di diversi parametri sul coefficiente di spinta (18).

Effettuando semplici sostituzioni si ottiene:

$$P_{AE} = [\cos(\delta+\beta) - \sin(\delta+\beta) \tan \varphi_b] = W_w [(1-k_v) \tan \varphi_b - k_h] \quad (15.14)$$

tenendo presente che

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1-k_v}$$

e risolvendo rispetto a W_w risulta:

$$W_w = \frac{\cos(\delta+\beta) - \sin(\delta+\beta) \tan \varphi_b}{(1-k_v)(\tan \varphi_b - \tan \vartheta)} P_{AE} \quad (15.15)$$

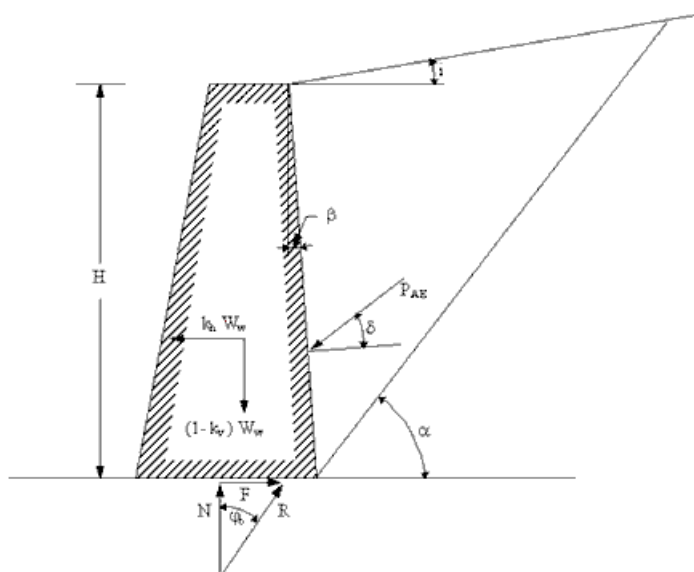


Fig. 15.4 - Schema di calcolo di Richards ed Elms (20).

Ww rappresenta dunque il minimo peso del muro che soddisfa l'equilibrio alla traslazione sotto l'azione della spinta sismica. Definendo il coefficiente dinamico di inerzia del muro

$$C_{IE} = \frac{\cos(\delta + \beta) - \operatorname{sen}(\delta + \beta) \tan \varphi_b}{(1 - k_v)(\tan \varphi_b - \tan \vartheta)}$$

(15.16)

Ww si può mettere nella forma:

$$W_w = C_{IF} P_{FA} \quad (15.17)$$

Allo scopo di porre in evidenza l'importanza dei due effetti dinamici, e cioè l'incremento di spinta attiva dovuto all'inerzia del cuneo di rottura del terreno e l'incremento di forza dovuto all'inerzia del muro, Richards ed Elms (20) hanno definito un fattore di spinta del terreno.

$$F_T = \frac{K_{AE}(1-k_v)}{K_A} \quad (15.18)$$

ed un fattore di inerzia del muro

$$F_I = \frac{C_{IE}}{C_I} \quad (15.19)$$

normalizzati rispetto ai valori statici K_A e C_I calcolati sostituendo $k_v = \vartheta = 0$ nelle espressioni di K_{AF} e C_{IF} .

Il prodotto

$$F_W = F_T F_I = \frac{W_W}{W_S} \quad (15.20)$$

si può interpretare come un fattore di sicurezza che tiene conto delle pressioni (statiche e dinamiche) del terreno e dell'inerzia del muro, mentre W_s è il peso del muro necessario affinché sia verificato l'equilibrio nel caso puramente statico. E' possibile osservare che il fattore di inerzia del muro è dello stesso ordine di grandezza del coefficiente di spinta del terreno (Fig. 15.5) e non è dunque trascurabile in una corretta progettazione antisismica dei muri di sostegno. In Fig. 15.6 sono mostrati i risultati di una analisi volta a valutare l'effetto di diversi parametri sul valore del fattore di inerzia C_{IE} al variare del coefficiente di accelerazione sismica orizzontale. Appare evidente che le variazioni di C_{IE} non sono sempre trascurabili e che pertanto la scelta dei parametri va operata con particolare attenzione.

15.2.4. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MURI CON FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il decreto ministeriale 16.01.96 non fa alcuna menzione riguardo alle verifiche di stabilità geotecnica che devono essere soddisfatte per garantire la sicurezza dei manufatti posti a sostegno delle terre; tuttavia nelle prescrizioni generali relative ai terreni di fondazione, riportate al Par. A.2, rimanda al D.M. 11.03.88 al quale si farà riferimento per quanto riguarda le prescrizioni che fissano i criteri ed i fattori di sicurezza da rispettare.

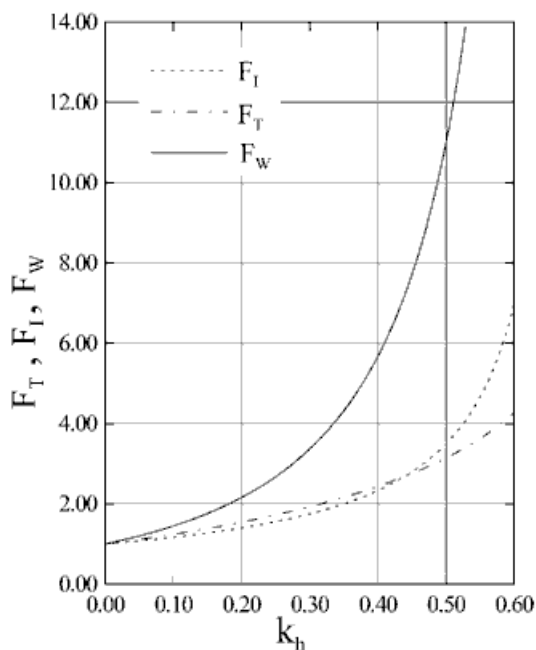


Fig. 15.5 - Andamento dei fattori F_T , F_I , F_W con k_h (20).

Secondo tale decreto, ai fini delle verifiche, le azioni sulle opere di sostegno devono essere calcolate in modo da pervenire alle condizioni più sfavorevoli per l'equilibrio del muro e le spinte devono essere valutate sulla base di considerazioni riguardanti gli spostamenti relativi che l'opera di sostegno può subire rispetto al terreno, compatibilmente con le condizioni di vincolo. Le verifiche da eseguire per i muri di sostegno sono:

- la verifica alla traslazione sul piano di posa del muro
- la verifica al ribaltamento del muro
- la verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- la verifica di stabilità globale.

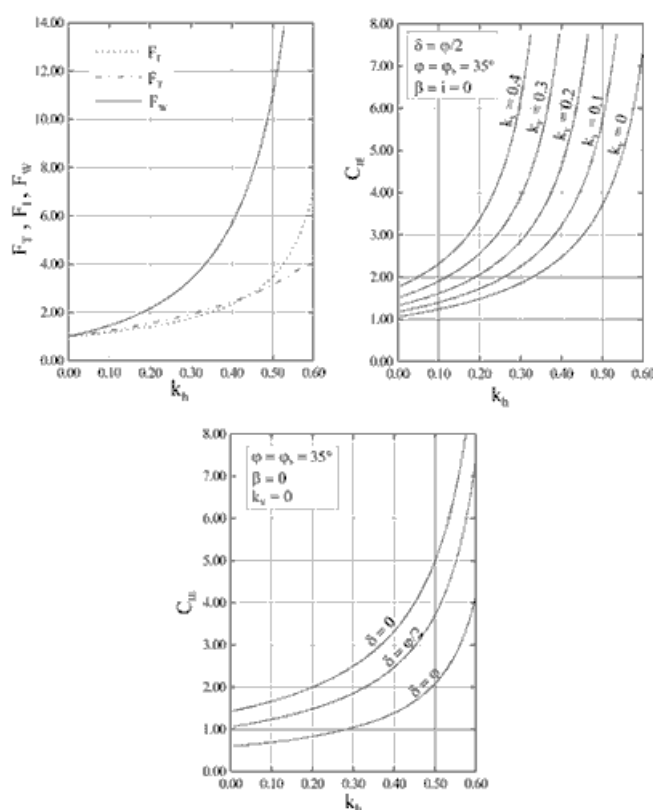


Fig. 15.6 - Influenza di vari parametri sul fattore di inerzia del muro (20).

La verifica alla traslazione sul piano di posa consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un fattore di sicurezza alla traslazione. Tale fattore di sicurezza, definito come il rapporto tra la risultante delle forze resistenti e quella delle forze instabilizzanti, non inferiore a 1,3. Le azioni instabilizzanti previste sono quelle dovute al terreno, all'acqua ed agli eventuali sovraccarichi, nonché, per estensione al caso sismico, le azioni derivanti dall'inerzia del terrapieno e dall'inerzia del muro. Le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che per attrito si desta all'interfaccia tra la base del muro ed il terreno di fondazione e dalla reazione fornita dal terreno antistante il muro che si oppone alla traslazione. La prima di tali forze resistenti viene calcolata moltiplicando la risultante delle forze verticali agenti sul muro per $\tan \phi_b$, in cui ϕ_b è l'angolo d'attrito che caratterizza il contatto tra la fondazione del muro ed il terreno, che in generale viene assunto coincidente con l'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Della resistenza esplicata dal terreno antistante il muro, stando alla norma, è possibile tenere conto "solo in casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi del muro"; in ogni caso il suo modulo, anch'esso funzione dello spostamento sperimentato dal muro di sostegno, è fissato in misura non superiore al 50% della spinta passiva. Tali prescrizioni mettono in evidenza lo spirito estremamente cautelativo che le informa. Infatti sia casi di collasso documentati (55), sia alcuni risultati sperimentali (56, 61) mostrano che la presenza di un riempimento di valle, seppure di altezza molto limitata rispetto all'altezza totale del muro, costituisce un vincolo efficace alla traslazione e fa sì che l'eventuale meccanismo di rottura in condizioni dinamiche si inneschi per rotazione intorno ad un punto posto ad una quota superiore rispetto alla base del muro. E' noto, inoltre, che a parità di condizioni l'ampiezza dello spostamento in grado di mobilitare la resistenza passiva è notevolmente maggiore di quella relativa allo spostamento che innesca la condizione limite attiva, ma è pur necessario tener conto che l'altezza del rinterro è, in generale, modesta e che sebbene non si siano riscontrati sperimentalmente casi di formazione del cuneo di rottura passivo (tranne che in esperimenti progettati ad hoc (47)) è lecito pensare che la riduzione della resistenza al 50% del valore limite sia ampiamente conservativa.

In generale, per valutare la resistenza passiva in condizioni sismiche si possono utilizzare le relazioni

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{PE} \quad (15.21)$$

dove

H è l'altezza del tratto di muro soggetto alla resistenza passiva

K_{PE} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche dato dalla relazione:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta + \beta)}{\cos \vartheta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \vartheta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \vartheta + i)}{\cos(\delta - \beta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (15.22)$$

e gli altri simboli hanno il consueto significato.

Tale soluzione è basata sull'ipotesi di superficie di rottura piana che, anche nel caso statico, non corrisponde con l'effettiva superficie critica; a causa di ciò, e per elevati valori dell'angolo d'attrito tra il paramento interno del muro ed il terreno l'espressione di K_{PE} sopra riportata può condurre ad una sopravvalutazione della resistenza passiva. E' pertanto opportuno fare ricorso a coefficienti di spinta dedotti assumendo superfici di rottura curve (6).

La verifica al ribaltamento viene correntemente eseguita valutando i momenti generati da tutte le forze, instabilizzanti e resistenti, rispetto al piede del muro; secondo il D.M. 11.03.88 il fattore di sicurezza al ribaltamento, definito come il rapporto tra il momento resistente totale ed il momento instabilizzante totale, deve risultare non inferiore a 1,5. Nella valutazione del fattore di sicurezza è tuttavia possibile seguire due differenti criteri, a seconda di come vengono introdotti i momenti dovuti alle componenti verticali della spinta statica, dell'incremento dinamico della spinta ΔP_{AE} e della forza d'inerzia del muro. Infatti tali momenti possono essere sommati al termine dei momenti resistenti, fornendo in tal modo un risultato a vantaggio di sicurezza, oppure, più rigorosamente, possono essere detratti dal termine dei momenti instabilizzanti.

La verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione non superino il carico limite che esso può tollerare. Al fine di cautelarsi dal raggiungimento della condizione di rottura del terreno la norma prescrive che il coefficiente di sicurezza, definito come il rapporto tra il carico limite ed il carico di esercizio, sia non inferiore a 2. Per quanto concerne i criteri per la determinazione del carico limite e le implicazioni che tale problema comporta nell'ipotesi di condizioni sismiche si rimanda al cap. 4, ed in particolare al Par. 4.2.2.3 per il caso di muri posti su fondazioni superficiali. E' comunque opportuno sottolineare in questa sede che particolare attenzione deve essere posta nel calcolo dei fattori che tengono conto della inclinazione e della eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal muro al terreno di fondazione, poiché questi risultano determinanti ai fini di una corretta valutazione del carico limite delle fondazioni superficiali.

Il D.M. 16.01.1996 al punto A.2 prescrive di valutare le condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche, lasciando ampia libertà operativa al progettista e rimandando genericamente al D.M. 11.03.88.

La verifica di stabilità globale è volta a garantire la stabilità del complesso muro-terreno nei confronti di fenomeni di scorrimento profondo e va effettuata ricorrendo ai noti metodi di calcolo della stabilità dei pendii, anch'essi basati sul concetto di equilibrio limite (per esempio i metodi di Bishop (8), Janbu (19), Bell (16), e di Morgenstern e Price (11)). Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi (per semplificare il problema la superficie di scorrimento viene generalmente assunta di forma circolare), passante al di sotto del muro e valutare, rispetto ad un generico polo, i momenti instabilizzanti generati dalle forze peso ed i momenti resistenti generati dalle reazioni del terreno; il rapporto tra il momento resistente totale e quello instabilizzante fornisce il coefficiente di sicurezza. Il procedimento di calcolo va ripetuto per diverse potenziali superfici di scorrimento per determinare il valore minimo del coefficiente di sicurezza che, secondo il D.M. 11.03.88, non deve essere inferiore ad 1,3.

15.2.5. VERIFICHE DEI MURI FONDATI SU PALI E DELLE PARATIE

In alcune situazioni progettuali, ed in particolare nei casi in cui il terreno presenti scadenti caratteristiche di resistenza, è possibile che le pressioni trasmesse dal muro di sostegno non risultino compatibili con la capacità portante del terreno. In tali casi è necessario ricorrere a fondazioni profonde in grado di trasferire i carichi indotti dal muro di sostegno a strati di terreno più consistenti.

Per i muri fondati su pali la valutazione delle azioni è del tutto analoga a quella relativa al caso di muri con fondazioni superficiali. E' tuttavia opportuno tenere presente l'influenza degli spostamenti sull'entità della spinta. Infatti, la presenza dei pali di fondazione impedisce gli spostamenti rigidi del muro e qualora le caratteristiche strutturali dell'opera di sostegno siano tali da non consentire, sotto l'azione delle pressioni del terreno, eventuali deformazioni flessionali è preferibile adottare per la spinta statica il valore corrispondente alle condizioni "a riposo". Oltre a tale valore statico bisogna considerare l'incremento dinamico di spinta che può essere valutato come indicato nel par. 15.3.2.

I pali di fondazione di un muro di sostegno sono soggetti all'azione verticale dovuta essenzialmente al peso del muro nonché alla forza orizzontale ed al momento applicati in testa e dovuti alla spinta del terrapieno. La presenza di quest'ultimo induce inoltre, sul fusto dei pali posti nella fila interna, delle pressioni laterali la cui distribuzione ed intensità sono di difficile valutazione. Una soluzione approssimata (38) consente di valutare tali pressioni ipotizzando una distribuzione triangolare lungo il tratto di palo di lunghezza L che attraversa lo strato di terreno meno consistente, come indicato in Fig. 15.7.

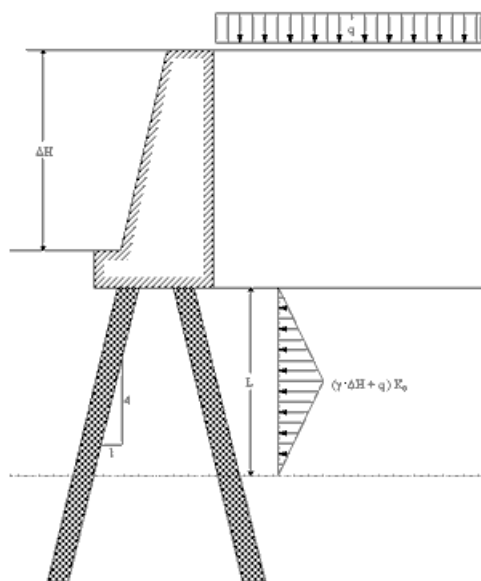


Fig. 15.7 - Muri fondati su pali.

Le verifiche dei pali di fondazione devono essere condotte secondo quanto prescritto nel par. C.5 del D.M. 11.03.88, come illustrato nel par. 4.2.3.

Per quanto concerne le paratie valgono, in merito alle azioni, le medesime considerazioni relative ai muri di sostegno. Le verifiche indicate dal D.M. 11.03.88 riguardano in particolare la profondità di infissione e gli ancoraggi, i puntoni o altre eventuali strutture di controventamento, nonché la stabilità del fondo dello scavo nei confronti del sifonamento. Sulla base della condizione di vincolo che il terreno può esercitare alla base della

paratia è possibile applicare il metodo di calcolo per paratie a supporto libero (cioè libere di ruotare al piede) ed il metodo di calcolo per paratie a supporto fisso (cioè con rotazioni al piede impedita) (38).

La definizione di idonei coefficienti di sicurezza è lasciata al progettista e deve essere operata in funzione dell'affidabilità dei dati geotecnici disponibili e del metodo di calcolo adottato. Generalmente viene applicato un fattore di sicurezza non inferiore a 2 alla resistenza passiva che agisce a valle della paratia. In alternativa, un approccio più rigoroso (26) consiste nell'applicare dei coefficienti di sicurezza parziali ai parametri di resistenza al taglio, come previsto nell'Eurocodice 7 (53) (v. Par. 15.3.2).

15.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

15.3.1. COMPORTAMENTO DEI MURI DI SOSTEGNO DURANTE I TERREMOTI

Quasi tutti i rapporti che riferiscono dei danni subiti dalle strutture a causa di un terremoto documentano anche il collasso di strutture di sostegno, intendendosi per collasso non necessariamente il crollo della struttura, bensì la perdita di quei requisiti di efficienza e funzionalità per i quali essa era stata progettata.

Whitman (45) in un recente stato dell'arte sulla progettazione antisismica dei muri di sostegno, ha sintetizzato in due punti le osservazioni sul comportamento delle opere di sostegno durante i terremoti:

- le strutture a contatto con l'acqua, in cui il terrapieno è inevitabilmente in gran parte saturo, hanno mostrato una scadente resistenza alle azioni sismiche, esibendo fenomeni di collasso talora spettacolari causati dalle modeste caratteristiche del terreno di fondazione e dall'incremento delle pressioni interstiziali nel terrapieno;
- le strutture non interessate dalla presenza dell'acqua, grazie all'elevato grado di sicurezza implicito nei metodi di progettazione antisismica, non hanno, in generale, subito evidenti fenomeni di instabilizzazione e solo in pochi casi si sono osservati spostamenti permanenti significativi.

Numerosi autori (9, 10, 17 ed altri) hanno riportato casi di completo collasso del sistema muro-terreno e della eventuale sovrastruttura in condizioni di terreno saturo, verificatisi in seguito ai terremoti avvenuti in Giappone tra il 1930 ed il 1952, in Chile nel 1960, in Alaska nel 1964 e in California nel 1971. I casi documentati riguardano sia muri di banchine portuali (quay walls), sia muri a gravità aventi funzione di spalle di impalcati da ponte, sia paratie tirantate, con spostamenti anche di alcuni metri.

Ampia documentazione sui danni provocati dal terremoto di Niigata del 1964 è stata fornita da Hayashi, Kubo e Nakase (14) e da Kawakami e Asada (15). In particolare Hayashi et al. (14) hanno definito cinque livelli di danno ed hanno attribuito alle opere di sostegno del porto di Niigata il livello di danno subito (Tab. 15.2) mettendo in tal modo in evidenza la notevole incidenza dei casi di collasso dell'intera struttura.

Gazetas, Dakoulas e Dennehy (42) hanno riportato i risultati di una analisi del comportamento di 110 paratie, nella maggior parte dotate di tiranti, effettuata in Giappone, dalla quale si evince che il 64% (75 su 110) di tali opere ha sofferto danni a causa di eventi sismici. In particolare si è osservato che anche le paratie progettate secondo le disposizioni normative antisismiche sono state danneggiate nella medesima percentuale (29 su 45).

Alcune opere di sostegno dei porti di Corinto, Kiato e Kalamata ed alcuni muri posti a sostegno di rilevati stradali sono stati danneggiati dai terremoti avvenuti in Grecia tra il febbraio ed il marzo 1981 (31) e nel marzo 1986 (41). In particolare Grivas e Souflis (31) hanno descritto la formazione di fessure nei muri, lo sviluppo di cedimenti nel terreno di fondazione e nei terrapieni, nonché casi di spostamenti e rotazioni e di completi collassi dovuti alla spinta dinamica del terrapieno ed a fenomeni localizzati di liquefazione. Pitilakis e Moutsakis (41) hanno descritto, e rianalizzato con un programma di calcolo agli elementi finiti, il comportamento di un muro nel porto di Kalamata che ha subito una traslazione di circa 0,15 m ed una rotazione di 4-5°, con un conseguente cedimento del terrapieno di circa 0,20 m dietro la testa del muro.

Whitman (45) ha elencato alcuni casi di collasso di muri di sostegno e di spostamenti compresi tra 0,05 e 0,7 m causati dal terremoto del Chile del 1985, per i quali sia errori di esecuzione, sia l'insorgenza di sovrappressioni

interstiziali nel terrapieno hanno giocato un ruolo rilevante; Whitman ha inoltre attribuito alla liquefazione i notevoli spostamenti delle banchine del porto di Oakland, verificatisi a seguito del terremoto di Loma Prieta del 1989.

Tateyama, Tatsuoka, Koseki e Horii (59) hanno fornito una dettagliata descrizione dei danni riportati da numerose opere di sostegno di diversa tipologia a seguito del terremoto di Hanshin-Awaji, Giappone, del gennaio 1995, che ha colpito la città di Kobe con intensità, espressa in magnitudo Richter, pari a 7,2. Sebbene in diversi siti del distretto di Hanshin siano insorti fenomeni di liquefazione, i casi di collasso dei muri sono da ricondurre esclusivamente all'incremento delle pressioni laterali sui muri, molti dei quali erano stati realizzati più di cinquanta anni fa, senza alcuna precauzione nei confronti delle azioni sismiche.

In occasione del medesimo terremoto, i muri in terra rinforzata hanno subito deformazioni molto contenute (60). L'origine di tale comportamento va ricercata nel fatto che la zona rinforzata collegata ad un rivestimento esterno rigido si configura come un blocco monolitico, caratterizzato da un rapporto altezza/larghezza molto maggiore rispetto al caso dei tradizionali muri di sostegno.

15.3.2. LE PRESCRIZIONI DEGLI EUROCODICI

La normativa sismica italiana, per quanto attiene alle problematiche della progettazione geotecnica è, senza alcun dubbio, una delle più lacunose ed obsolete e necessita certamente di un radicale intervento di revisione, da attuare anche alla luce di quanto previsto negli Eurocodici EC7 (53) ed EC8 (52). Il D.M. 16.01.96 trascura drasticamente tutti gli aspetti inerenti alla dipendenza delle azioni sismiche dalle caratteristiche dei terreni, limitandosi ad indicare un unico spettro di progetto ed il coefficiente di fondazione che costituisce un amplificatore della pseudo-accelerazione spettrale. E' noto, d'altra parte, che siti differenti esibiscono una diversa risposta all'azione sismica che è funzione dell'intensità del terremoto, della distanza del sito dalla sorgente del terremoto, delle formazioni geologiche attraversate dalle onde di volume lungo il percorso di propagazione dalla sorgente al sito e degli effetti locali prevalentemente legati alle caratteristiche meccaniche dei terreni nel sito considerato. Risulta pertanto evidente la inadeguatezza della attuale normativa che individua nell'unico spettro considerato, riportato in scala a tre distinti valori della accelerazione massima, lo strumento per suddividere il territorio nazionale in tre zone omogenee, caratterizzate ciascuna da un fissato livello di sismicità.

Per quanto specificatamente attiene alla progettazione delle opere di sostegno l'impiego dello spettro viene ulteriormente semplificato prendendo in considerazione, per la valutazione delle forze d'inerzia, la pseudo-accelerazione massima relativa ai bassi periodi di vibrazione, assumendo implicitamente per tali opere un comportamento rigido.

Tab. 15.2 - Livelli di danno definiti da Hayashi et al. (14).

Grado di danno	Descrizione	Lunghezza totale (m)	Strutture danneggiate
4	Completo collasso della intera struttura	7120	57,1%
3	Collasso di parti principali della struttura	3740	30,0%
2	Apprezzabili deformazioni di parti principali della struttura	35	0,3%
1	Collasso di parti secondarie della struttura	630	14,5%
0	Nessun danno	1560	7,6%

Tuttavia la norma consente di valutare l'influenza che "le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni" mediante analisi approfondite, che si rendono necessarie per opere di particolare importanza ed ogni qualvolta l'opera in progetto per le proprie caratteristiche strutturali e per le specifiche condizioni al contorno non rispetti le ipotesi della teoria pseudostatica di Mononobe-Okabe, posta alla base del metodo di calcolo suggerito dalla normativa. In sintonia con la parte 1 dell'Eurocodice 8 potrebbe essere allora opportuno valutare l'accelerazione sismica da introdurre nei calcoli delle opere di sostegno utilizzando spettri di progetto definiti sulla base delle

caratteristiche del sottosuolo. In particolare le indicazioni dell'EC8, per quanto semplificate, individuano tre classi di sottosuolo, distinte sulla base di differenti stratigrafie e classificate con riguardo alla velocità media di propagazione delle onde di taglio, che esprime una misura indiretta della rigidità del terreno in sito (v. Cap. 2, Par. 2.2.2 e Cap. 4, Par. 4.4.1).

Nell'Eurocodice 7 sono fissati i principi generali della progettazione geotecnica secondo i criteri propri del metodo degli stati limite, che sostituisce al concetto deterministico di unico fattore di sicurezza per ciascuna verifica, il concetto di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle diverse grandezze definite su base statistica.

Il raggiungimento di uno stato limite può essere provocato dall'intervento concomitante di vari fattori di carattere aleatorio derivanti dalle incertezze relative alle resistenze dei materiali impiegati, alla intensità delle azioni ed alla probabilità della loro contemporanea presenza. Le verifiche sono finalizzate a mantenere la probabilità di raggiungimento dello stato limite considerato entro il valore prefissato. Come è noto, il metodo degli stati limite consiste nella introduzione, per tutte le grandezze che presentano un carattere aleatorio e, in modo particolare, per le azioni e le resistenze, dei cosiddetti valori caratteristici, e nella trasformazione di questi ultimi in valori di progetto mediante l'applicazione dei coefficienti parziali. Il valore caratteristico di una grandezza è definito come il frattile di ordine 0,95 ovvero quello di ordine 0,05 della distribuzione statistica dei valori della grandezza considerata. Specificatamente, si fa riferimento al frattile di ordine 0,95 o a quello di ordine 0,05 a seconda che i valori rilevanti ai fini della sicurezza siano quelli più elevati o quelli più bassi.

I valori di progetto si ottengono dai corrispondenti valori caratteristici moltiplicandoli, nel caso delle azioni, o dividendoli, nel caso delle resistenze, per i coefficienti parziali. Per le grandezze di interesse nella progettazione geotecnica i valori dei coefficienti parziali sono riportati nella Tab. 15.3 relativamente ai tre casi A, B e C rispettivamente riguardanti problemi di stato limite ultimo indipendenti dalla resistenza del terreno e delle strutture, problemi di stato limite ultimo nelle strutture e problemi connessi al raggiungimento dello stato limite ultimo nel terreno.

Per quanto concerne le opere di sostegno, il caso A non assume particolare rilevanza se non quando si verificano situazioni in cui le forze di natura idrostatica costituiscono le azioni più sfavorevoli. Nel caso B i coefficienti parziali vengono applicati moltiplicando per 1,35 i valori caratteristici delle spinte dovute al terreno, all'acqua ed ai sovraccarichi, agenti sfavorevolmente su entrambe le facce dell'opera. In talune situazioni tuttavia questo modo di procedere può condurre a valori di progetto della spinta risultante estremamente elevati ed inattuabili se non, addirittura, fisicamente impossibili. Ciò dipende dal fatto che il peso dell'unità di volume del terreno non è affetto da una dispersione di valori tale da giustificare l'adozione del coefficiente parziale pari ad 1,35; dalla Fig. 15.8a sembrerebbe più opportuno adottare un coefficiente parziale pari a 1,15. In alternativa, nel caso dei muri di sostegno i coefficienti parziali possono essere applicati, piuttosto che alle azioni, agli effetti che queste inducono, quali ad esempio le caratteristiche della sollecitazione della struttura. Nel caso C i coefficienti parziali vengono invece applicati ai valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno. In questo caso dalla Fig. 15.8b risulta che il coefficiente parziale 1,25 applicato all'angolo di resistenza al taglio appare appropriato, mentre dalla Fig. 15.8c il coefficiente parziale 1,4 applicato alla coesione non drenata c_u appare sottostimato, risultando più idoneo un valore prossimo ad 1,6.

Le dispersioni dei valori dei parametri geotecnici indicati nella Fig. 15.8 derivano da una vastissima analisi statistica di risultati sperimentali (62).

Nell'EC7 le opere di sostegno, definite come le strutture di contenimento del terreno, di materiali simili o di acqua, sono suddivise in tre categorie:

- i muri a gravità in pietrame, in conglomerato cementizio semplice o armato, dotati di una suola di fondazione e di eventuali elementi di irrigidimento, quali mensole o contrafforti, che si oppongono all'azione della spinta del terreno per effetto del peso del muro stesso e del terreno che grava sulla fondazione;
- le paratie in acciaio, conglomerato cementizio armato o in legno, eventualmente dotate di tiranti o puntoni che si oppongono all'azione della spinta del terreno per effetto della resistenza flessionale della struttura;
- le strutture composite costituite da elementi afferenti alle due categorie precedenti, come, per esempi, i muri fondati su pali.

Tutte le opere di sostegno devono essere verificate rispetto ai seguenti stati limite:

- instabilità globale;
- rottura di un elemento strutturale o di una connessione tra elementi strutturali;
- rottura combinata nel terreno e nell'elemento strutturale; - spostamenti della struttura di sostegno che possono determinare il collasso o la perdita di efficienza della struttura stessa o di strutture vicine;
- infiltrazione inaccettabile attraverso l'opera di sostegno o al di sotto di essa;
- trasporto inaccettabile di particelle di terreno attraverso l'opera di sostegno o al di sotto di essa;
- variazioni inaccettabili del regime delle acque sotterranee.

Tab. 15.3 - Coefficienti di sicurezza parziali (53).

	AZIONI			PROPRIETA' DEL TERRENO			
	Permanenti		Variabili	$\tan\varphi$	c'	c_u	$q_u^{(1)}$
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli				
Caso A	1,00	0,95	1,50	1,10	1,30	1,20	1,20
Caso B	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
Caso C	1,00	1,00	1,30	1,25	1,60	1,40	1,40

⁽¹⁾ Resistenza a compressione del terreno o della roccia

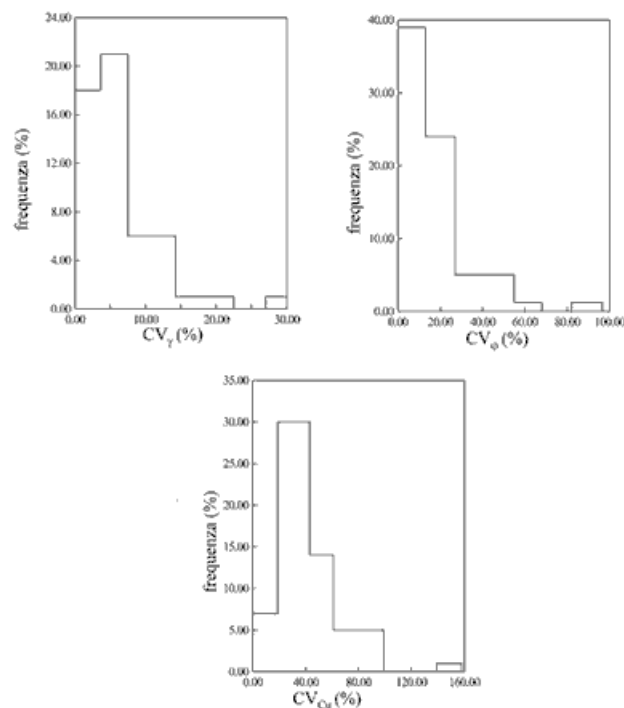


Fig. 15.8 - Istogramma dei valori del coefficiente di variazione di gamma, phi e c_u (62).

A queste verifiche vanno aggiunte quelle classiche, previste anche dalle norme italiane, che sostanzialmente sono volte a garantire l'equilibrio dell'opera di sostegno rispetto alla traslazione orizzontale, alla rotazione ed alla traslazione verticale e che nel dettaglio sono:

- per i muri a gravità e per le strutture composite
 - 1) rottura per scorrimento al contatto fondazione-terreno;
 - 2) rottura per ribaltamento del muro;
 - 3) rottura del terreno di fondazione per raggiungimento del carico limite;
- per le paratie
 - 1) rottura per traslazione o rotazione della struttura o di parti di essa;

2) rottura del terreno di fondazione per raggiungimento del carico limite.

Le Fig. 15.9 ÷ 15.12 mostrano schematicamente alcuni casi di stati limite nei muri e nelle paratie, considerando casi di rottura del terreno per instabilità globale (Fig. 15.9) e per instabilità locale (Fig. 15.10 e 15.11) e casi di rottura di elementi strutturali (Fig. 15.12).

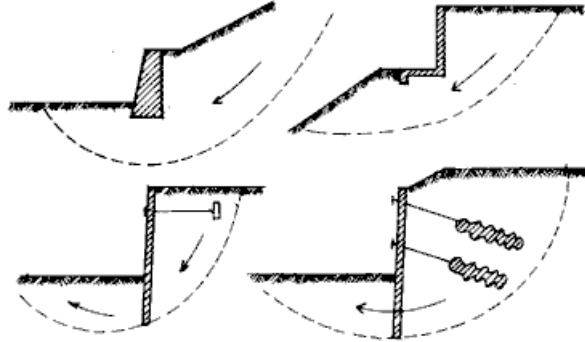


Fig. 15.9 - Esempi di stato limite per instabilità globale (53).

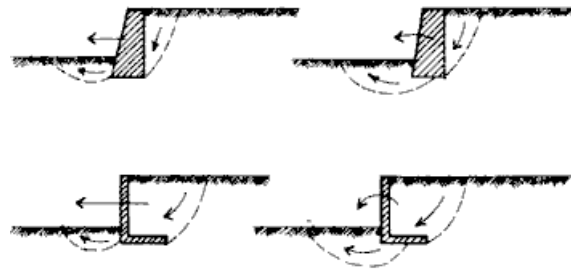


Fig. 15.10 - Esempi di stato limite per rottura in fondazione di muri a gravità dovuta a scorrimento o raggiungimento del carico limite (53).

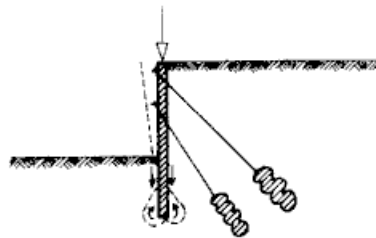


Fig. 15.11 - Esempi di stato limite per raggiungimento del carico limite di paratie (53).

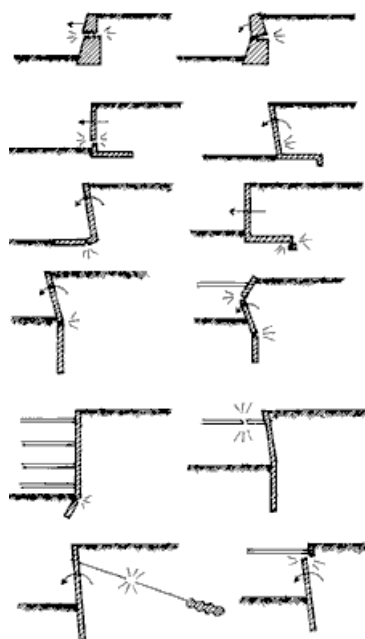


Fig. 15.12 - Esempi di stato limite per rottura degli elementi strutturali (53).

Per quanto attiene alla progettazione antisismica delle opere di sostegno, l'Eurocodice 8 sancisce che, in linea di principio qualunque metodo, basato sui principi della dinamica dei terreni e delle strutture e supportato dall'esperienza può essere ritenuto valido; suggerisce, tuttavia, di prendere debitamente in conto la non linearità del comportamento del terreno durante l'interazione dinamica con l'opera di sostegno, gli effetti inerziali dovuti alle masse che costituiscono il sistema opera di sostegno-terreno, gli effetti idrodinamici indotti dalla presenza dell'acqua nel terreno a tergo del muro ed, eventualmente, dell'acqua a contatto col paramento esterno del muro, nonché infine, la compatibilità delle deformazioni del terreno, del muro e dei tiranti. Anche l'Eurocodice, come la normativa italiana, si limita ad indicare il metodo di calcolo di Mononobe-Okabe per la valutazione della spinta del terrapieno, supponendo che il cuneo di terreno a tergo del muro sia in condizioni di equilibrio limite attivo. D'altra parte perché le condizioni attive siano mobilitate è necessario che il muro subisca uno spostamento di una certa entità che nel caso di muri flessibili viene sperimentato mediante una deformazione flessionale dell'elemento strutturale, nel caso di muri a gravità si verifica per traslazione o rotazione rigida. L'ordine di grandezza dello spostamento che l'opera di sostegno deve subire affinché si sviluppino le condizioni attive è fissata convenzionalmente dall'EC7 nel caso di terreni incoerenti in funzione dell'altezza H dell'opera e del tipo di cinematismo che caratterizza la condizione di rottura. In particolare nel caso di rottura per rotazione del muro intorno alla testa, tipica per opere di sostegno in cui il moto in testa è impedito da tiranti o da eventuali sovrastrutture (per esempio l'impalcato di un ponte), tale spostamento è posto pari a $0,002 H$; nel caso di rottura per rotazione del muro intorno alla base, tipica per i muri liberi in testa e vincolati alla base (per esempio da un riempimento che fornisce una resistenza al moto), lo spostamento vale $0,005 H$; nel caso infine di rottura per traslazione, tipica per muri a gravità liberi alla base e posti su terreno di fondazione abbastanza rigido, lo spostamento è assunto pari a $0,002 H$.

Qualora le condizioni al contorno siano tali da rendere impossibile le mobilitazione di tali spostamenti e quindi delle condizioni limite attive è necessario procedere alla determinazione del valore della spinta (maggiore di quello della spinta attiva) corrispondente allo spostamento effettivamente scontato dal muro.

In effetti i valori indicati nell'EC7 circa gli spostamenti necessari per mobilitare la spinta attiva, risultano, alla luce di importanti risultati sperimentali, ampiamente cautelativi. Infatti, Sherif et al. (27) hanno effettuato una rigorosa analisi sperimentale condotta su un modello di muro di sostegno di altezza pari a 1,2 m sottoposto, mediante una tavola vibrante, ad una eccitazione di tipo armonico. I risultati ottenuti hanno messo in evidenza

che lo spostamento del muro in corrispondenza del quale si instaurano le condizioni limite attive è funzione dell'altezza del muro e dell'angolo di resistenza al taglio del terreno e può essere espresso mediante la relazione

$$s = H(7-0,13\varphi)10^{-4} \quad (15.23)$$

che è valida tanto in condizioni statiche quanto in condizioni dinamiche. Tale relazione conduce a valori estremamente piccoli di s (per esempio per $\varphi=35^\circ$ $s = 0,000245 H$) ed è pertanto lecito ritenere che la maggior parte delle comuni opere di sostegno si trovi effettivamente in condizioni attive.

Ai fini dell'analisi pseudostatica l'EC8 prevede che l'azione sismica venga rappresentata mediante un insieme di forze, sia orizzontali che verticali, la cui intensità è pari al prodotto dei pesi per un coefficiente sismico e dipende dall'entità dello spostamento permanente tollerabile o effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata. In mancanza di precise valutazioni i coefficienti sismici orizzontale e verticale si pongono pari a:

$$k_h = \alpha / r \text{ e } k_v = k_h / 2$$

dove con α l'Eurocodice indica il rapporto tra l'accelerazione di progetto al suolo e l'accelerazione di gravità ed il fattore r assume i valori indicati nella Tab. 15.4

Concettualmente r è definito come il rapporto tra l'accelerazione che determina il massimo spostamento permanente compatibile con i vincoli e l'accelerazione corrispondente alla condizione di equilibrio limite per spostamento incipiente. Pertanto r risulta maggiore per opere di sostegno in grado di tollerare spostamenti elevati.

I coefficienti sismici possono essere assunti costanti lungo l'altezza dell'opera di sostegno tranne nei casi in cui tale altezza è particolarmente elevata (per l'EC8: $H > 10$ m), da fare prevedere eventuali fenomeni di amplificazione dell'accelerazione sismica. In tali casi è opportuno determinare, attraverso un'analisi monodimensionale della propagazione delle onde di taglio in direzione verticale, il valore della accelerazione sismica massima attesa a ciascuna quota e assumere come accelerazione di progetto un valore mediato lungo l'altezza.

Per quanto concerne l'azione sismica verticale, questa va esplicitamente considerata con il segno che determina l'effetto più sfavorevole per l'equilibrio dei muri a gravità ma può essere omessa del tutto per le altre tipologie di opere di sostegno.

La spinta totale del terreno, comprensiva degli effetti statici e dinamici si considera applicata ad una quota pari a $H/2$ a meno che non si tenga conto dell'effettivo spostamento con il quale l'opera perviene alle condizioni di rottura; in particolare, nel caso in cui il muro è libero di ruotare intorno alla base il punto di applicazione si suppone posto a $H/3$ dalla base. A tal proposito alcuni studi sperimentali (35, 37) hanno mostrato che, nel caso di rottura del terreno per rotazione del muro intorno alla base, la distribuzione delle pressioni attive totali è non lineare con la profondità ed è caratterizzata da elevate pressioni residue in prossimità della base del muro dovute alla piccola entità degli spostamenti in tale zona. Pertanto il punto di applicazione della spinta attiva totale si trova ad una quota inferiore rispetto ad $H/3$. Anche nel caso di rottura con rotazione del muro intorno alla testa la distribuzione delle pressioni è non lineare e presenta una concentrazione di tensioni nella zona superiore, dovuta ad un effetto arco del terreno, mentre alla base del muro gli spostamenti sono tali da provocare un significativo scarico tensionale. Ciò comporta che il punto di applicazione della spinta totale sia posto in alto, al di sopra di $H/2$ rispetto alla base del muro. Tuttavia è opportuno osservare che mentre per bassi livelli di accelerazione la distribuzione delle pressioni attive dinamiche è governata prevalentemente dal modo di rottura, per valori elevati dell'accelerazione gli effetti inerziali risultano dominanti e per $k_h > 0,5$ la quota del punto di applicazione dell'incremento dinamico della spinta converge approssimativamente al valore $H/2$. Qualora le condizioni di vincolo siano tali da impedire del tutto gli spostamenti dell'opera di sostegno, come ad esempio avviene per le pareti dei piani interrati degli edifici (basement walls) solidali agli altri elementi strutturali o per le paratie ancorate, il valore della spinta da considerare è quello caratteristico delle condizioni "a riposo". In particolare gli eurocodici indicano per il calcolo del coefficiente di spinta statica "a riposo" l'espressione seguente, derivata da una nota relazione di Jaky (7):

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \sqrt{R_{OC}} \quad (15.24)$$

valida per terreni normalmente consolidati o leggermente sovraconsolidati, in cui R_{OC} rappresenta il grado di sovraconsolidazione; oppure l'espressione

$$K_{0i} = K_0 (1 + \sin i) \quad (15.25)$$

qualora il terrapieno sia inclinato di un angolo i rispetto all'orizzontale. Alla spinta statica "a riposo" bisogna aggiungere il contributo dinamico

$$\Delta P_{AE} = \alpha \gamma H^2 \quad (15.26)$$

applicato ad $H/2$ dalla base del muro. E' evidente che in questi casi la spinta risulta decisamente superiore sia in termini di contributo statico che in termini di incremento dinamico, rispetto al valore della spinta attiva (v. Par. 15.2.2 e 15.2.3).

Tab. 15.4 - Valori di r per il calcolo di kh (52).

TIPO DI OPERA DI SOSTEGNO	r
Muri a gravità liberi, in grado di tollerare spostamenti fino a 300 α (mm)	2
Muri a gravità liberi, in grado di tollerare spostamenti fino a 200 α (mm)	1,5
Muri flessibili in cemento armato, muri ancorati, muri in cemento armato fondati su pali, muri di piani interrati e spalle di ponti	1

Nella determinazione della spinta bisogna infine tenere conto della eventuale presenza dell'acqua. Al riguardo l'EC8 distingue tra le condizioni dinamiche impermeabili in cui, durante l'azione sismica, il drenaggio è trascurabile e le condizioni dinamiche permeabili in cui l'acqua interstiziale è libera di muoversi rispetto alle particelle solide. Nel primo caso il terreno ed il fluido si comportano come un mezzo monofase e non insorge una specifica azione dinamica dovuta alla presenza dell'acqua. Per il calcolo della spinta è sufficiente introdurre nella relazione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (15.27)$$

i parametri

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (15.28)$$

in cui γ è il peso specifico del terreno saturo, γ_w è il peso specifico dell'acqua e ϑ interviene nella determinazione di K_{AE} . Nel secondo caso si considerano le pressioni dinamiche che l'acqua, libera di muoversi durante l'eccitazione sismica, esercita sul muro. La risultante dell'incremento dinamico di tali pressioni è pari a:

$$P_{WE} = \frac{7}{12} \gamma_w K_h H^2 \quad (15.29)$$

ove H è l'altezza del pelo libero della falda misurata dalla base del muro. La spinta totale dovuta al terreno viene invece calcolata introducendo ancora i parametri γ^* e $\tan \vartheta$ sopra indicati.

In entrambi i casi è inoltre necessario valutare la spinta statica dovuta all'acqua che può essere calcolata mediante l'espressione:

$$P_W = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (15.30)$$

Nei casi in cui l'opera in progetto ha il paramento di valle a contatto con l'acqua, come si verifica ad esempio per i muri che fungono da banchine portuali, è necessario considerare la massima variazione, rispetto al caso idrostatico, della pressione dell'acqua sul paramento del muro. Anche in questo caso la spinta è data dall'espressione di P_{WE} sopra indicata in cui H rappresenta l'altezza del pelo libero dell'acqua. Tuttavia nei casi in cui l'opera di sostegno è a contatto con terreno saturo da una parte e con acqua libera dall'altra, è possibile, secondo Matsuo e O'Hara (10), considerare contemporaneamente agenti e rivolte verso valle la depressione idrodinamica P_{WE} e l'incremento di spinta del terrapieno saturo pari a $0,7P_{WE}$.

Il D.M. 16.01.96 non fornisce alcun criterio per valutare l'interazione terreno-struttura nel caso in cui l'opera sorga su un pendio. A tal proposito l'EC8 prescrive che per strutture importanti realizzate su pendii o in prossimità di essi, l'azione sismica deve essere amplificata per tener conto degli effetti topografici; per pendii inclinati meno di 15° gli effetti topografici possono essere trascurati, mentre per inclinazioni maggiori sono suggeriti alcuni criteri per la valutazione del parametro del terreno S che entra nella definizione dello spettro di progetto. In particolare in prossimità della cresta del pendio si assume $S=1,2$ per inclinazioni comprese tra 15 e 30° ed $S=1,4$ per inclinazioni maggiori; il valore di S deve essere altresì incrementato del 20% nel caso di presenza di strati superficiali sciolti con spessore superiore a 5 metri; si assume inoltre un valore di S linearmente decrescente procedendo dalla sommità del pendio verso la base dello stesso ove S è pari ad 1.

La risposta del pendio alla azione sismica può essere valutata o con i metodi pseudostatici sopra indicati o con metodi dinamici. Tra questi ultimi si possono citare il metodo dinamico per superfici di rottura piane basato sul moto del blocco su un piano inclinato formulato da Newmark (12) nonché, nel caso di superfici di rottura circolare, le procedure adottate da Maugeri e Motta (36) e da Crespellani et al. (63).

Per quanto, infine, attiene alle verifiche strutturali l'EC8 richiede di dimostrare che in concomitanza dell'azione sismica e degli altri possibili carichi non vengano superate le resistenze di progetto del muro e degli altri elementi strutturali.

15.3.3. CALCOLO DELLA SPINTA PER PARTICOLARI CONDIZIONI AL CONTORNO

In alcune situazioni che sovente si presentano nella pratica progettuale le condizioni al contorno del problema della determinazione della risultante delle pressioni che il terreno esercita sulle opere di sostegno non coincidono con quelle previste nel metodo di calcolo di Mononobe e Okabe. Ciò comporta che il calcolo della spinta non può essere condotto utilizzando per il coefficiente di spinta sismica l'espressione (2). Oltre al limite di carattere matematico di tale espressione, discusso nel par. 15.2.2, in base al quale il radicando deve essere positivo o nullo, e che trova la sua giustificazione fisica nel fatto che un terrapieno incoerente non può essere in equilibrio se l'estradosso risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito, esistono limiti di applicabilità della soluzione di Mononobe e Okabe legati alle condizioni geometriche e di carico.

Un caso tipico è quello in cui il terrapieno presenta un profilo costituito da un tratto in pendenza, subito dietro il muro, e da un tratto orizzontale sul quale grava, eventualmente, un sovraccarico (Fig. 15.13). In tale situazione l'espressione di K_{AE} sopra richiamata può essere applicata solo se la superficie di rottura del terreno risulta inclinata di un angolo minore di α_1 interessando soltanto la porzione inclinata del terrapieno. Un altro caso ricorrente è quello in cui sul terrapieno, con estradosso orizzontale o inclinato, insista un sovraccarico verticale uniformemente distribuito posto ad una certa distanza dalla testa del muro (Fig. 15.14). E' noto, infatti, che in presenza di sovraccarico e nel caso di terreno dotato di solo attrito la spinta si può calcolare mediante la relazione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE,\gamma} + q H K_{AE,q} \quad (15.31)$$

ove i coefficienti di spinta $K_{AE,\gamma}$ e $K_{AE,q}$ rispettivamente relativi al solo peso del terreno ed al sovraccarico, coincidono (e sono pari a K_{AE}) solo se il sovraccarico è posto immediatamente a tergo del muro e grava sul terrapieno per un tratto pari almeno all'ampiezza del cuneo di rottura.

Per i due tipi di problemi sono state formulate delle soluzioni in forma chiusa (51, 54) che forniscono semplici espressioni per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva.

In particolare, nel caso di terrapieno con profilo spezzato, con riferimento alla Fig. 15.13, la spinta attiva, nell'espressione più generale che tiene conto anche del contributo della coesione, è data da:

$$P_{AE}(\alpha) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE,\gamma}(\alpha) + q H K_{AE,q}(\alpha) - c H K_{AE,c}(\alpha) \quad (15.32)$$

dove

$$K_{AE,\gamma}(\alpha) = \left[(\cot \alpha + \tan \beta)(1 + 2t) + t^2(\cot \alpha - \cot i) \right] \frac{\sin(\alpha + \vartheta + \varphi)}{\cos \vartheta \cos(\alpha - \varphi - \delta - \beta)}$$

$$K_{AE,q}(\alpha) = [\cot \alpha(1+t)\tan \beta - t \cot i] \frac{\sin(\alpha + \vartheta - \phi)}{\cos \vartheta \cos(\alpha - \phi - \delta - \beta)}$$

$$K_{AE,c}(\alpha) = (1+t) \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha \cos(\alpha - \varphi - \delta - \beta)} \quad (15.33)$$

sono i coefficienti di spinta relativi ai tre distinti contributi del peso proprio del terreno, del sovraccarico e della coesione, espressi in funzione dell'angolo di inclinazione della superficie di rottura del terreno e t è il rapporto tra l'altezza del pendio e l'altezza del muro:

$$t = \frac{h_0}{H}$$

Per ottenere la spinta bisogna calcolare il massimo della funzione $P_{AE}(\alpha)$ rispetto all'angolo α di inclinazione della superficie di rottura. Tale derivazione per un terreno dotato di attrito e coesione risulta piuttosto complessa, è tuttavia possibile determinare una soluzione in forma chiusa che consenta di tener conto oltre che del contributo del peso proprio del terreno, anche della presenza di un eventuale sovraccarico, valida per un terreno incoerente, ed un'altra soluzione per valutare il contributo minimo della coesione.

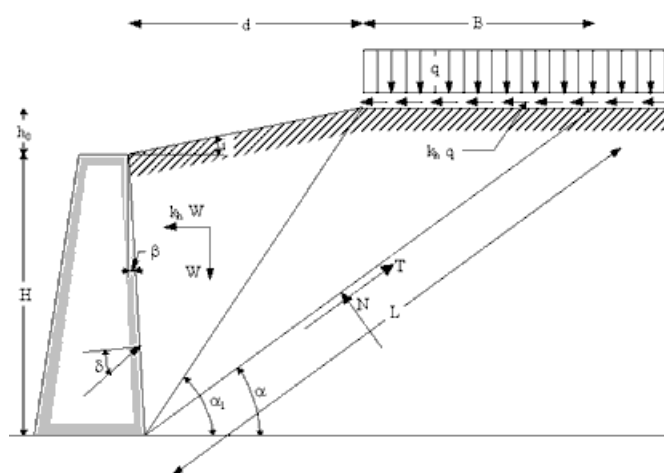


Fig. 15.13 - Schema per la valutazione della spinta (51).

Le espressioni che si ottengono sono le seguenti:

$$P_{AE}(\alpha) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE, \gamma q}(\alpha) \quad (15.34)$$

ove $K_{AE, \eta}$ è il coefficiente di spinta attiva sismica che ingloba l'effetto del peso del terreno e quello del sovraccarico:

$$K_{AE, \eta}(\alpha) = \frac{(1+t)(1+t+n_p)(1-A \tan \alpha [\cos(\varphi-\vartheta) - \sin(\varphi-\vartheta)/\tan \alpha])}{\cos \vartheta [\cos(\varphi+\delta+\beta) + \tan \alpha \sin(\varphi+\delta+\beta)]} \quad (15.35)$$

e l'angolo di inclinazione della superficie di rottura è dato da:

$$\tan \alpha = \frac{\sin(\varphi + \delta + \beta) \sin(\varphi - \vartheta) + \sqrt{E}}{A \cos(\vartheta + \delta + \beta) + \cos(\varphi - \vartheta) \sin(\varphi + \delta + \beta)} \quad (15.36)$$

con le posizioni:

$$n_q = \frac{2q}{\gamma H}$$

$$A = \frac{t \cot i (1 + n_q) - \tan \beta (1 + 2t + n_q)}{(1 + t)(1 + t + n_q)}$$

$$E = \sin^2(\varphi + \delta + \beta) \sin^2(\varphi - \vartheta) + \frac{\sin[2(\varphi - \vartheta)] \sin[(\varphi + \delta + \beta)]}{4} +$$

$$+ A \cos(\vartheta + \delta + \beta) \sin(\varphi - \vartheta) \cos(\varphi + \delta + \beta)$$

La soluzione ottenuta è ammissibile se risulta verificata la condizione $\alpha < \alpha_1$, solo, cioè, se la superficie di rottura interseca nel tratto orizzontale il profilo del terrapieno configurando un cuneo di forma quadrilatera. In caso contrario la soluzione va ricercata con il metodo di Mononobe-Okabe.

Il contributo minimo dovuto alla coesione è dato da:

$$P_{AE,c} = -2cH(1 + t) \frac{\cos \varphi}{1 + \sin(\varphi + \delta + \beta)} \quad (15.37)$$

e si ottiene in corrispondenza dell'angolo di rottura:

$$\alpha^* = 45^\circ + \frac{\varphi + \delta + \beta}{2} \quad (15.38)$$

diverso da quello calcolato assumendo che il terreno fosse dotato di solo attrito e relativo quindi ad una differente condizione di rottura. La presenza della coesione riduce la spinta e considerarne il contributo minimo (o trascurarlo del tutto) significa operare a vantaggio di sicurezza. Si vede facilmente che ponendo $i = \delta = \beta = 0$ si ottiene la nota espressione di Rankine (2) che fornisce il termine della spinta dovuto alla coesione:

$$P_{AE,c} = -2cH \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = -2cH \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (15.39)$$

Nel caso di terrapieno incoerente con estradosso piano (orizzontale o inclinato) soggetto ad un sovraccarico posto a distanza d dal muro, con riferimento alla Fig. 15.14, vale la relazione:

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE,\eta q} \quad (15.40)$$

in cui il coefficiente di spinta e l'angolo di inclinazione della superficie di rottura in condizioni critiche sono definiti dalle espressioni:

$$K_{AE,\eta q} = \frac{(1 + n_q) \cos^2 i [1 - A \tan(\bar{A} - i)] [\cos \varphi_2 - \sin \varphi_2 \tan(\bar{A} - i)]}{\cos \vartheta [\cos \varphi_1 + \tan(\bar{A} - i) \sin \varphi_1]} \quad (15.41)$$

$$\tan(\alpha - i) = \frac{\sin \varphi_1 \sin \varphi_2 + \sqrt{(\sin \varphi_1 \sin \varphi_2)^2 \sin \varphi_1 \cos \varphi_1 \sin \varphi_2 \cos \varphi_2 + A \cos \varphi_1 \sin \varphi_2 \cos \varphi_3}}{A \cos \varphi_3 + \sin \varphi_1 \cos \varphi_2}$$

con le posizioni: ϑ

$$\lambda = \frac{d}{H}$$

$$\eta_1 = \varphi + \delta - i$$

$$\eta_2 = \varphi - \vartheta - i$$

$$\eta_3 = \delta + \vartheta$$

$$A = \frac{(1 + n_q) \sin i \cos i + \lambda n_q}{(1 + n_q) \cos^2 i}$$

$$n_q = \frac{2q}{\gamma H}$$

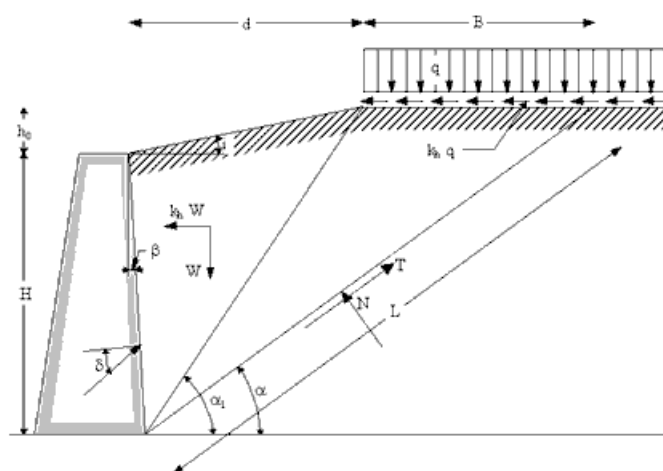


Fig. 15.14 - Schema per la valutazione della spinta (54).

Anche in questo caso perchè la soluzione sia ammissibile è necessario verificare che sia soddisfatta la condizione $\alpha < \alpha_1$, cioè che la superficie di rottura intersechi il profilo del terrapieno in corrispondenza del sovraccarico. In caso contrario la spinta deve essere calcolata con il metodo di Mononobe e Okabe.

Le soluzioni analitiche ottenute per i due casi sopra considerati si sono rivelate in buon accordo con alcuni risultati sperimentali ottenuti mediante prove su tavola vibrante (56, 57). In particolare si è osservato che l'inclinazione della superficie di rottura calcolata secondo le formulazioni analitiche risulta, con buona approssimazione, rispondente a quella misurata sperimentalmente sul modello purché in quest'ultimo venga introdotto l'effettivo valore dell'accelerazione sismica che induce la rottura.

15.3.4. IL CONCETTO DI SPOSTAMENTO AMMISSIBILE

I metodi tradizionali per la progettazione antisismica delle opere di sostegno non consentono di valutare gli spostamenti permanenti che tali opere possono subire a seguito di un evento sismico, trascurando così l'aspetto riguardante le condizioni di servizio delle opere da progettare. E' vero infatti che, in determinate condizioni, spostamenti significativi possano essere ben tollerati dall'opera senza che questa perda i propri requisiti di funzionalità, mentre in altre condizioni spostamenti molto limitati siano tali da compromettere il buon funzionamento dell'opera o la stabilità di altre opere vicine. Qualora fosse possibile definire uno spostamento permanente limite che sia ammissibile per l'opera di sostegno e compatibile con le condizioni di vincolo si potrebbe procedere alla progettazione dell'opera affinché essa resista ad una accelerazione sismica pari a quella che provoca tale spostamento di progetto.

I metodi di calcolo basati sul concetto di spostamento permanente ammissibile traggono spunto da una teoria formulata da Newmark (12) per la valutazione dei potenziali spostamenti che una diga o un terrapieno può subire in conseguenza di un evento sismico. Alla base della teoria di Newmark c'è lo studio del moto di un blocco che scorre su una superficie che può essere assunta cilindrica, piana inclinata o piana orizzontale. L'analisi di Newmark è essenzialmente basata sull'ipotesi di comportamento rigido-plastico del terreno e pertanto il blocco soggetto ad una forza esterna dinamica si muove solidalmente al terreno di fondazione, rappresentato dalla superficie su cui poggia, finché l'accelerazione impressa dalla forzante non supera un valore critico tale da superare la resistenza del sistema ed innescare un moto relativo tra il blocco ed il terreno di fondazione.

Per il caso di moto su un piano orizzontale Newmark ha ricavato l'espressione del massimo spostamento D del blocco in funzione del coefficiente di accelerazione critica N, definito come il rapporto tra l'accelerazione critica (in corrispondenza della quale si instaura il moto) e l'accelerazione di gravità, e dei valori della massima velocità V e della massima accelerazione orizzontale del sisma (espressa dal coefficiente di accelerazione k_h):

$$D = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{k_h} \right) \quad (15.42)$$

in tale relazione il termine $V^2/(2gN)$ rappresenta lo spostamento indotto dall'energia cinetica fornita al sistema ed il termine $(1-N/k_h)$ tiene in qualche misura conto del modo in cui il sistema acquista la velocità V .

Nel caso in cui il blocco si muova su un piano inclinato, o comunque la resistenza al moto non sia simmetrica rispetto alla direzione del moto, l'espressione del massimo spostamento è:

$$D = \frac{V^2}{2gN} \frac{k_h}{N} \quad (15.43)$$

I valori dello spostamento ottenuti con le relazioni sopra riportate sono stati confrontati da Newmark con quelli ottenuti considerando l'effettivo numero di cicli di carico di quattro registrazioni accelerometriche e tale confronto ha dimostrato che le soluzioni fornite approssimano bene gli spostamenti permanenti del blocco e ne costituiscono un limite superiore.

Le relazioni di Newmark sono state modificate da Richards ed Elms (20) che hanno formulato il primo metodo per il calcolo degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno ed hanno proposto una procedura di progetto basata sul concetto di spostamento limite.

Considerando la relazione (eq. 15.15) che esprime il peso W_w che deve avere il muro perché sia soddisfatto l'equilibrio alla traslazione, Richards ed Elms hanno osservato che per

$$\tan\phi_b - \tan\theta = 0 \quad (15.44)$$

l'equilibrio del muro non è possibile in quanto W_w tende all'infinito, cioè il muro dovrebbe possedere una massa infinita per resistere al sisma (il cui effetto è rappresentato da $\tan\theta$). Pertanto, tenendo conto della definizione di (eq. 15.3), è possibile definire il valore limite del coefficiente di accelerazione sismica (cfr. eq. 15.5):

$$k_{h,lim} = (1-k_v) \tan\phi_b \quad (15.45)$$

che risulta del tutto indipendente dalle caratteristiche del muro. La stessa relazione (eq. 15.15), noto W_w e definite le caratteristiche geometriche e geotecniche del sistema muro-terreno, consente di individuare un valore critico del coefficiente di accelerazione sismica $N = \tan\theta$ in corrispondenza del quale il fattore di sicurezza del muro alla traslazione risulta unitario; l'accelerazione critica (data dal prodotto di N per l'accelerazione di gravità) rappresenta la massima accelerazione che il muro può subire senza traslare.

Fissato un sisma di progetto è possibile calcolare gli spostamenti rigidi di un muro di sostegno, secondo il modello di Richards ed Elms, integrando due volte rispetto al tempo l'accelerogramma ottenuto dalla differenza tra la registrazione del sisma e l'accelerazione critica costante. Più precisamente, si suppone che il muro possa accumulare spostamenti permanenti verso valle negli intervalli di tempo in cui l'accelerazione esterna è rivolta verso monte (il moto è infatti governato dalle forze di inerzia che sono opposte all'accelerazione sismica) e supera l'accelerazione critica del sistema. Tale procedura è comunque complessa e per le applicazioni pratiche è più immediato ricorrere ad una espressione empirica che fornisce lo spostamento massimo che i muri di sostegno possono subire a causa di una azione sismica:

$$D = 0,087 \frac{V^2}{k_h g} \left(\frac{N}{k_h} \right)^{-4} \quad (15.46)$$

in cui i simboli hanno il consueto significato. Invertendo quest'ultima relazione si può definire una procedura di progetto che consiste nei seguenti passi:

- si fissa il valore D dello spostamento che si ritiene ammissibile;
- si sceglie un sisma di progetto caratterizzato dai valori k_h e V rispettivamente del coefficiente di accelerazione sismica e della massima velocità sismica;
- si calcola il valore del coefficiente di accelerazione critica N con la relazione

$$N = k_h \left(\frac{0,087 V^2}{D k_h g} \right)^{1/4} \quad (15.47)$$

- si calcola il peso del muro W_w che garantisce l'equilibrio alla traslazione (eq. 15.15);

- si amplifica W_w per un opportuno fattore di sicurezza e si valuta il peso W del muro in progetto.

Una estensione del metodo di Richards ed Elms è stata proposta da Zarrabi (21), che ha introdotto l'effetto della accelerazione sismica verticale e la variazione di inclinazione della superficie di rottura del terrapieno sulla base della considerazione che la traslazione del muro deve necessariamente essere accoppiata ad una traslazione verticale del cuneo, affinché risulti rispettata la congruenza degli spostamenti senza distacchi o compenetrazioni delle parti a contatto. La principale conclusione dell'analisi di Zarrabi consiste nell'ammettere che il coefficiente di accelerazione critica N varia nel tempo in fase con l'eccitazione esterna e non può essere assunto costante. Le accelerazioni critiche calcolate secondo il modello di Zarrabi risultano superiori del 10-30% rispetto a quelle indicate da Newmark e, di conseguenza, gli spostamenti permanenti calcolati per integrazione risultano inferiori nella stessa misura.

Adottando il modello di Zarrabi, Wong (28) ha calcolato gli spostamenti permanenti relativi ad una serie di 14 registrazioni sismiche, ciascuna costituita da due componenti del moto. Al fine di ridurre i problemi di normalizzazione delle registrazioni e per minimizzare l'effetto della durata dell'eccitazione sul calcolo degli spostamenti, si sono scelti accelerogrammi con accelerazioni di picco non inferiori a 0,15 g e magnitudo compresa tra 6,3 e 6,7 (tranne che per due registrazioni relative a terremoti di maggiore intensità). L'interpolazione dei valori degli spostamenti ottenuti ha consentito di formulare una relazione che consente il calcolo dello spostamento permanente massimo atteso per un muro di sostegno in corrispondenza di un fissato accelerogramma di progetto:

$$D = 37 \frac{V^2}{k_h g} \exp\left(-9,4 \frac{N}{k_h}\right) R_v R_z \quad (15.48)$$

dove R_v è un coefficiente che tiene conto delle accelerazioni verticali ed R_z è un coefficiente di correlazione riferito al modello di Zarrabi; le espressioni che definiscono tali coefficienti sono:

$$R_v = 1,015 - 0,2 \frac{N}{k_h} + 0,72 \left(\frac{N}{k_h}\right)^2$$

Wong (28) ha inoltre indicato una procedura di progetto, simile a quella proposta da Richards ed Elms (20), in base alla quale, fissato un accelerogramma di progetto ed uno spostamento ammissibile per la struttura di sostegno, si può calcolare il peso del muro introducendo come accelerazione critica il valore fornito dall'espressione:

$$N = \frac{k_h}{9,4} \ln\left(\frac{37(3+5N)V^2}{Dk_h g}\right) \quad (15.49)$$

alla quale è associato il coefficiente di sicurezza alla traslazione $F_s=3+5N$.

Da una applicazione del metodo di Wong a quattro sistemi muro-terreno caratterizzati da valori di N compresi tra 0,04 e 0,146 compiuta utilizzando i dati accelerometrici relativi al terremoto dell'Irpinia (1980) ed al terremoto del Friuli (1976), è emerso che la formula di Wong fornisce una buona stima degli spostamenti nel caso degli accelerogrammi del terremoto del Friuli, ma sovrastima notevolmente quelli relativi alle registrazioni del terremoto dell'Irpinia in quanto queste sono caratterizzate da basse frequenze e lunghe durate e, in definitiva, da elevate energie di eccitazione (48).

Il modello di Richards ed Elms e le equazioni di Wong sono state riesaminate da Whitman e Liao (33) al fine di valutare gli errori e le incertezze ad essi connessi e principalmente legati: alla natura del moto sismico, alla resistenza del terreno (espressa in termini di angolo di resistenza al taglio, di angolo di attrito tra il paramento interno del muro ed il terrapieno e di angolo di attrito tra la base del muro ed il terreno di fondazione), al comportamento elasto-plastico del terreno ed alla possibilità che si manifestino rotazioni permanenti. Sulla base di alcune considerazioni statistiche Whitman e Liao hanno modificato le relazioni (48) e (49) mettendole nella forma:

D V

$$D = 130 \frac{V^2}{k_h g} \exp\left(-9,4 \frac{N}{k_h}\right) R_v R_z \quad (15.50)$$

$$N = \frac{\alpha_h}{9,4} \ln \left(\frac{D \alpha_h g}{130 V^2} \right) \quad (15.51)$$

I valori dello spostamento permanente risultano in tal modo più elevati di quelli ottenuti con il metodo di Wong, ma nella determinazione del peso del muro in progetto non è necessario prevedere un coefficiente di sicurezza.

Una ulteriore soluzione per il calcolo dello spostamento massimo è stata proposta da Bouckovalas e Kotta (46) per tener conto del tipo di terreno di fondazione, dell'intensità e della durata del sisma di progetto, trascurati nel metodo di Richards ed Elms. Valutato il coefficiente di accelerazione critica in condizioni di equilibrio limite, secondo l'espressione:

$$N = \frac{\cos \vartheta \tan \varphi - \sin \vartheta}{\cos \vartheta + \sin \vartheta \tan \varphi} \quad (15.52)$$

è possibile calcolare il valore dello spostamento permanente per un ciclo di forzante armonica mediante la relazione:

$$D_1 = \frac{V^2}{k_h} f(N/k_h) \quad (15.53)$$

dove

$$f(N/k_h) = -\frac{1}{2} (N/k_h) (\omega t_2 - \omega t_1)^2 + \sqrt{1 - (N/k_h)^2} (\omega t_2 - \omega t_1) + (N/k_h - \sin \omega t_2) \quad (15.54)$$

ω è la pulsazione della forzante, t_1 rappresenta l'istante in cui l'accelerazione esterna eguaglia l'accelerazione critica, e si innesca il moto del blocco, e t_2 è l'istante in cui la velocità del blocco risulta pari a quella del suolo ed il moto relativo cessa. Per la $f(N/k_h)$ si può adottare l'espressione semplificata:

$$f(N/k_h) = 2\pi [1 - N/k_h]^{1-(N/k_h)} \quad (15.55)$$

e pertanto lo spostamento per un ciclo di forzante armonica si può mettere nella forma:

$$D_1 = 2\pi \frac{V^2}{k_h} [1 - N/k_h]^{1-(N/k_h)} \quad (15.56)$$

Nel caso in cui si consideri una eccitazione sismica non armonica lo spostamento permanente è funzione del numero equivalente di cicli della forzante per cui si pone:

$$D = N_{ep} D_1$$

e può essere espresso dalla relazione:

$$D = 2\pi F \frac{C(t)}{N/k_h} \frac{V^2}{k_h} [1 - N/k_h]^{1-(N/k_h)} \quad (15.57)$$

in cui $F=1$ nel caso di terreno di fondazione deformabile ed $F=0,4$ nel caso di terreno di fondazione rigido; inoltre, per sismi di magnitudo pari a 6,5 è stata desunta la seguente espressione di $C(t)$:

$$C(t) = 0,0126 \cdot t^{1,15} \quad (15.58)$$

in cui t è la durata dell'eccitazione. Il confronto tra i risultati ottenuti con il metodo di Bouckovalas e Kotta (46) e la soluzione di Richards ed Elms (20) mostra che per $N/k_h > 0,5$ sussiste un discreto accordo, mentre per $N/k_h < 0,4$ la soluzione di Richards ed Elms fornisce valori molto più elevati e pertanto più conservativi.

Recentemente è stato proposto un metodo (64) per la valutazione degli spostamenti indotti dal sisma sui muri di sostegno, che presenta il pregio di dipendere da un unico parametro relativo al terremoto di progetto. Secondo tale metodo lo spostamento, misurato in centimetri, è dato dall'espressione:

$$D = 0,38 \cdot P_D^{0,977} \cdot N^{-1,338} \quad (15.59)$$

in cui

$$P_D = \frac{\pi}{2g} \frac{\int_0^{t_0} a^2(t) dt}{v_0^2} \quad (15.60)$$

è il potenziale di distruttività sismica (misurato in 10^{-4} gs^3) definito da Araya e Saragoni (30); tale potenziale è funzione dell'accelerogramma $a(t)$ e di v_0 che rappresenta il numero di passaggi per lo zero al secondo che si rilevano nell'accelerogramma.

15.3.5. ANALISI DINAMICHE DELL'INTERAZIONE MURO-TERRENO

Il calcolo degli spostamenti indotti dalle azioni sismiche sulle opere di sostegno può essere perseguito risolvendo il problema di interazione dinamica tra il terreno e la struttura. Fondamentalmente tale problema comporta la definizione di un legame costitutivo del terreno e la risoluzione del sistema delle equazioni del moto. Tale sistema, in generale, si può esprimere mediante l'equazione matriciale:

$$[\mathbf{M}]\mathbf{X} + [\mathbf{C}]\dot{\mathbf{X}} + [\mathbf{K}]\mathbf{X} = -\mathbf{p}(t) \quad (15.61)$$

in cui $[\mathbf{M}]$, $[\mathbf{C}]$ e $[\mathbf{K}]$ sono rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza del sistema muro-terreno, mentre $\mathbf{X}$ e le sue derivate rispetto al tempo rappresentano i vettori spostamento, velocità e accelerazione e, infine, $\mathbf{p}(t)$ è il vettore dei carichi dinamici esterni.

La determinazione dei coefficienti che compongono le matrici dipende dalle ipotesi alla base del modello dinamico considerato, nonché dai gradi di libertà che il sistema possiede. La definizione della massa che partecipa al moto, il meccanismo di dissipazione dell'energia, che a rigore dovrebbe tener conto sia dello smorzamento materiale che di quello geometrico, e la valutazione della rigidezza del terreno, il cui comportamento è marcatamente non lineare, rendono il problema dinamico estremamente complesso e risolvibile solo a condizione di porre ipotesi semplificative.

Nella letteratura scientifica sono disponibili alcune soluzioni dinamiche che tengono conto di uno (24, 25) o due gradi di libertà (32, 34, 58) per i muri rigidi e di uno (23) o numerosi gradi di libertà nel caso di muri a mensola e di opere di sostegno flessibili (43). Significative sono inoltre le soluzioni ottenute mediante la modellazione con il metodo degli elementi finiti dell'interazione muro-terreno che comporta tuttavia l'introduzione di particolari elementi di giunto all'interfaccia tra il terreno e la struttura (22, 29, 44).

Tutti questi modelli colgono bene le principali caratteristiche della risposta dinamica delle opere di sostegno e possono essere impiegati per effettuare calcoli approfonditi che, tuttavia, si giustificano soltanto per strutture di particolare rilievo, la cui sicurezza nei confronti di una eventuale azione sismica assume importanza strategica.

E' possibile modellare l'interazione dinamica terreno-struttura schematizzando il terreno a contatto col muro come un insieme discreto di molle che trasmettono all'opera di sostegno le azioni indotte dal terreno durante l'eccitazione sismica, e smorzatori che tengono conto della capacità del terreno di dissipare parte dell'energia fornita al sistema dalla forzante dinamica (Fig. 15.15) (50). Il modello considerato è caratterizzato da due gradi di libertà, uno traslazionale ed uno rotazionale, ed è applicabile a muri a gravità posti a sostegno di terreni granulari in assenza di falda.

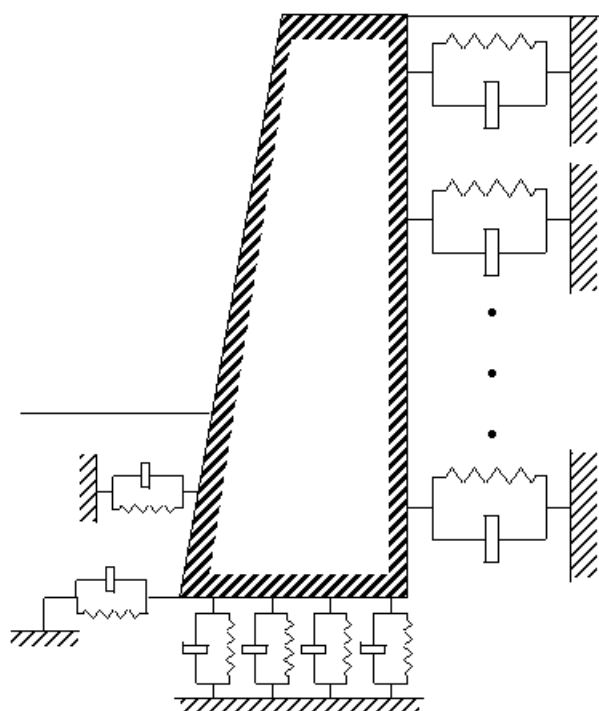


Fig. 15.15 - Schema del modello dinamico a due gradi di libertà (50).

I risultati ottenuti dall'applicazione del modello mostrano una dipendenza degli spostamenti dal contenuto in frequenza ed accelerazione delle forzanti sismiche, dallo smorzamento introdotto nel sistema e dalla rigidità del terreno. Il tipico andamento degli spostamenti è illustrato in Fig. 15.16.

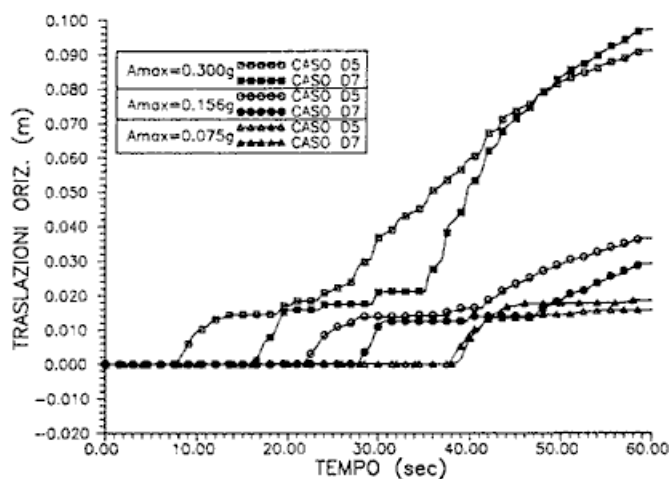


Fig. 15.16 - Tipico andamento degli spostamenti di un muro di sostegno (50).

Le diverse curve sono state ottenute considerando muri di altezza pari a 5 e 7 metri (casi D5 e D7 nella legenda), posti a sostegno di una sabbia densa ed eccitati utilizzando un accelerogramma registrato a Città del Messico nel 1985 (accelerazione massima pari a 0,156 g), e due altri accelerogrammi ottenuti dal precedente amplificando (accelerazione massima 0,3 g) o riducendo (accelerazione massima 0,075 g) i valori dell'accelerazione.

15.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

15.4.1. ESEMPIO DI APPLICAZIONE DELLE NORME ITALIANE E DEGLI EUROCODICI

Al fine di confrontare le verifiche di stabilità prescritte dalle norme italiane (D.M. 11.03.88 e D.M. 16.01.96) e quelle previste dalle norme europee (EC7 ed EC8), si presenta un esempio di calcolo relativo ad un muro a gravità di altezza $H = 5$ m posto a sostegno di un terreno dotato di solo attrito. Per il problema in esame siano dati i seguenti parametri:

$$\varphi = 36^\circ$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$\delta = 2 \varphi / 3$$

$$\beta = 0 \text{ (paramento interno verticale)}$$

$$i = 0 \text{ (estradosso del terrapieno orizzontale)}$$

$$k_h = 0,1$$

$$k_v = 0$$

Facendo riferimento alla teoria di Mononobe e Okabe, trattata nel par. 15.2.2, il coefficiente di spinta attiva sismica vale (eq. 15.2)

$$K_{AE} = 0,295$$

e per il muro in questione la spinta attiva sismica vale (eq. 15.1)

$$P_{AE} = 6,645 \text{ (t/m)}.$$

Secondo le norme italiane, le azioni da considerare ai fini delle verifiche consistono nella spinta attiva statica, nell'incremento dinamico di spinta dovuto al sisma e nella forza di inerzia del muro.

Il coefficiente di spinta sismica attiva in condizioni statiche, calcolato ponendo $k_h = 0$ nella eq. 15.2 oppure mediante la Tab. 15.1, risulta.

$$K_A = 0,235$$

pertanto la spinta attiva statica vale

$$P_A = 5,285 \text{ (t/m)}$$

e si considera applicata ad $H/3$ dalla base del muro.

L'incremento dinamico di spinta calcolato con l'eq. 15.9 è pari a:

$$\Delta P_{AE} = 1,360 \text{ (t/m)}$$

ed è applicato a $2H/3$ dalla base del muro.

Fissate le dimensioni della base e della testa del muro, rispettivamente pari a m 1,80 e m 0,80, e noto il peso per unità di volume del conglomerato cementizio semplice ($2,4 \text{ t/m}^3$), è possibile calcolare il peso del muro e quindi la forza d'inerzia (eq. 15.10):

$$F_i = 1,560 \text{ (t/m)}$$

applicata nel centro di massa del muro.

Effettuando le verifiche si ottengono i coefficienti di sicurezza allo scorrimento ed al ribaltamento che risultano rispettivamente pari a 1,74 ed 1,63 soddisfacendo le prescrizioni di norma; si trascura in questa sede la verifica al carico limite dell'insieme fondazione terreno.

Per le verifiche agli stati limite della struttura i valori delle forze P_{AE} , P_A ed F_i devono essere incrementati del 50%.

Secondo le norme europee è necessario distinguere i casi B e C discussi nel par. 15.3.2. In particolare nel caso B le azioni sfavorevoli devono essere moltiplicate per il coefficiente parziale 1,35 mentre le azioni favorevoli all'equilibrio rimangono immutate (v. Tab. 15.3).

Per la verifica allo scorrimento deve risultare:

$$(W + P_{AE} \sin \delta) \tan \varphi > 1,35 (P_{AE} \cos \delta + F_i)$$

ove W rappresenta il peso del muro.

Nel caso in esame si ha:

$$(W + P_{AE} \sin \delta) \tan \phi = 13,297 \text{ (t/m)}$$

$$1,35(P_{AE} \cos \delta + F_i) = 10,30 \text{ (t/m)}$$

Per la verifica al ribaltamento deve risultare:

$$M_w > 1,35M_s$$

ove M_w è il momento resistente ed M_s è il momento instabilizzante. In particolare il momento resistente è dovuto al peso del muro ed alla componente verticale della spinta, ed il momento instabilizzante è dovuto alla componente orizzontale della spinta attiva sismica, supposta agente ad $H/2$ dalla base del muro ed alla forza di inerzia applicata nel centro di massa del muro.

Nelle verifiche sopra riportate, tuttavia, non è chiaro nel testo degli eurocodici, se la componente verticale della spinta debba essere considerata con il suo valore caratteristico (in quanto azione favorevole, infatti, il coefficiente parziale risulta unitario) come, a vantaggio di sicurezza, si è assunto in questo esempio; oppure se essa debba essere calcolata rigorosamente come componente verticale dell'azione di progetto (e quindi moltiplicata per 1,35).

Valutati i bracci di tutte le forze si ottiene:

$$M_w = 22,305 \text{ (tm/m)}$$

$$1,35 \cdot M_s = 21,250 \text{ (tm/m)}$$

Nel caso C i coefficienti parziali si applicano ai valori caratteristici dei parametri di resistenza in modo da ottenere i corrispondenti parametri di progetto. Poichè il terreno considerato è dotato di solo attrito l'unico parametro da modificare è l'angolo di resistenza al taglio che, secondo quanto indicato nella Tab. 15.3 risulta:

$$\phi_d = \tan^{-1}[(\tan \phi)/1,25] = 30,17^\circ$$

di conseguenza il valore di progetto dell'angolo d'attrito muro-terreno risulta:

$$\delta_d = 20,11^\circ$$

A tali valori degli angoli di progetto corrispondono il coefficiente di spinta attiva sismica:

$$K_{AE} = 0,364$$

e la spinta attiva sismica:

$$P_{AE} = 8,184 \text{ (t/m)}$$

Le verifiche in questo caso si possono esprimere nel modo seguente:

$$(W + P_{AE} \sin \delta_d) \tan \phi_d > (P_{AE} \cos \delta_d + F_i)$$

$$M_w > M_s$$

ove i simboli hanno il consueto significato.

I risultati ottenuti sono:

$$(W + P_{AE} \sin \delta_d) \tan \phi_d = 11,456 \text{ (t/m)}$$

$$(P_{AE} \cos \delta_d + F_i) = 9,245 \text{ (t/m)}$$

$$M_w = 22,505 \text{ (tm/m)}$$

$$M_s = 19,779 \text{ (tm/m)}$$

L'esempio presentato mette in evidenza che, per il sistema considerato, le verifiche risultano soddisfatte sia applicando la normativa italiana, sia seguendo le indicazioni degli Eurocodici. In particolare, si osserva che qualora si progetti secondo le norme europee è necessario esaminare entrambi i casi B e C previsti dall'EC7, al fine di pervenire per ciascuna verifica alle condizioni più sfavorevoli. Infatti dall'esempio si evince che il caso B è più vincolante nella verifica al ribaltamento, mentre il caso C è più gravoso nella verifica allo scorrimento. Allo stesso risultato si perviene effettuando le verifiche in condizioni statiche (55).

15.4.2. ESEMPIO DI APPLICAZIONE PER UN MURO CON PARTICOLARI CONDIZIONI AL CONTERNO

Al fine di chiarire l'importanza della scelta della soluzione da adottare in presenza di particolari condizioni al contorno, viene presentato un esempio di applicazione riguardante il caso di un muro che sostiene un terrapieno il cui profilo è inclinato nel tratto iniziale, per poi divenire orizzontale. A tale caso si applicano le equazioni riportate nel Par. 15.3.3 (51) ed i risultati vengono messi a confronto con quelli che si ottengono con la teoria di Mononobe e Okabe che nel caso specifico non risulta applicabile.

Con riferimento alla Fig. 15.17 si consideri un muro a gravità posto a sostegno di un terreno incoerente e siano dati i seguenti parametri geometrici e geotecnici:

$$H = 5 \text{ m}$$

$$h_0 = 2 \text{ m}$$

$$\beta = 0$$

$$\tan i = 2/3 \text{ (} i = 33,69^\circ \text{)}$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\delta = /2$$

$$q = 0$$

$$k_h = 0$$

Dall'equazione che fornisce l'angolo di inclinazione della superficie di rottura si ottiene

$$\tan \alpha = 1,49 \text{ da cui } \alpha = 56,17^\circ.$$

Il coefficiente di spinta risulta:

$$K_{AE, \gamma q} = 0,388$$

Con la teoria di Mononobe e Okabe si ricava:

$$K_{AE} = 0,531 \text{ e } \alpha = 42,67^\circ$$

In Fig. 15.17 sono indicati gli angoli ottenuti. Risulta evidente che la teoria di Mononobe e Okabe fornisce risultati incompatibili con le condizioni al contorno.

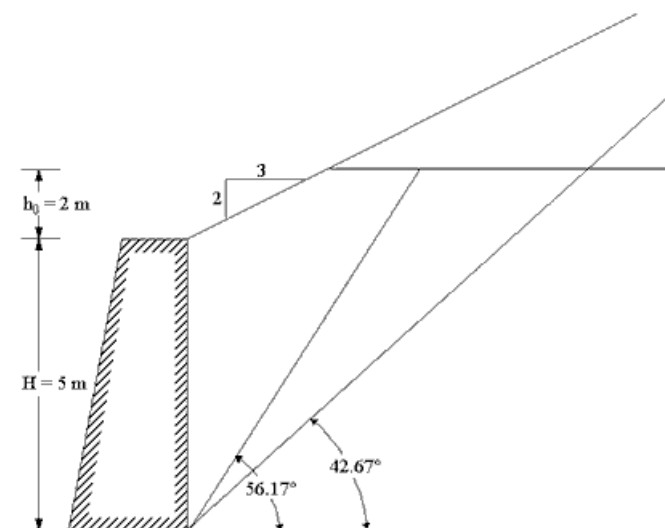


Fig. 15.17 - Esempio di applicazione.

Se poi si pone $k_h = 0,1$ (cioè $\vartheta = 5,71^\circ$) la soluzione riportata al par. 15.3.3 fornisce $\alpha = 51,54$ e $K_{AE, \gamma q} = 0,501$, mentre la teoria di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto risulta

$$\phi - \vartheta - i = 35 - 5,71 - 33,69 < 0$$

ed il coefficiente di spinta K_{AE} non può essere calcolato.

15.4.3. ESEMPIO DI APPLICAZIONE DEI METODI DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Questo esempio mostra una applicazione delle relazioni di Richards ed Elms (20) e di Wong (28) ad alcuni muri di sostegno caratterizzati da diversi fattori di sicurezza alla traslazione. Gli stessi sistemi sono stati analizzati utilizzando un modello dinamico (50) per il calcolo degli spostamenti in modo da poter effettuare un confronto tra le diverse soluzioni.

In particolare, si sono considerati quattro muri a gravità di altezza $H = 5$ m ed i parametri geotecnici $\gamma = 1,8$ t/m³, $\phi = 30^\circ$ e $c = 0$. I muri sono stati dimensionati in modo da presentare, in corrispondenza di un coefficiente sismico $k_h = 0,07$, quattro diversi valori del coefficiente di sicurezza e del coefficiente di accelerazione critica (Tab. 15.5). Si sono inoltre considerate tre registrazioni accelerometriche, relative ai terremoti di Niigata, del Montenegro e di Città del Messico, le cui caratteristiche sono indicate in Tab. 15.6. Sulla base di tali dati sono stati calcolati i valori dello spostamento massimo dei muri. I risultati ottenuti sono riportati in Tab. 15.7.

In generale è possibile osservare che il metodo di Richards ed Elms conduce ad una considerevole sopravvalutazione dei risultati rispetto agli altri metodi utilizzati. È evidente inoltre che per i muri a gravità con coefficiente di sicurezza inferiore all'unità il metodo di Richards ed Elms, almeno per i casi considerati, perde di validità.

I risultati ottenuti utilizzando il metodo di Wong mostrano che per i muri con fattore di sicurezza allo scorrimento superiore all'unità gli spostamenti sono molto contenuti ed in linea di massima trascurabili. Nei casi invece di muri con coefficiente di sicurezza inferiore o pari all'unità gli spostamenti calcolati sono piuttosto elevati tranne che nel caso del muro B sottoposto all'accelerogramma del terremoto di Niigata in cui il sistema trasla di poco più di 2 cm.

Il modello dinamico ha fornito risultati che solo in parte concordano con quelli ottenuti applicando i metodi basati sul concetto di accelerazione limite. Infatti, fatta eccezione per i casi in cui si è considerato il sistema con fattore di sicurezza pari a 0,9, per i quali si sono riscontrati spostamenti elevati, sono stati determinati spostamenti di maggiore entità nelle simulazioni numeriche effettuate impiegando gli accelerogrammi relativi al terremoto di Niigata e di Città del Messico e spostamenti minori nelle simulazioni effettuate con l'accelerogramma relativo al terremoto del Montenegro. Ciò è principalmente dovuto alla notevole influenza che la frequenza della forzante esterna esercita sul comportamento dinamico del sistema. Le curve delle traslazioni orizzontali nel tempo ottenute applicando il modello dinamico ai casi esaminati sono mostrate in Fig. 15.18.

Tab. 15.5 - Caratteristiche dei sistemi considerati (49).

MURO	$W/(1/2gH^2)$	N	F_s
A	0,430	0,035	0,9
B	0,500	0,070	1,0
C	0,653	0,130	1,2
D	0,722	0,155	1,3
W=peso del muro N=coefficiente di accelerazione critica F_s =fattore di sicurezza allo scorrimento			

Tab. 15.6 - Caratteristiche degli accelerogrammi considerati.

TERREMOTO	ANNO	a_{max}	V_{max} (cm/s)	DURATA (s)
NIIGATA	1964	0,140 g	33,61	35
MONTENEGRO	1979	0,265 g	41,70	20
CITTÀ DEL MESSICO	1985	0,156 g	52,81	60

Tab. 15.7 - Risultati ottenuti con i diversi metodi considerati (49).

ACCELEROGRAMMA	MURO	SPOSTAMENTO (cm)		
		Richards ed Elms	Wong	Analisi dinamica
KAWAGISHI-CHO NIIGATA 1964	A	183,19	21,71	16,95
	B	11,45	2,36	6,51
	C	0,96	0,06	5,29
	D	0,47	0,01	3,15
ULCINJ MONTENEGRO 1979	A	1912,44	53,01	27,54
	B	119,53	16,28	8,08
	C	10,05	2,24	0,12
	D	4,97	0,99	0,05
SCT SITE CITTÀ DEL MESSICO	A	625,73	60,99	54,31
	B	39,11	8,27	10,44
	C	3,29	0,30	6,38
	D	1,63	0,08	2,72

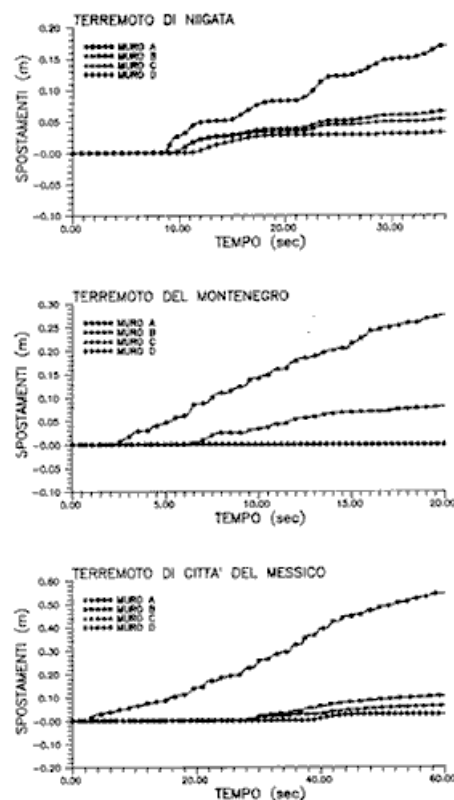


Fig. 15.18 - Risultati dell'analisi dinamica (49).

15.5. CONCLUSIONI

Il D.M. 16.01.1996 indica nel Par. D i criteri per la progettazione antisismica delle opere di sostegno ed in particolare per la determinazione della spinta sismica dovuta al terrapieno e della forza di inerzia agente sul muro. Tali criteri sono basati su formulazioni geotecniche ormai consolidate che hanno dato prova, in linea di massima, di essere largamente cautelative ed idonee per il calcolo delle ordinarie opere di sostegno. E' tuttavia necessario sottolineare che possono presentarsi situazioni progettuali nelle quali le particolari condizioni al contorno o la rilevanza dell'opera rendono indispensabile il ricorso a metodi di analisi dinamica più o meno sofisticati. La sinteticità della norma lascia alla sensibilità del progettista ampi margini d'azione, tuttavia è bene far rilevare che l'uso di metodi raffinati per problemi di una certa importanza non può prescindere da una rigorosa valutazione dei parametri geotecnici di progetto suffragata da indagini accurate.

Per quanto concerne la determinazione delle azioni sismiche, le norme contenute nel decreto prescindono quasi del tutto dalla influenza che su di esse hanno le caratteristiche di rigidità dei terreni e dall'importanza che le condizioni locali assumono durante un evento sismico. Su questo punto l'Eurocodice 8 fornisce raccomandazioni più precise definendo tre spettri di progetto in funzione della stratigrafia di massima del sito considerato.

Un importante aspetto da non trascurare nella progettazione delle opere di sostegno è quello delle condizioni di servizio. Infatti è possibile che l'azione sismica induca nell'opera deformazioni e spostamenti permanenti senza però ridurre l'efficienza. Può essere utile, soprattutto nei casi in cui alla stabilità dell'opera di sostegno è legata la sicurezza di strutture vicine, valutare lo spostamento massimo che il muro può subire a seguito di un evento sismico atteso. A tal proposito trovano applicazione le formulazioni riportate nel Par. 15.3.4 che possono essere adoperate anche ai fini di progetto.

E' altresì necessario condurre una verifica di stabilità globale dei muri di sostegno realizzati su pendii. Anche in questo caso il D.M. 16.01.1996 lascia ampi margini operativi al progettista. Al riguardo l'EC8 fissa le linee guida per la determinazione del parametro S che tiene conto dell'amplificazione dell'azione sismica dovuta agli effetti topografici. Per la verifica di stabilità globale possono essere impiegati metodi pseudostatici o metodi dinamici più rispondenti alla realtà dei fenomeni in gioco che tuttavia presuppongono una adeguata determinazione dei parametri geotecnici da introdurre nei modelli.

15.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) C.A. Coulomb - Essai sur une application des Règles des Maximis et Minimis à quelques problèmes de Statique relatifs à l'Architecture, Mémoires Académie Royal Pre. Division Sav., 7, Paris, 1776.
- (2) W.J.M. Rankine - On the Stability of loose Earth, Trans. Royal Soc., London, vol. CXLVII, 1857.
- (3) H. Mueller-Breslau - Erdruck auf Stuetzmauern, Kroener, 1906.
- (4) S. Okabe - General Theory of Earth Pressure, Journal of Japanese Society of Civil Engineers, Vol. 12, N. 1, 1926.
- (5) N. Mononobe, H. Matsuo - On the Determination of Earth Pressure during Earthquake, Paper No. 388, Proc. of World Engineering Congress, Vol. 9, 1929.
- (6) A. Caquot, J. Kerisel - Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations, Gautier, Villars, Paris, 1948.
- (7) J. Jaky - Pressure in Silos, Proc., 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1948.
- (8) A.W. Bishop - The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, vol. 5 n. 1.
- (9) R. Amano, H. Azuma, Y. Ishii - Aseismic Design of Quay Walls in Japan, Proc., World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 1956.
- (10) H. Matsuo, S. O'Hara - Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes, Proc., 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960.
- (11) N.R. Morgenstern, V.E. Price - The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, Vol. 15, n. 1, 1965.
- (12) N.M. Newmark - Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol. 15, N. 2, 1965.
- (13) V.V. Sokolovskii - Statics of granular media, Pergamon Press, London, 1965.
- (14) S. Hayashi, K. Kubo, A. Nakase - Damage to Harbor Structures in the Niigata Earthquake, Soil and Foundations, The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 6, N. 1, 1966.
- (15) F. Kawakami, A. Asada - Damage to the Ground and Earth Structures by the Niigata Earthquake of June 16, 1964, Soil and Foundations, Vol. 6, 1966.
- (16) J.M. Bell - General slope stability analysis, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE Vol. 94, N. SM6, 1968.
- (17) G.A. Ross, H.B. Seed, R. Migliaccio - Bridge Foundation Behaviour in Alaska Earthquake, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE Vol. 95, N. SM4, 1969.
- (18) H.B. Seed, R.W. Whitman - Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, Proc., Specialty Conference on Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, Cornell University, Ithaca, New York, USA, 1970.
- (19) N. Janbu - Slope Stability Computations, The Embankment Dam Engineering Casagrande Volume, John Wiley & Sons, 1973.
- (20) R.Jr. Richards, D.G. Elms - Seismic Behaviour of Gravity Retaining Walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 105, N. 4, April 1979.
- (21) K. Zarrabi-Kashani - Sliding of Gravity Retaining Walls during Earthquake considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface, M.S. Thesis, Dept. of Civ. Eng. MIT, Cambridge, USA, 1979.
- (22) D. Aubry, D. Chouvet - Numerical Computation of Earth-Pressures during Earthquakes, Proc., International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Missouri, 1981.
- (23) P.M. Byrne, F. Salgado - Seismic Response of Retaining Structures, Proc., 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Missouri, 1981.
- (24) S. Prakash - Analysis of Rigid Retaining Walls during Earthquakes, Proc., 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, USA, 1981.
- (25) S. Prakash, V.K. Puri, J.U. Khandoker - Displacement Analysis of Rigid Retaining Walls in Rocking, Proc., 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, USA, 1981.
- (26) J.B. Burland, D.M. Potts, N.M. Walsh - The Overall Stability of Free and Propped Embedded Cantilever Retaining Walls, Ground Engineering, July, 1981.

- (27) M.A. Sherif, I. Ishibashi, C.D. Lee - Earth Pressures against Rigid Retaining Walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 108, 1982.
- (28) C.P. Wong - Seismic Analysis and an Improved Design Procedure for Gravity Retaining Walls, M.S. Thesis, Dept. of Civ. Eng. MIT, Cambridge, USA, 1982.
- (29) F. Nadim, R.W. Whitman - Seismically Induced Movement of Retaining Walls, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 109, N. 7, July 1983.
- (30) R. Araya, R. Saragoni, Earthquake accelerogram destructiveness potential factor, *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, 1984.
- (31) D.A. Grivas, C. Souflis - Performance of the Plateas Wingwall during the 1981 Earthquakes in Greece, *Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, 1984.
- (32) F. Nadim, R.W. Whitman - Coupled Sliding and Tilting of Gravity Retaining Walls during Earthquakes, *Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering*, Oakland, USA, 1984.
- (33) R.W. Whitman, S. Liao - Seismic Design of Gravity Retaining Walls, *Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, Vol. 3, 1984.
- (34) R.K. Reddy, S. Saran, M.N. Viladkar - Prediction of Displacements of Retaining Walls under Dynamic Conditions, *Bulletin of the Indian Society of Earthquake Technology*, Vol. 22, N. 3, September 1985.
- (35) Y.S. Fang, I. Ishibashi - Static Earth Stresses on Walls Rotating about Top, *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, N. 3, 1986.
- (36) M. Maugeri, E. Motta - On seismic design of clayey embankments and slopes, *Proc. of the International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas*, Bari, 13-19 April, 1986.
- (37) I. Ishibashi, Y.S. Fang - Dynamic Earth Pressures with Different Wall Movement Modes, *Soil and Foundations*, Vol. 27, N. 4, 1987.
- (38) R. Lancellotta - *Geotecnica*, Zanichelli, Bologna, 1987.
- (39) Ministero dei Lavori Pubblici - D.M. 11.03.1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione Supplemento alla *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* n.127, 1.06.1988, Roma, 1988.
- (40) V.N. Ghionna - Opere di sostegno in zona sismica, *Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino*, novembre 1989.
- (41) K. Pitilakis, A. Moutsakis - Seismic Analysis and Behaviour of Gravity Retaining Walls: The Case of Kalamata Harbour Quay-Wall, *Soils and Foundations*, Vol. 29, N. 1, March 1989.
- (42) G. Gazetas, P. Dakoulas, K. Dennehy - Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls, *Proc., Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, NY, USA, ASCE Geo-Special Publ. N. 25, 1990.
- (43) S.M. Frenna, M. Maugeri, E. Motta - Analisi dinamica di opere di sostegno flessibili, *Atti del V Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Palermo, 1991.
- (44) R. Siddharthan, G.M. Norris - On the Seismic Displacement Response of Rigid Retaining Walls, *Soils and Foundations*, Vol. 31, N. 2, 1991.
- (45) R.V. Whitman - Seismic Design of Earth Retaining Structures, *Proc., 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, 1991.
- (46) G. Bouckovalas, N. Kotta - An improved method to compute seismic sliding of gravity walls, *Proc., 2nd Greek National Conference on Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, 1992 (in greco).
- (47) R.Jr. Richards, D.G. Elms - Seismic Passive Resistance of Tied-Back Walls, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE Vol. 118, N. 7, July 1992.
- (48) A.L. Simonelli, C. Viggiani - Some Remarks on Retaining Wall Design Under Seismic Conditions, *Proc., 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 1992.
- (49) E. Cascone, M. Maugeri - Sulla stabilità di muri a gravità in condizioni sismiche, *Atti del VI Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Perugia, ottobre 1993.
- (50) E. Cascone, M. Maugeri, E. Motta - Risposta sismica dei muri di sostegno a gravità, *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. XXVII, N. 4, 1993.
- (51) E. Motta - Sulla valutazione della spinta attiva in terrapieni di altezza finita, *RIG*, XXVII, 3, 1993.
- (52) CEN (1993-94) - Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: ENV 1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (ottobre 1993); ENV 1998-5 Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects (giugno 1994).
- (53) CEN (1993-94) - Eurocode 7 - Geotechnical Design - Part 1 General Rules (ottobre 1994).
-

- (54) E. Motta - Generalized Coulomb Active-Earth Pressure for Distanced Surcharge, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, N. 6, ASCE, 1994.
- (55) S. Aversa - EC7: Opere di sostegno, Giornata di studio su: Eurocodici e Normativa Geotecnica: Attualità e Prospettive, Sala ANCE, Roma 20 marzo 1995.
- (56) E. Cascone, M. Maugeri - Shaking Table Tests of Gravity Retaining Walls, *Proc.*, 7th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Chania, Greece, May 1995.
- (57) E. Cascone, M. Maugeri, S. Tiberio - Effetto di un sovraccarico sul comportamento dinamico di muri a gravità: risultati sperimentali, VII Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Siena, settembre 1995.
- (58) S. Prakash, Y. Wu, E.A. Rafnsson - On Seismic Design Displacements of Rigid Retaining Walls, *Proc.*, 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, 1995.
- (59) M. Tateyama, F. Tatsuoka, J. Koseki, K. Horii - Damage to Soil Retaining Walls for Railway Embankments during The Great Hanshin-Awaji Earthquake, *Proc.*, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, 1995.
- (60) Tatsuoka, J. Koseki, M. Tateyama - Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin- Awaji Earthquake, January 17, 1995, *Proc.*, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, 1995.
- (61) E. Cascone - Analisi sperimentale e modellazione del comportamento dinamico dei muri di sostegno, Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica, Università di Catania, 1996.
- (62) C. Cherubini - La valutazione della sicurezza nella stabilità dei versanti, *Atti del Convegno Internazionale "La prevenzione delle catastrofi idrogeologiche: il contributo della ricerca scientifica"*, Alba, 1996.
- (63) T. Crespellani, C. Madiati, M. Maugeri - Analisi di stabilità di un pendio in condizioni sismiche e post-sismiche, *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. XXX, n. 1, 1996.
- (64) T. Crespellani, C. Madiati, G. Vannucchi - Earthquake destructiveness potential factor and permanent displacement of gravity retaining walls, Session on Analysis and Design of Earth Retaining Structures against Earthquakes, ASCE Annual Convention, Washington DC, USA, 1996.
- (65) Ministero dei Lavori Pubblici - D.M. 16.01.1996 Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche Supplemento alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n.29, 5.01.1996, Roma, 1996.