

Eurocodice 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni

Armando Lucio Simonelli *

Sommario

In questa nota si illustrano i criteri per la determinazione delle azioni sismiche sulle opere di sostegno, adottati nell'ambito dell'Eurocodice8-Parte5 (*EN 1998-5*) della nascente normativa europea. Per il conseguimento di tale obiettivo si è reso necessario preporre un inquadramento generale dell'Eurocodice sismico (*EN 1998*), ed illustrare in dettaglio i criteri per la valutazione delle azioni sismiche al suolo (*EN 1998-1*), rappresentate da valori di accelerazione di riferimento e da spettri di risposta elastici; infatti tale approccio ribalta la classica valutazione della pericolosità di un sito, espressa in termini di intensità sismica, ed appare senza dubbio più razionale ed adeguato al livello delle conoscenze scientifiche ormai consolidate nel campo dell'ingegneria sismica. Quindi si passa alla valutazione delle azioni sulle opere di sostegno, e ci si sofferma in particolare sui metodi pseudostatici, al fine di una comparazione con la normativa italiana del D.M. LL.PP. 16.1.96. Nell'ambito di tale confronto, nell'applicare la norma europea si implementa di fatto anche la più recente normativa sismica nazionale dell'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, che recepisce sostanzialmente l'impostazione degli Eurocodici, proponendo una prima serie di valori per quei parametri da definire a livello nazionale (i cosiddetti *Nationally Determined Parameters*). Per quanto non sia possibile paragonare immediatamente metodi di progetto che utilizzano azioni sismiche non "omogenee", si può osservare che in generale l'applicazione dell'Eurocodice 8 conduce, sulla base dei valori dei parametri indicati nell'OPCM n. 3274, a risultati molto più gravosi di quelli che si ottengono dall'applicazione della previgente normativa italiana (D.M. 16.1.96).

1. Introduzione

Il gruppo SC7 "Strutture di fondazione e geotecnica", della Commissione "Ingegneria Strutturale" dell'UNI, è da diversi anni impegnato in un'attività di lettura e revisione critica della Normativa Europea in fieri, per quanto attiene gli aspetti geotecnici (Eurocodice 7 – *Geotechnical design*), con il precipuo ed arduo obiettivo di fornire un significativo contributo alla redazione della stessa in ambito europeo.

Solo più recentemente il gruppo di lavoro ha rivolto la sua attenzione anche agli aspetti geotecnici sismici della normativa europea, "sconfinando" parzialmente in un altro documento, l'Eurocodice 8 (*Design of structures for earthquake resistance*), che condensa in sé tutta la regolamentazione per la progettazione in zona sismica.

Il Comitato Europeo (*CEN/TC250/SC7*) ha ormai prodotto la versione definitiva dell'Eurocodice7 (*EN 1997-1:2002*), che è attualmente al vaglio dei singoli Paesi membri per

l'approvazione finale. In questa fase, a valle di alcuni incontri a carattere divulgativo, i membri dell'SC7 hanno concordato di redigere dei documenti illustrativi dell'attuale versione dell'Eurocodice, con particolare attenzione agli effetti applicativi delle norme sul dimensionamento delle opere di ingegneria geotecnica. A tali documenti è stato dedicato il presente volume della Rivista Italiana di Geotecnica.

Questo specifico lavoro ha per oggetto le opere di sostegno, ed è rivolto in particolare alla valutazione delle azioni sismiche su tali opere, così come codificato nella Parte 5 dell'Eurocodice 8 (*Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*), attualmente ancora in una edizione non definitiva (*prEN 1998-5* del maggio 2002).

Come si vedrà nel seguito, però, la definizione delle azioni sismiche agenti su qualsiasi manufatto presuppone la individuazione del "moto sismico" al suolo, secondo un approccio originale rispetto a quanto tradizionalmente codificato nelle

* Dipartimento di Ingegneria, Università del Sannio, Italia

preesistenti normative dei singoli Paesi. Tale problematica è affrontata nella Parte 1 dell'Eurocodice 8 (*General rules, seismic actions and rules for buildings* - versione *prEN 1998-1* del gennaio 2003), e costituisce probabilmente l'elemento di maggiore novità della normativa sismica europea: pertanto si è ritenuto essenziale dedicare ad essa la prima parte della presente nota. Recentemente, peraltro, proprio tale approccio è stato recepito a livello nazionale nella normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica, varata dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri con Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 (d'ora in avanti indicata sinteticamente come OPCM 3274) e pubblicata sulla G.U. n. 105 dell'8.5.2003.

Nella seconda parte della nota si passa alla illustrazione della già citata sezione geotecnica dell'Eurocodice sismico (*prEN 1998-5*), per poi trattare in particolare le azioni sulle opere di sostegno. Quindi si procede ad applicazioni di calcolo per specifici muri di sostegno, utilizzando quale metodo di analisi l'approccio pseudostatico, allo scopo di poter effettuare un più efficace confronto tra la normativa europea e la previgente normativa italiana codificata col D.M. LL.PP. 16.1.1996.

2. Struttura dell'Eurocodice 8.

L'Eurocodice 8 (*Design of structures for earthquake resistance*) contiene in sé tutta la normativa sismica, sia per gli edifici sia per le altre opere di ingegneria civile, fatta eccezione per opere speciali quali centrali nucleari, strutture offshore, grandi dighe. Ovviamente esso si ricollega, in modo complementare, agli altri Eurocodici che trattano le stesse opere in campo statico.

La normativa si sviluppa in 6 parti distinte, dedicate a specifici settori:

- *EN 1998-1*, in cui si definiscono le regole generali, le azioni sismiche, e regole specifiche per gli edifici;
- *EN 1998-2*, relativo ai ponti;
- *EN 1998-3*, relativo agli interventi sugli edifici esistenti (adeguamento e riparazione);
- *EN 1998-4*, relativo a serbatoi, silos e condotte;
- *EN 1998-5*, relativo alle fondazioni, alle opere di sostegno ed alle problematiche geotecniche;
- *EN 1998-6*, relativo a torri, antenne e ciminiere.

Le parti aventi forti implicazioni geotecniche sono la prima, in cui si definiscono fra l'altro i criteri per la determinazione del moto sismico al suolo, ed ovviamente la parte 5.

3. Eurocodice8 - Parte1: *General rules, seismic actions and rules for buildings*

La parte 1 dell'Eurocodice 8 (nel seguito indicata come EC8-1) si sviluppa in 10 capitoli più tre appendici (*Annexes A, B e C*).

Essa contiene un'ampia introduzione alla normativa sismica, di cui si illustrano tra l'altro l'organizzazione e gli obiettivi (cap. 1 – *General*).

Quindi si definiscono i requisiti prestazionali delle opere, ed i criteri per verificare gli stessi (cap. 2 – *Performance requirements and compliance criteria*). Analogamente a quanto accade per le condizioni statiche, in cui si richiedono le classiche verifiche allo stato limite ultimo ed allo stato limite di servizio, in condizioni sismiche si richiede che le strutture assicurino due differenti prestazioni, per le quali si individuano differenti azioni sismiche:

- **No-collapse requirement**, ovvero la struttura deve essere in grado di sopportare azioni sismiche “gravose” senza evidenziare fenomeni di collasso globale o locale, rimanendo pertanto integra dal punto di vista strutturale ed in grado di assicurare una residua capacità di resistenza anche dopo il sisma. Tale prestazione è richiesta per la cosiddetta azione sismica di progetto, che è individuata dalla combinazione di due termini:

- a) l'azione sismica di riferimento, cui corrisponde o una determinata probabilità di eccedenza (P_{NCR}) in un periodo di riferimento di 50 anni, ovvero l'equivalente periodo di ritorno (T_{NCR})¹;

¹ I valori della P_{NCR} o dell'equivalente T_{NCR} devono essere definiti dai singoli Paesi (fra i cosiddetti *Nationally Determined Parameters, NDP*) nell'ambito dei propri documenti allegati alla norma europea (*National Annex*). I valori suggeriti sono $P_{NCR} = 10\%$ e $T_{NCR} = 475$ anni.

Si ricorda che i valori della probabilità di eccedenza P e del periodo di ritorno T sono legati dalla relazione:

$$T = -T_L / \ln(1-P)$$

dove T_L è il periodo di riferimento (nel caso su esaminato pari a 50 anni).

- b) il fattore di importanza γ_I , che tiene conto del livello di protezione richiesto per l'opera²;
- **Damage-limitation requirement:** ovvero la struttura deve sopportare le azioni sismiche senza patire alcun danno e conseguentemente limitazioni nella sua fruibilità. Evidentemente tale prestazione è richiesta sotto l'azione di un sisma meno gravoso di quello di progetto, definito nel caso precedente, e quindi più probabile, che può essere individuato come l'azione sismica cui corrisponde o una determinata probabilità di eccedenza (P_{DLR}) in un periodo di 10 anni, ovvero, l'equivalente periodo di ritorno (T_{DLR})³.

Nel cap. 3 dell'EC8-1, che sarà illustrato più in dettaglio nel prossimo paragrafo, si definiscono le condizioni di sottosuolo e le azioni sismiche al suolo. I sei capitoli successivi dell'EC8-1 sono dedicati alla progettazione degli edifici in generale, ed alle regole specifiche per le differenti tipologie strutturali.

3.1 EC8-1, Cap.3: Ground conditions and seismic actions

Come anticipato nell'Introduzione, la definizione del moto sismico al suolo rappresenta l'elemento di maggiore novità rispetto a quanto codificato nelle preesistenti normative sismiche nazionali.

In particolare la normativa italiana (D.M. 16.1.96), come noto, classifica le aree sismiche in tre categorie (I, II e III) caratterizzate da diversi gradi di sismicità (12, 9 e 6), cui corrispondono i cosiddetti coefficienti sismici C , pari rispettivamente a 0.1, 0.07 e 0.04.

Tale classificazione scaturisce essenzialmente dalle mappe di intensità macrosismica, che a loro volta si basano sulla osservazione degli effetti indotti dai terremoti in superficie, sull'ambiente

fisico, sui manufatti ed anche sulle persone (vedi ad esempio le varie scale di intensità Mercalli)⁴.

In pratica la classificazione sismica, e le azioni che congruamente si determinano, derivano da una osservazione del fenomeno terremoto che potremmo definire "dall'alto" ed "a posteriori": dall'alto nel senso fisico del termine, poiché si osservano sia l'ambiente fisico sia quello costruito, ed a posteriori, poiché si tiene conto degli effetti prodotti al termine dell'azione sismica, che sono funzione sia della "pericolosità" intrinseca del sito, sia della "vulnerabilità" dell'ambiente fisico e costruito.

Nella valutazione delle azioni sismiche è inoltre contemplato il ruolo delle condizioni "locali" dei terreni del sottosuolo, attraverso il cosiddetto coefficiente di fondazione ϵ , che incrementa le azioni sismiche del 30% per il solo caso di depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 m, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori. Tale coefficiente costituisce quindi una sorta di numero magico, che si basa esclusivamente sulla natura del deposito, e non su valutazioni quantitative delle reali caratteristiche meccaniche dei terreni.

La normativa europea, invece, cambia completamente approccio nella valutazione della sismicità di un'area, in quanto essa scaturisce da una osservazione del fenomeno sismico che potremmo definire "dal basso" ed "a priori": dal basso nel senso fisico del termine, poiché si osserva direttamente il moto sismico nel suo propagarsi dal sottosuolo "profondo" verso la superficie libera, ed a priori, poiché la zonazione sismica tiene conto esclusivamente del moto sismico atteso (in termini di accelerazioni), prima che esso produca i suoi effetti sull'ambiente fisico e costruito.

In definitiva la norma europea mira anzitutto alla identificazione del valore di una particolare accelerazione massima, al termine del viaggio del moto sismico dalla zona d'origine (sorgente

² Sostanzialmente il valore di γ_I produce l'effetto di una congruente variazione del periodo di ritorno dell'evento sismico di riferimento.

³ I valori della P_{DLR} o dell'equivalente T_{DLR} devono essere definiti dai singoli Paesi nell'ambito dei propri documenti allegati alla norma europea (*National Annex*). I valori suggeriti sono $P_{DLR} = 10\%$ e $T_{DLR} = 95$ anni.

⁴ La valutazione della pericolosità in termini di intensità macrosismica era peraltro l'unica possibile, considerato che nel passato la "lettura" del terremoto poteva essere effettuata esclusivamente in termini di effetti al suolo e danni indotti.

sismica) fino in superficie, su di una formazione rigida affiorante⁵.

Separatamente tiene conto, certamente in maniera più razionale, della presenza dei terreni sciolti a ricoprimento della formazione rigida, e quindi del cosiddetto effetto “locale”, previa la individuazione di diverse classi di sottosuolo, funzione della natura e di specifici parametri di comportamento meccanico dei terreni. In tale caso, però, i diversi tipi di sottosuolo inducono modifiche sul segnale sismico che consistono non solo nella variazione dell’accelerazione di picco, ma anche nella implicita variazione del contenuto in frequenza del segnale stesso, attraverso l’adozione di spettri di risposta differenziati, come si vedrà nel seguito.

- Identificazione dei tipi di sottosuolo

La prima parte del capitolo 3 è dedicata proprio alle condizioni geotecniche del sottosuolo ed alla relativa classificazione, in quanto ciò è strumentale per la successiva definizione delle accelerazioni di picco e delle zone sismiche.

Si premette che il sottosuolo del sito dovrebbe essere esente dal rischio di fenomeni di collasso di tipo “geotecnico” (ad es. instabilità di pendii e liquefazione).

Quindi sono individuati 7 diversi tipi di sottosuolo, di cui i primi 5 sono identificati con le lettere da A ad E, e gli altri due come S1 ed S2.

Per ciascuno di essi sono sinteticamente descritti i profili stratigrafici, ed i valori di specifici parametri meccanici, così come riportato, nella versione originale in inglese, in Tabella 1.

In sintesi la classificazione individua sottosuoli a rigidezza via via decrescente, a partire dal sottosuolo tipo A, costituito praticamente da roccia affiorante o ricoperta da uno strato meno rigido dello spessore massimo di 5 m, fino ai sottosuoli S1 ed S2, molto deformabili e finanche suscettibili di fenomeni di rottura per la sola azione sismica. Per ciascuno dei primi 5 tipi di sottosuoli (da A ad E) verranno poi definiti una serie di parametri caratterizzanti il moto sismico in superficie; al contrario per i sottosuoli S1 ed S2 si impone di

effettuare studi specifici per la determinazione delle azioni sismiche.

Il parametro meccanico certamente più significativo per la caratterizzazione del tipo di sottosuolo è la cosiddetta “average shear wave velocity” $v_{s,30}$, che è una sorta di velocità equivalente (e non media) delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, calcolata come :

$$v_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/v_i) \quad (1)$$

in cui h_i e v_i sono rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (in m/s) a piccole deformazioni distorsionali ($\gamma \leq 10^{-5}$) dello i-esimo degli N strati del sottosuolo.

La formulazione, analoga a quella della permeabilità in serie dei sottosuoli stratificati, privilegia il contributo degli strati più deformabili, fornendo una velocità equivalente $v_{s,30}$ sensibilmente condizionata dalle velocità più basse presenti nei primi 30 m di sottosuolo⁶. Essa non tiene conto invece della reale successione degli strati, che è un ulteriore elemento condizionante la risposta sismica locale (difficile però da contemplare in una schematizzazione, per quanto razionale, comunque semplificata del sottosuolo).

Ritornando alla classificazione del tipo di sottosuolo, purtroppo la norma prescrive che essa venga effettuata in funzione del parametro $v_{s,30}$ solo nel caso in cui esso sia disponibile, mentre, a parere dello scrivente, la determinazione di tale parametro andrebbe incoraggiata, se non addirittura imposta. Peraltro lo stesso Eurocodice all’inizio del cap. 3, clausola 3.1(1)P, prescrive l’esecuzione di indagini idonee al fine di individuare il tipo di sottosuolo secondo la classificazione della Tabella 1. Al contrario, successivamente, nella clausola 3.1.1.(2) la norma rimanda, in assenza di determinazioni di velocità di onde di taglio, alla utilizzazione dei risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT.

⁵ Tale approccio, innovativo a livello normativo, è oggi applicabile grazie alla capacità consolidata di misurare e/o simulare il moto sismico, ed alla disponibilità di banche di dati strumentali acquisiti in tutto il mondo.

⁶ Si segnala che l’OPCM 3274, nel recepire il parametro $v_{s,30}$, fa però riferimento ai primi 30 m di sottosuolo a partire dal piano di posa delle fondazioni del manufatto (il che appare più razionale ai fini della valutazione delle azioni sismiche sulla struttura).

Tab. 1 – Tipi di sottosuolo

Ground Type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface	> 800	-	-
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of m in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or mediumdense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of m	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm coesive soil	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with $V_{s,30}$ values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Deposits consisting – or containing a layer at least 10 m thick – of soft clays/silts with high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	-	10 – 20
S2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A –E or S1			

Nel testo non si fa invece riferimento alla utilizzazione del parametro coesione non drenata (c_u), che pure appare in tabella. E' da rilevare inoltre che non è indicato come risalire, dai valori puntuali di N_{SPT} e c_u misurati nei primi 30 m di sottosuolo, ad un unico valore, rappresentativo dell'intero banco, da confrontare con quelli caratteristici indicati in tabella.

- Accelerazioni di riferimento e zonazione sismica

Nella seconda parte del capitolo 3 si definisce anzitutto il criterio per la zonazione della pericolosità sismica a livello nazionale.

Si sancisce che ciascun Paese dovrà zonare il proprio territorio in funzione del *local hazard*, cioè della pericolosità sismica locale, che si dovrà assumere costante nell'ambito di ciascuna zona.

La pericolosità sismica di un sito è sintetizzata in un unico parametro, la *reference peak ground acceleration on type A ground*, a_{gR} . Essa è la massima accelerazione attesa su suolo rigido (tipo A), con riferimento al periodo di ritorno T_{NCR} corrispondente al *no-collapse requirement*, ovvero con riferimento all'equivalente probabilità di eccedenza P_{NCR} in un periodo di riferimento di 50 anni (vedi par. 3)⁷. A tale periodo di ritorno si associa un fattore di importanza γ_I unitario.

Una rappresentazione del significato fisico della *reference peak ground acceleration* a_{gR} è fornita nella sezione schematica di Figura 1.

⁷ Si rammenta che i valori del periodo di ritorno T_{NCR} e dell'equivalente probabilità di eccedenza P_{NCR} dovranno essere ridefiniti (o confermati) a livello nazionale nei *National Annexes*.

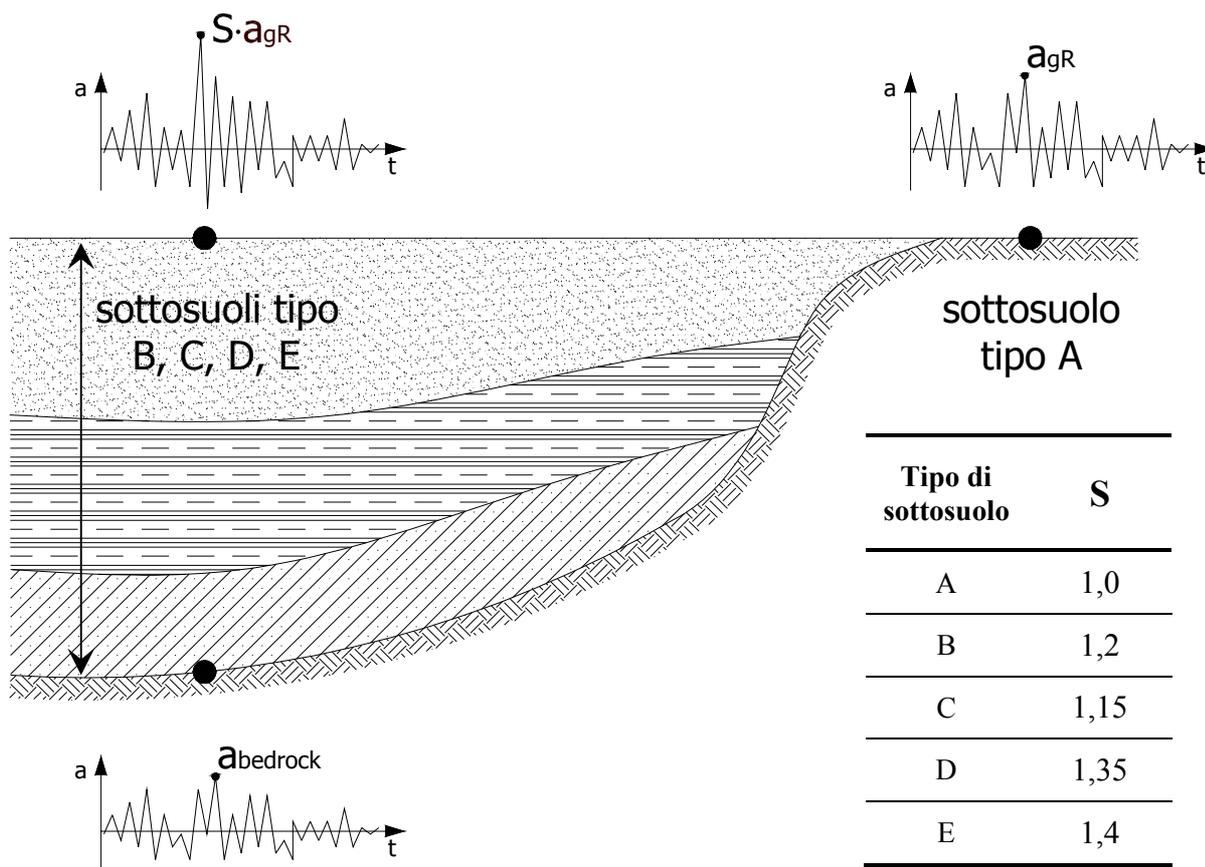


Fig. 1- Rappresentazione schematica del significato delle accelerazioni (al bedrock ed in superficie) e delle classi di sottosuolo.

Ciascun singolo Paese redigerà quindi la mappa di zonazione nazionale in termini di *reference peak ground acceleration on type A ground* a_{gR} ; tali mappe saranno incluse nei relativi *National Annexes*⁸.

Nel caso in cui l'opera in progetto richieda un livello di protezione diverso, si considererà congruentemente un periodo di ritorno differente da quello di riferimento, attraverso la scelta di un fattore di importanza γ_I diverso da 1; si definirà in tal modo una *design ground acceleration on type A ground*, a_g , diversa dalla *reference peak ground acceleration* (essendo $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$).

Si precisa che in caso di *low seismicity*, cioè di bassa sismicità, è possibile utilizzare, per particolari situazioni di sottosuolo o categorie strutturali, procedure di progettazione ridotte o semplificate. In una nota si precisa che tali

situazioni particolari andranno definite dai singoli Paesi nei rispettivi *National Annexes*. Si suggerisce inoltre di considerare situazioni di bassa sismicità quelle per le quali si valuta una *design ground acceleration on type A ground*, a_g , non maggiore di $0.08 \cdot g$ ⁹, oppure il prodotto della accelerazione a_g per il coefficiente S (*soil factor*, di cui si dirà più diffusamente nel seguito) non maggiore di $0.1 \cdot g$.

Si precisa infine che in caso di *very low seismicity*, cioè di sismicità molto bassa, non è necessario applicare le norme dell'EC8. In una nota si precisa che anche tali situazioni andranno definite dai singoli Paesi nei rispettivi *National Annexes*. Si suggerisce di considerare situazioni di sismicità molto bassa quelle per le quali si valuta una *design ground acceleration on type A ground*, a_g , non maggiore di $0.04 \cdot g$, oppure il prodotto della accelerazione a_g per il coefficiente S non maggiore di $0.05 \cdot g$.

⁸ Per tali parametri, ovviamente, non esistono valori proposti dalla normativa europea.

⁹ Con g si indica l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2

- Rappresentazione principale dell'azione sismica

La parte finale del capitolo 3 è dedicata alle forme di rappresentazione dell'azione sismica. La trattazione è alquanto articolata; qui se ne illustreranno gli aspetti salienti e di maggiore interesse per le implicazioni di natura geotecnica.

Anzitutto si sancisce che la rappresentazione principale dell'azione sismica in un assegnato punto della superficie libera è l'*elastic ground acceleration spectrum*, denominato *elastic response spectrum*.

Tale spettro di risposta elastico avrà la stessa forma sia che esso sia definito per terremoti forti (per la verifica dei *no-collapse requirement*) sia che esso sia definito per terremoti meno gravi (per la verifica dei *damage limitation requirement*).

L'azione sismica orizzontale sarà costituita da due componenti ortogonali indipendenti, rappresentate dallo stesso spettro di risposta. Qualora il sito sia interessato da terremoti generati da più sorgenti sismiche molto diverse tra loro, si ritiene opportuno ricorrere a varie forme spettrali, ed a differenti valori della *design ground acceleration* a_g , per rappresentare adeguatamente l'azione sismica di progetto. Per strutture importanti ($\gamma_1 > 1$) si dovrebbe tenere conto degli effetti di amplificazione topografica.

A conclusione della parte introduttiva del capitolo (clausola 3.2.2.1(7)) si sancisce inoltre la possibilità di utilizzare, quale azione sismica, *time-history representations* (in sostanza accelerogrammi artificiali, registrati o simulati), cui viene poi dedicato l'intero cap. 3.2.3 "*Alternative representation of the seismic action*".

In questa sede non si approfondirà tale parte, in quanto non strumentale per la trattazione che seguirà. È importante però sottolineare questa "apertura" ufficiale della norma europea alla utilizzazione di funzioni accelerometriche, essenziale per l'implementazione di modelli di analisi molto efficaci per lo studio e la soluzione di diversi problemi geotecnici (tra cui la stabilità dei pendii e delle opere di sostegno in condizioni sismiche).

Infine, sempre a conclusione della parte introduttiva del capitolo (clausola 3.2.2.1(8)) si evidenzia la eventualità di dover valutare la

variazione dell'azione sismica sia nello spazio sia nel tempo, per particolari categorie di strutture (*n.d.r.* cioè può essere fatto efficacemente mediante rappresentazioni *time-history* dell'azione sismica).

- Spettro di risposta elastico orizzontale

La rappresentazione principale dell'azione sismica è quindi lo spettro di risposta elastico al suolo. Le sue componenti orizzontali $S_e(T)$ sono definite dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5)$$

dove:

T è il periodo proprio di vibrazione di un oscillatore semplice;

a_g è la *design ground acceleration on type A ground* ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$)

S è il *soil factor*, che dipende dal tipo di sottosuolo (da A ad E)

T_B, T_C sono gli estremi dell'intervallo dei periodi cui corrisponde il ramo costante della funzione spettrale $S_e(T)$

T_D è il periodo a partire dal quale la funzione spettrale $S_e(T)$ è tale da produrre uno spostamento costante

η è il fattore di correzione dello smorzamento, che assume valore unitario per smorzamento viscoso pari al 5%

I valori dei periodi T_B, T_C e T_D e del *soil factor* S condizionano quindi la forma dello spettro (vedi Fig. 2). Essi variano in funzione del tipo di sottosuolo (da A ad E); i loro valori devono essere definiti nei *National Annexes* dai singoli Paesi (che potrebbero anche confermare i valori proposti dall'Eurocodice).

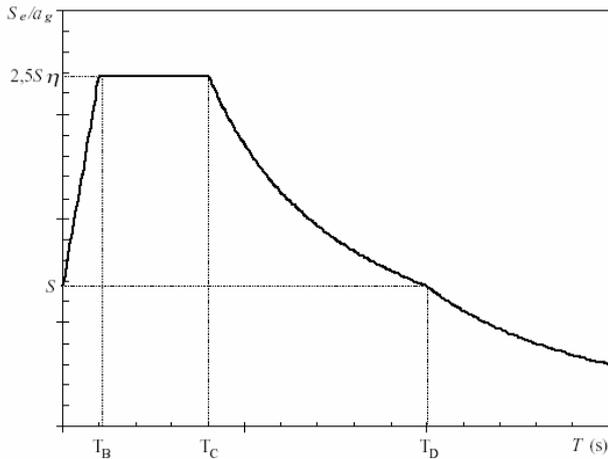


Fig. 2 – Forma dello spettro elastico di risposta

Il significato fisico di S è rappresentato nella già citata Fig.1¹⁰.

In sostanza il *soil factor*, moltiplicativo dell'accelerazione di picco a_{gR} su suolo rigido (tipo A), fornisce l'accelerazione di picco alla superficie dei sottosuoli da B ad E; pertanto esso tiene conto del loro effetto di amplificazione sul moto sismico al bed-rock.

Lo spettro di accelerazione $Se(T)$ si ancora, per $T=0$, al valore dell'accelerazione di picco in superficie ($S \cdot a_g$), pari proprio al prodotto dell'accelerazione ($S \cdot a_{gR}$) per il fattore di importanza γ_I .

La norma suggerisce di utilizzare due tipi di spettri, Tipo 1 e Tipo 2, in funzione della magnitudo delle onde superficiali M_s dei terremoti attesi: in particolare per $M_s \leq 5.5$ si raccomanda l'uso dello spettro Tipo 2, viceversa si raccomanda lo spettro Tipo 1¹¹.

I valori dei periodi T_B , T_C e T_D e del *soil factor* S consigliati per i tipi di sottosuolo da A ad E, e per gli spettri Tipo 1 e Tipo 2 sono elencati nelle Tabelle 2 e 3.

¹⁰ Nella figura sono riportati, ad esempio, i valori di S consigliati per spettro di Tipo 1 (che viene definito nel seguito).

¹¹ La norma suggerisce il ricorso ai due tipi di spettri nel caso non si sia tenuto conto preliminarmente dell'influenza della *deep geology*, già precedentemente introdotta (clausola 3.1.1(1)), peraltro in forma stringata e poco chiara.

Tab. 2 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico consigliati per Tipo 1.

Tipo di sottosuolo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tab. 3 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico consigliati per Tipo 2.

Tipo di sottosuolo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Le corrispondenti forme spettrali sono riportate nelle Figure 3 e 4, in cui sono rappresentate le accelerazioni spettrali adimensionalizzate rispetto alla *design ground acceleration* a_g ¹².

Generalmente i valori delle accelerazioni spettrali si incrementano al decrescere della rigidità del sottosuolo, ovvero passando dal tipo A al tipo E.

Sempre al decrescere della rigidità del sottosuolo l'effetto di amplificazione massimo (corrispondente al tratto piatto della funzione spettrale) si sposta leggermente verso campi di periodi più alti.

La norma definisce poi i criteri per la individuazione dello spettro di risposta elastico verticale; in sostanza si riducono i valori delle ordinate spettrali orizzontali, ed il campo dei periodi interessati si restringe, spostandosi verso valori più bassi, indipendentemente dal tipo di sottosuolo.

¹² Nel documento prEN 1998-1, nella didascalia dell'asse delle ordinate, le accelerazioni spettrali sono erroneamente adimensionalizzate anche rispetto al *soil factor* S .

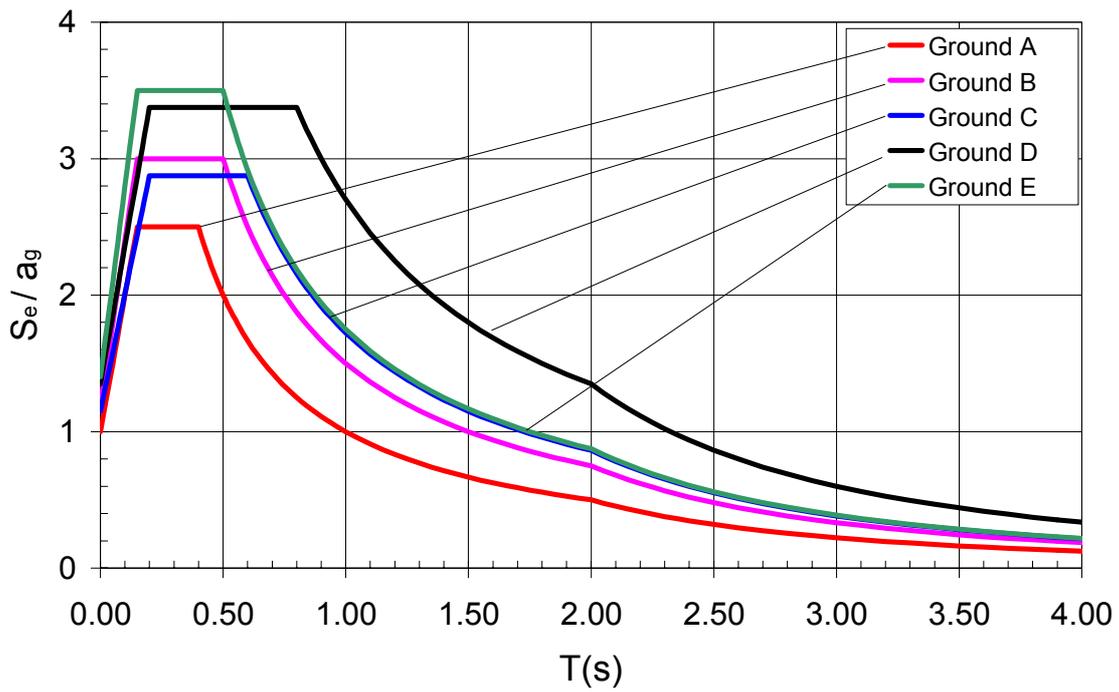


Fig. 3 – EC8: Spettro di risposta elastico Tipo1 per classi di sottosuoli da A ad E (smorzamento 5%).

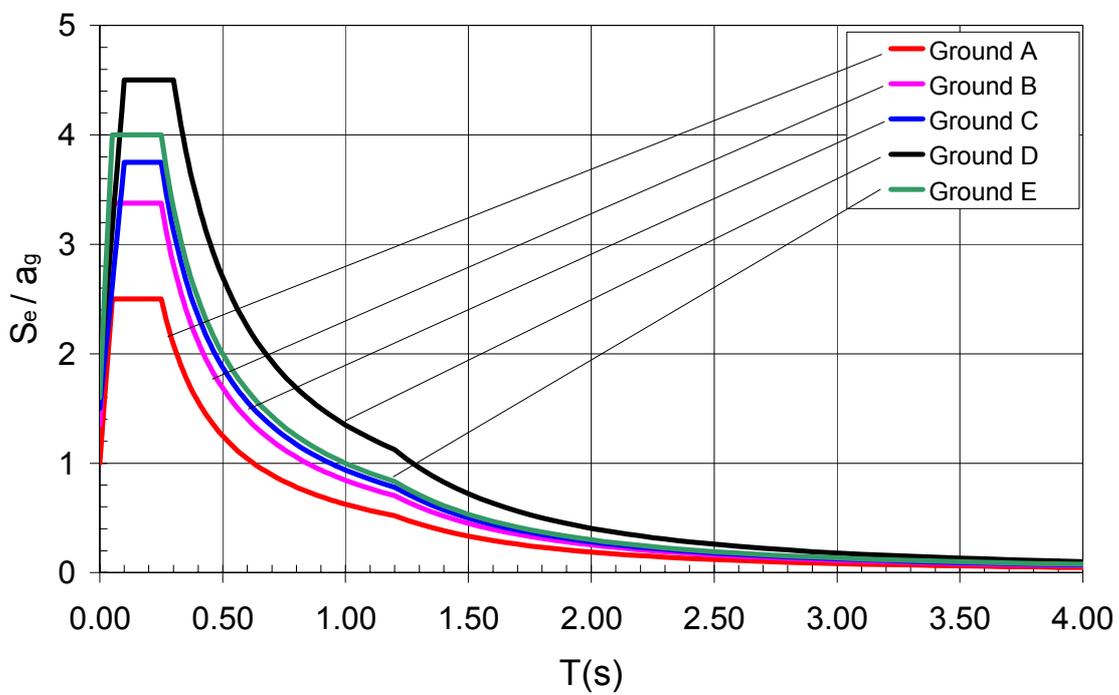


Fig. 4 – EC8: Spettro di risposta elastico Tipo 2 per classi di sottosuoli da A ad E (smorzamento 5%).

Infine, sempre fra le rappresentazioni principali dell'azione sismica, viene definito lo spettro di progetto, *design spectrum*, per le analisi elastiche delle strutture. In sintesi, considerata la capacità dei sistemi strutturali di resistere alle azioni sismiche nel campo non lineare, e volendo evitare esplicite analisi “anelastiche”, si individua uno spettro di progetto “ridotto” rispetto a quello elastico definito in precedenza. Esso si ottiene introducendo nelle accelerazioni spettrali un fattore riduttivo, il *behaviour factor* q , che tiene conto della capacità del sistema di dissipare energia, ed è variabile per i diversi materiali e sistemi strutturali in funzione della loro duttilità.

4. Eurocodice8 – Parte 5: *Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*

In questa seconda parte si affronta finalmente il problema della spinta dei terreni in condizioni sismiche. Come già detto, l'argomento è trattato nell'ambito della Parte 5 dell'EC8 (nel seguito indicata come EC8-5) dedicata specificamente ai temi geotecnici. Qui si procede anzitutto ad una sintetica illustrazione dell'EC8-5, soffermandosi solo su alcuni aspetti di interesse per la trattazione successiva.

L'EC8-5 si sviluppa in 7 capitoli più sei appendici (*Annexes da A ad E*).

Esso contiene una parte introduttiva (cap 1 - *General*), in cui si ribadisce tra l'altro la complementarità con l'EC7, in cui si trattano le stesse problematiche geotecniche in campo statico. Si puntualizza inoltre che le norme dell'EC8-5 sono da applicarsi a varie tipologie di manufatti, oggetto di altre parti dell'EC8, vale a dire edifici (EC8-1), ponti (EC8-2), silos, serbatoi e tubazioni (EC8-4), torri, antenne e ciminiere (EC8-6).

Il capitolo 2 è dedicato alle azioni sismiche (“*Seismic action*”), ed è molto breve, in quanto praticamente rimanda a quanto già definito nell'EC8-1 (funzioni spettrali e *time-histories*). E' presente un ulteriore breve richiamo sulla utilizzazione degli accelerogrammi per la analisi nel dominio del tempo; si sottolinea in particolare che, nell'ambito di analisi che includano calcoli di deformazioni permanenti del suolo, risulta opportuno utilizzare, quale moto sismico,

accelerogrammi registrati nei siti durante terremoti reali, per tenere conto dell'effettivo contenuto in frequenza dei segnali, e delle reali correlazioni tra le componenti orizzontali e verticale del moto.

Il capitolo 3 è dedicato alle proprietà dei terreni (“*Ground properties*”). Si discute prima della resistenza, poi della rigidità e dello smorzamento. Per quanto riguarda la resistenza, si comprende che si può operare in tensioni totali, utilizzando la resistenza a taglio non drenata c_u per terreni coesivi ovvero la resistenza a taglio ciclica non drenata $\tau_{cy,u}$ per terreni incoerenti¹³. In alternativa si può operare in tensioni efficaci, utilizzando i relativi parametri di resistenza e valutando contemporaneamente le pressioni neutre indotte dai carichi ciclici. Si richiamano infine i coefficienti di sicurezza parziali per le diverse caratteristiche di resistenza (γ_M)¹⁴, precisando che i relativi valori saranno definiti da ciascun Paese, nei *National Annexes*. Per alcuni di essi, i valori consigliati dalla norma europea sono i seguenti:

- $\gamma_{cu} = 1.4$ per la resistenza a taglio non drenata di terreni coesivi
- $\gamma_{\tau_{cy,u}} = 1.25$ per la resistenza a taglio ciclica non drenata di terreni incoerenti
- $\gamma_{\phi} = 1.25$ per l'angolo di attrito interno (in tensioni efficaci)

Nel capitolo 4 “*Requirements for siting and foundation soils*” si affronta il problema della scelta del sito e quello della caratterizzazione dei terreni di fondazione. Per quanto concerne la scelta del sito, si affrontano i problemi della eventuale presenza di faglie, della stabilità dei pendii, della liquefazione e dei cedimenti eccessivi sotto carichi ciclici. Per quanto concerne la caratterizzazione dei terreni e le relative indagini, si sottolinea in particolare che i profili di velocità delle onde di taglio v_s rappresentano la caratterizzazione più efficace, ai fini della determinazione delle azioni sismiche, per un sottosuolo per il quale si possano

¹³ Nel testo si suggerisce di portare in conto, in tal caso, anche le sovrappressioni neutre indotte, il che ovviamente non ha senso se si opera in tensioni totali.

¹⁴ I coefficienti parziali saranno richiamati ancora nel seguito del presente lavoro; comunque per una trattazione completa sul significato e sull'utilizzazione dei coefficienti parziali si rimanda agli articoli di Scarpelli (2003) ed Aversa e Squeglia (2003), pubblicati in questo stesso volume.

escludere fenomeni di collasso. La determinazione sperimentale della velocità delle onde di taglio per mezzo di indagini in foro è fortemente raccomandata per il progetto di strutture importanti in zone a forte sismicità.

Nei capitoli 5 (“*Foundation system*”) e 6 (“*Soil structure interaction*”) si trattano le fondazioni e l’interazione terreno-struttura. Per quanto concerne le fondazioni, si definiscono in generale i requisiti prestazionali che esse devono soddisfare, tra cui l’assenza di deformazioni permanenti significative della struttura, e la compatibilità delle deformazioni permanenti del terreno con la struttura stessa. Si forniscono poi alcune regole generali di progettazione, e si definiscono le “azioni” in fondazione. Quindi si passa alla trattazione specifica per le fondazioni superficiali e per quelle profonde (pali e pozzi). Per quanto concerne poi l’interazione terreno-struttura, si individuano i casi particolari in cui è necessario tenere conto dell’interazione dinamica sotto sisma, tra cui quello di sottosuolo molto deformabile, come ad esempio il tipo S1 della Tabella 1. Nel relativo *Annex D*, peraltro, si ribadisce che per la maggioranza delle usuali strutture per edifici, gli effetti dell’interazione terreno-struttura sono generalmente benefici, in quanto riducono le sollecitazioni sugli elementi della sovrastruttura.

L’EC8-5 si conclude col capitolo 7 “*Earth retaining structures*”, cui sono specificamente dedicati i due paragrafi successivi (4.1 e 4.2).

4.1 EC8-5, Cap.7: *Earth retaining structures*

Nel capitolo 7 si trattano le opere di sostegno. Nella parte introduttiva vengono richiamati i requisiti che l’opera deve soddisfare durante e dopo il sisma. In particolare viene precisato che sono ammessi spostamenti permanenti del manufatto (derivanti da scorrimento e/o rotazione) a patto che essi siano compatibili con la funzionalità e con i requisiti estetici dell’opera.

Vengono poi riportate alcune considerazioni circa la scelta ed il progetto dell’opera. In particolare si evidenzia la necessità di una corretta realizzazione del terrapieno a tergo dell’opera (scelta di idonea granulometria del materiale e di efficaci metodi di compattazione). Si raccomanda

che l’efficienza del sistema di drenaggio sia assicurata anche in presenza di spostamenti transitori e permanenti, e che esso sia esteso ben al di sotto della potenziale superficie di rottura a tergo dell’opera, soprattutto nel caso di terreni incoerenti.

Importante considerazione finale riguarda la verifica di una assoluta sicurezza rispetto a potenziali fenomeni di liquefazione dei “*supported soil*”; a parere dello scrivente tale verifica, certamente essenziale, andrebbe estesa a tutti i terreni che interagiscono con l’opera di sostegno.

Nella parte centrale, e più corposa, del capitolo 7 si illustrano i metodi di analisi (cap. 7.3 “*Methods of analysis*”).

In una breve premessa si sancisce che un qualsiasi metodo consolidato, che sia basato su procedure tipiche della dinamica dei terreni e delle strutture, e che sia suffragato dal conforto dell’esperienza e delle osservazioni sperimentali, è in linea di principio accettabile per la verifica della sicurezza di un’opera di sostegno. Questa premessa è importante, perché di fatto apre le porte alla utilizzazione di metodi d’analisi più recenti (basati ad esempio sulla caratterizzazione dell’azione sismica mediante *time-histories*) e diversi da quelli tradizionalmente contemplati nelle precedenti normative (metodi pseudostatici).

Vengono poi elencati gli aspetti di cui ogni metodo d’analisi dovrebbe tenere conto: comportamento non lineare dei terreni, forze d’inerzia di tutte le masse che interagiscono col sistema opera-terreno, effetti idrodinamici indotti sull’acqua (libera o di porosità) se presente, compatibilità delle deformazioni del terreno e dell’opera.

Stante la premessa sulla liceità di utilizzazione di qualsiasi metodo d’analisi consolidato, di fatto la cospicua parte del cap. 7.3 è poi dedicata ai metodi semplificati, ovvero alla classica analisi pseudostatica (che sarà trattata specificamente nel paragrafo 4.2).

Il cap. 7 si chiude con le verifiche di stabilità e le verifiche di resistenza strutturali.

Per quanto concerne le prime, si sancisce che devono essere verificate la stabilità globale e la “*local soil failure*” (ovvero la verifica della

fondazione). Per la verifica della stabilità globale si rimanda al cap.4 “*Requirements for siting and foundation soils*”, laddove si tratta la stabilità dei pendii.

Per la verifica allo stato ultimo delle fondazioni si sancisce che dovranno essere esaminati i meccanismi di scorrimento e quello di rottura per carico limite. Non viene invece considerato il meccanismo di ribaltamento, cinematicamente possibile per muri di sostegno, ed espressamente indicato nella normativa geotecnica italiana (D.M. LL.PP. dell’11.03.88). Invero, seppure in generale la verifica a ribaltamento risulta meno gravosa (ovvero meno cautelativa) delle altre due, esistono in principio casi limite in cui essa potrebbe condizionare il progetto dell’opera, per cui non si concorda con la scelta operata di eliminarla a priori.

4.2 Metodi di analisi: “*Simplified methods: pseudo-static analysis*” (Cap.7.3)

La trattazione del metodo che si basa sull’analisi pseudostatica è alquanto articolata.

Inizialmente vengono richiamate le peculiarità del modello opera-terreno per il quale è applicabile il metodo d’analisi, ed in particolare le condizioni necessarie per la mobilitazione delle spinte attiva e passiva, ovvero della spinta a riposo.

Quindi si passa alla definizione dettagliata dell’azione sismica e delle spinte di progetto del terreno e dell’acqua.

- Azione sismica

Nell’ambito di analisi pseudostatiche, l’azione sismica viene rappresentata da una serie di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, date dal prodotto dei pesi delle masse in gioco per i cosiddetti coefficienti sismici.

Per quanto concerne le azioni sismiche in direzione verticale, esse possono agire sia verso l’alto, sia verso il basso; si adotterà di volta in volta il verso cui corrispondono gli effetti più sfavorevoli.

Un elemento originale, e certamente positivo, nella determinazione delle forze sismiche, consiste nella dipendenza della loro intensità dallo spostamento tollerabile e realmente consentito

dall’opera (che d’ora in avanti indicheremo come spostamento ammissibile); peraltro, i valori di soglia con cui confronteremo tali spostamenti si modificano al variare della zona sismica (ovvero del valore dell’accelerazione che la caratterizza).

In definitiva, in assenza di studi specifici, il coefficiente sismico orizzontale k_h è così definito¹⁵:

$$k_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g \cdot r) \quad (6)$$

dove:

r è il coefficiente che tiene conto di eventuali spostamenti ammissibili per l’opera

e, come già detto, a_{gR} è l’accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante, γ_I è il fattore di importanza ed S è il *soil factor*.

Il coefficiente k_h si assume costante con la profondità, per muri¹⁶ di altezza fino a 10 m.

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (7)$$

quando il rapporto fra le accelerazioni di progetto verticale ed orizzontale (a_{vg}/a_g)¹⁷ è maggiore di 0.6, viceversa vale:

$$k_v = \pm 0.33 \cdot k_h \quad (8)$$

Ritornando al fattore r , esso ha la funzione di ridurre il valore dell’accelerazione sismica orizzontale, e quindi del coefficiente k_h , al crescere dello spostamento orizzontale ammissibile, secondo quanto indicato nella Tabella 4, riportata nella sua versione originale. Nella tabella α indica il rapporto fra la *design ground acceleration* a_g e l’accelerazione di gravità.

¹⁵ E’ da segnalare che nella formula del coefficiente k_h riportata nella versione ultima della norma europea (preStage 49 del Maggio 2002) compare due volte a numeratore il *soil factor* S , il che, a parere dello scrivente, dovrebbe essere un errore tipografico.

¹⁶ Spesso, nell’ambito della trattazione sull’analisi pseudostatica, la norma fa specifico riferimento ai muri.

¹⁷ Sempre nell’ultima versione della norma europea, per errore, nel rapporto fra le accelerazioni di progetto, quella orizzontale è indicata come a_{gR} (che invece rappresenta quella di riferimento).

Tab. 4 – Coefficiente sismico orizzontale: valori del fattore r

Type of retaining structure	r
Free gravity walls that can accept a displacement $d_r < 300 \alpha S$ (mm)	2
As above with $d_r < 200 \alpha S$ (mm)	1,5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

Lo spostamento tollerabile dall'opera, d_r , viene quindi confrontato con valori di soglia che sono proporzionali all'accelerazione di picco in superficie ($a_g \cdot S$), e pertanto variano in funzione del tipo di sottosuolo e della zona sismica in cui è situata la struttura.

La logica, per la verità, induce a ritenere che nelle condizioni sugli spostamenti, riportate nelle prime due righe della Tabella 4, sia stato erroneamente indicato il segno di disuguaglianza “<”, che invece andrebbe sostituito con il segno “>” o tutt'al più “≥”. Tale modifica consente una immediata e significativa interpretazione della Tabella 4, esemplificata in Figura 5: praticamente il coefficiente assume i tre valori 1, 1.5 e 2, per spostamenti ammissibili rispettivamente inferiori a $200 \cdot \alpha S$ (mm), compresi fra 200 e $300 \alpha S$, e superiori a $300 \cdot \alpha S$.

Sempre a proposito dell'azione sismica, viene precisato che per terreni incoerenti saturi, suscettibili di forti incrementi di pressione neutra in condizioni sismiche, non si dovrebbe assumere un valore del coefficiente r maggiore di 1, ed il coefficiente di sicurezza a liquefazione non dovrebbe essere inferiore a 2.

Per strutture di altezza superiore a 10 m e per ulteriori informazioni sul coefficiente r si rimanda all'Annex E “Simplified analysis for retaining structures”, che è parte integrante del capitolo in esame (essendo peraltro un Annex del tipo “Normative” e non “Informative”).

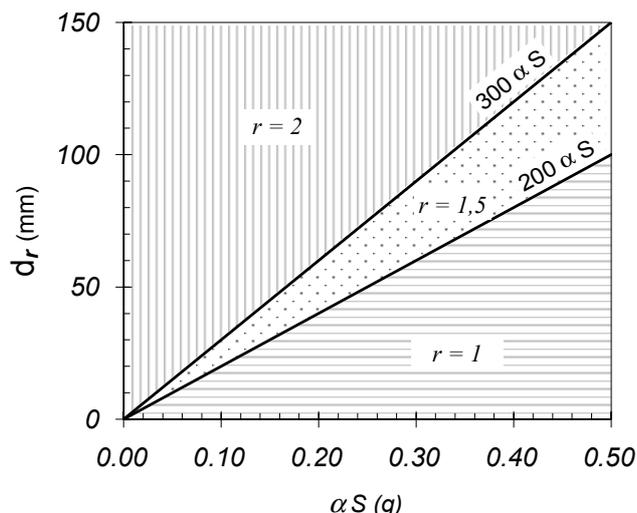


Fig. 5 – Coefficiente sismico orizzontale: valori del fattore r in funzione dall'accelerazione massima al suolo e dello spostamento ammissibile del muro.

In particolare, per strutture alte più di 10 m, l'Annex E suggerisce di effettuare un'analisi di propagazione mono-dimensionale *free-field* delle onde sismiche, allo scopo di derivare, dalla reale distribuzione delle accelerazioni massime a tergo dell'opera, un unico valore equivalente della accelerazione da assumere per la determinazione del coefficiente k_h .

Infine viene precisato che per muri che non siano a gravità si può trascurare l'effetto delle accelerazioni verticali sulla struttura.

In conclusione, i coefficienti sismici orizzontale e verticale, così definiti in funzione delle accelerazioni al suolo, moltiplicano le masse di terreno e struttura, come esemplificativamente riportato in Figura 6 per un muro di sostegno a mensola. Nella stessa figura è riportato, per confronto, l'analogo schema secondo la Normativa sismica italiana del D.M. 16.01.96, con i coefficienti sismici C (definiti per le tre categorie sismiche) applicati solo in direzione orizzontale.

- Spinte di progetto del terreno e dell'acqua

La valutazione della spinta in condizioni sismiche viene fatta con esplicito riferimento ai muri, nell'ipotesi di stato di equilibrio limite attivo a tergo della struttura, ed eventualmente considerando la presenza della massa di terreno

davanti al piede del muro stesso in stato di equilibrio limite passivo¹⁸.

Viene calcolata direttamente la spinta di progetto totale E_d (statica più dinamica) secondo quanto indicato dettagliatamente nell'Annex E (punti E3 ed E4), e riportato di seguito (vedi anche schema di Figura 7) :

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (9)$$

in cui:

γ^* è il peso dell'unità di volume del terreno, come sarà meglio specificato nel seguito

k_v è il coefficiente sismico verticale

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico)

H è l'altezza del muro

E_{ws} è la spinta dell'acqua in condizioni statiche

E_{wd} è l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni dinamiche

In sostanza il primo termine di E_d rappresenta la spinta dello scheletro solido del terreno, in cui il coefficiente K è calcolato alla Mononobe (1929) e Okabe (1926), ma assume differenti valori per le diverse definizioni della tangente dell'angolo θ ¹⁹, specificate in funzione della presenza o meno dell'acqua di porosità e del comportamento di quest'ultima in presenza dell'azione sismica (vedi Figura 7). Il significato dei simboli presenti nella espressione di K è illustrato nella sezione schematica dell'insieme muro-terreno riportata sempre in Figura 7²⁰. Resta da definire il simbolo φ'_d , col quale viene indicato il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno (in tensioni efficaci), pari al valore caratteristico dell'angolo di attrito φ' (che nell'Eurocodice

¹⁸ Il contributo di tale spinta passiva può essere considerato solo nell'ipotesi di un preliminare "trattamento" della massa di terreno davanti al piede del muro (vedi clausola (5) del par. 5.4.1.1 sulla verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali).

¹⁹ Si ricorda che l'angolo θ rappresenta l'inclinazione, rispetto alla verticale, della risultante delle forze di massa (forza peso più forze d'inerzia) agenti sul cuneo di terreno a tergo del muro

²⁰ In Figura 7 è riportata, per semplicità, solo l'espressione del coefficiente di spinta attiva K valida per la condizione più ricorrente, cioè per $\beta \leq (\varphi'_d - \theta)$. Non è parimenti riportata l'espressione del coefficiente di spinta passiva, per la quale si rimanda al testo della norma

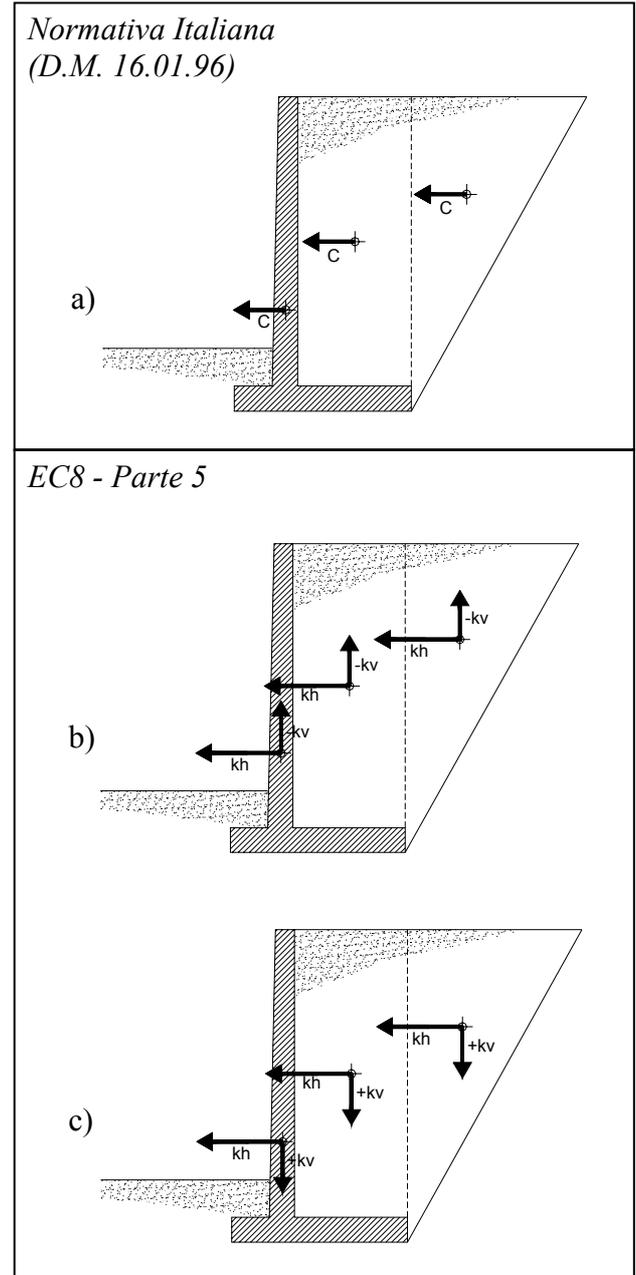


Fig. 6 – Verifica pseudostatica - coefficienti sismici moltiplicativi dei pesi: a) secondo la normativa italiana; b) e c) secondo l'Eurocodice 8.

dovrebbe essere indicato come φ'_k) diviso il coefficiente di sicurezza parziale γ_ϕ , prima definito (cap. 4). Analogamente nella stessa espressione con δ_d si vuole indicare il valore di progetto dell'angolo di attrito terra-muro, affetto da un eventuale coefficiente di sicurezza parziale.

Al proposito è il caso di puntualizzare che l'adozione di coefficienti di sicurezza parziali per le caratteristiche di resistenza è il criterio a base di uno degli approcci di progettazione contemplati

dagli Eurocodici (indicato come DA1-C2)²¹. Cionondimeno esistono approcci, come si dirà meglio nel seguito, nell'ambito dei quali i valori delle caratteristiche di resistenza si assumono tal quali (valori "caratteristici"), ovvero i relativi coefficienti di sicurezza parziali sono unitari (per es. approccio DA1-C1).

Pertanto si ritiene non congruente con l'impostazione filosofica dell'Eurocodice, che propone i diversi approcci di progetto, aver considerato, nella formula del coefficiente K , valori ridotti delle caratteristiche di resistenza²².

Ritornando alla espressione della spinta E_d e del coefficiente K , anche la scelta del peso dell'unità di volume del terreno γ^* è condizionata, così come l'angolo θ , dalla presenza e dal comportamento dell'acqua. Come si vede in Figura 7, i casi previsti sono tre, e si prestano alle interpretazioni che seguono.

In sintesi, nel caso di falda assente, γ^* coincide con il peso dell'unità di volume naturale del terreno γ . L'angolo θ è quello relativo a forze d'inerzia proporzionali, sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, al peso γ (per cui quest'ultimo scompare dall'espressione di $\tan\theta$, di cui moltiplica sia il numeratore sia il denominatore); quindi l'acqua, presente in misura ridotta nei pori tra i granelli, appesantisce gli stessi incrementandone le forze d'inerzia (essendo stata "pesata" all'interno del γ naturale). In tal caso, ovviamente, sia E_{ws} sia E_{wd} sono nulli.

Negli altri due casi la falda è invece presente, dapprima in terreno a bassa permeabilità, poi in terreno a permeabilità elevata anche sotto i carichi sismici.

Nel caso di terreno saturo a bassa permeabilità (minore di $5 \cdot 10^{-4}$ m/s), nella spinta dello scheletro solido (primo termine di E_d) compare ovviamente il peso alleggerito del terreno ($\gamma^* = \gamma'$), mentre la spinta statica dell'acqua è considerata a parte ($E_{ws} \neq 0$).

Per quanto riguarda le forze d'inerzia, contemplate mediante la $\tan\theta$, si considera che la componente orizzontale (a numeratore dell'espressione) sia proporzionale al peso totale di volume (indicato in Figura 7 sempre come γ), poiché per effetto della bassa permeabilità del terreno l'acqua è costretta a muoversi in uno con lo scheletro solido; pertanto l'azione dinamica dell'acqua è implicitamente considerata nell'adozione del γ totale, ed è $E_{wd} = 0$. La componente verticale delle forze d'inerzia (al denominatore) è invece proporzionale al peso alleggerito γ' , ed è considerata diretta o verso l'alto o verso il basso (per tenere conto della situazione più sfavorevole).

Nel caso di terreno saturo a permeabilità elevata, nella spinta dello scheletro solido compare sempre, ovviamente, il peso alleggerito del terreno ($\gamma^* = \gamma'$), e congruentemente la spinta statica dell'acqua è considerata a parte ($E_{ws} \neq 0$).

Per quanto riguarda le forze d'inerzia, questa volta, essendo l'acqua libera di muoversi indipendentemente dallo scheletro solido, la componente orizzontale a numeratore della $\tan\theta$ è proporzionale esclusivamente al peso secco di volume (indicato in Figura 7 come γ_d); la componente verticale a denominatore rimane invece inalterata (proporzionale al γ'). Ovviamente, in questo caso, l'azione dinamica dell'acqua viene considerata a parte ($E_{wd} \neq 0$).

Tornando alle prescrizioni di carattere generale sulla spinta del terreno, si stabilisce che la risultante delle azioni dinamiche a tergo dell'opera deve essere posta a metà dell'altezza del muro, a meno che non si effettuino al proposito studi più dettagliati.

Per muri liberi di ruotare intorno al piede, la risultante delle azioni dinamiche può essere applicata allo stesso punto in cui agisce la spinta statica.

Quindi, relativamente all'attrito fra terreno e parete interna del muro (precedentemente indicato col simbolo δ), la norma prescrive che per le pressioni statiche e dinamiche si può considerare una inclinazione, rispetto alla normale al muro, al massimo pari a $2/3$ dell'angolo di attrito φ' del terreno nel caso di stato attivo, mentre si deve

²¹ Degli approcci di progetto dell'Eurocodice si parlerà più diffusamente nel par. 5.1.

²² A meno che il formatore non voglia implicitamente imporre, in questo caso, l'adozione dell'approccio di progetto DA1-C2 (ciò però andrebbe chiarito).

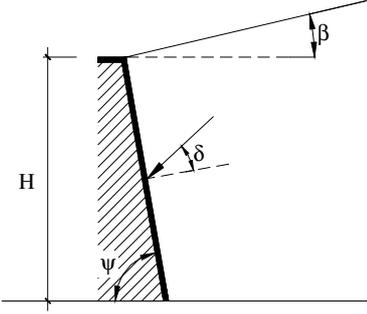
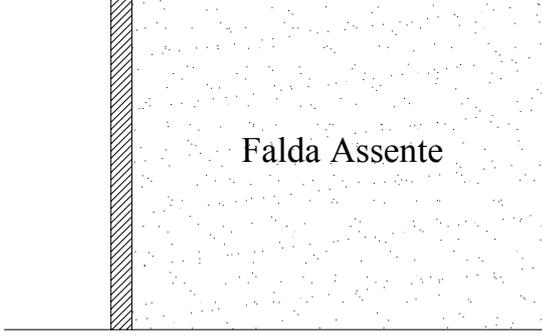
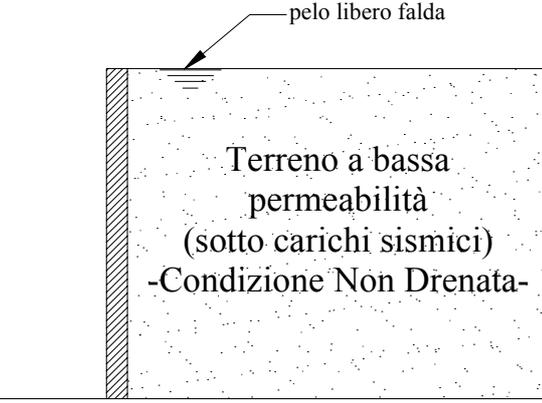
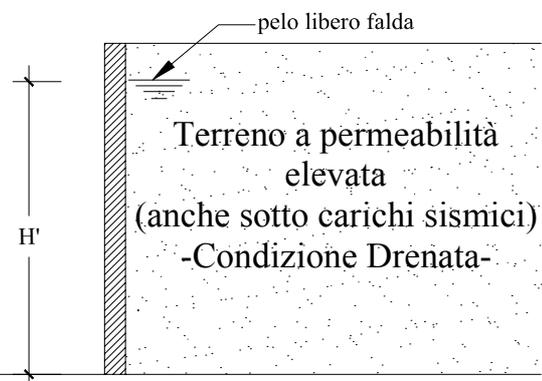
<p>Spinta: $E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$</p> <p>Coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico):</p> $K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$ <p>per $\beta \leq \phi'_d - \theta$</p> 	
 <p>Falda Assente</p>	$\gamma^* = \gamma$ $\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$ $E_{wd} = 0$
 <p>Terreno a bassa permeabilità (sotto carichi sismici) -Condizione Non Drenata-</p>	$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$ $\tan \vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$ $E_{wd} = 0$
 <p>Terreno a permeabilità elevata (anche sotto carichi sismici) -Condizione Drenata-</p>	$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$ $\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$ <p>(Steedman & Zeng, 1990)</p> $E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$

Fig. 7 – Spinta attiva del terreno in condizioni sismiche e spinta dinamica dell’acqua.

assumere una inclinazione nulla nel caso di stato di spinta passiva.

Infine, per quanto concerne la eventuale presenza di acqua libera a valle dell'opera, si impone di tenere conto della massima variazione (positiva o negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica, conseguente alla oscillazione del liquido. Al proposito, sempre nell'*Annex E* (punto E8) viene fornita una espressione per valutare la pressione idrodinamica al variare della profondità, a partire dal pelo libero dell'acqua; essa è funzione ancora una volta del coefficiente sismico orizzontale k_h , nonché dell'altezza del battente d'acqua.

5. Spinta dei terreni in condizioni sismiche: applicazione dell'EC8 per il muro di sostegno

In questo capitolo si procederà ad un'applicazione di calcolo relativa ai muri di sostegno, per i quali si verificherà la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo (*ULS*). Lo scopo dell'applicazione è quello di effettuare un confronto tra i risultati ottenuti dalla normativa europea e quelli derivanti dalla normativa italiana codificata col D.M. 16.1.1996.

5.1 Impostazione dell'applicazione

Come già detto, l'EC8 propone diversi metodi d'analisi, di cui alcuni innovativi a livello normativo; di fatto, però, illustra in dettaglio solo l'approccio pseudostatico, opportunamente modificato. Poiché questo è l'unico metodo d'analisi già contemplato in tutte le normative nazionali vigenti, ad esso si ricorrerà nell'applicazione, per effettuare il confronto in oggetto. Si ricordi ancora che la normativa europea, nel definire i criteri per la determinazione dell'azione sismica, introduce una serie di parametri i cui valori devono essere poi definiti (o confermati) a livello nazionale (i cosiddetti *Nationally Determined Parameters, NDP*). Ciò è avvenuto nel nostro Paese con la recente normativa tecnica sismica del marzo 2003 (OPCM 3274), che sostanzialmente recepisce l'impostazione degli Eurocodici, modificandone i valori di alcuni parametri, e proponendone altri nuovi per i già citati *NDP*.

In particolare sono definiti i valori delle accelerazioni massime su suolo rigido affiorante, per le zone sismiche da 1 a 4 (vedi Tabella 5), e sono modificati i valori del *soil factor S* per i tipi di sottosuolo (vedi Tabella 6).

Tab. 5 – OPCM n.3274: valori delle accelerazioni orizzontali massime su suolo rigido affiorante (categoria A) per le diverse zone sismiche del territorio nazionale

Zona	Accelerazione
1	0.35·g
2	0.25·g
3	0.15·g
4	0.05·g

Tab. 6 – OPCM n.3274: valori del *soil factor S* per le diverse categorie di sottosuolo

Tipo di sottosuolo	<i>Soil factor</i>
A	1
B, C ed E	1.25
D	1.35

Nelle Zone 1, 2 e 3 ricadono sostanzialmente i siti precedentemente classificati come I, II e III categoria sismica, mentre alla Zona 4 afferiscono i siti precedentemente ritenuti non sismici.

In definitiva, l'applicazione che segue implementerà l'analisi pseudostatica e gli approcci di progetto così come sono proposti nella normativa europea, mentre per la caratterizzazione della pericolosità delle nuove zone sismiche italiane si farà riferimento ai valori indicati nella su citata normativa nazionale del marzo 2003.

5.2 Richiami sugli approcci di progetto (DA) mediante i "coefficienti di sicurezza parziali"

Come sarà ormai chiaro ai lettori che avranno già digerito l'Eurocodice 7 oppure i contributi ad esso dedicati dagli altri Autori nel presente volume, la normativa geotecnica europea adotta approcci di progetto ai cosiddetti coefficienti di sicurezza parziali.

Per una trattazione piana della metodologia, e per un'illustrazione organica dei diversi *design approaches* dell'Eurocodice e dell'articolata

classificazione dei coefficienti di sicurezza, si rimanda ai già citati lavori di Scarpelli (2003) ed Aversa e Squeglia (2003).

In sostanza la normativa propone tre approcci di progetto alternativi (DA1, DA2 e DA3), fra i quali ciascun Paese dovrà scegliere quello da adottare (indicandolo nel *National Annex*). Il primo approccio, peraltro, prevede una doppia verifica con differenti combinazioni dei coefficienti (DA1C1 e DA1C2).

Ciascun approccio implementa coefficienti parziali che sono applicati direttamente alle azioni o agli effetti delle azioni, ed alle singole resistenze od alla resistenza globale. Per quanto concerne le caratteristiche dei terreni, in particolare, i coefficienti parziali si applicano ai cosiddetti valori caratteristici dei parametri (contrassegnati col pedice “k”), per determinare i corrispondenti valori di progetto (contrassegnati col pedice “d”).

Nell’ambito di ciascun approccio si calcolano così l’azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d , che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza:

$$R_d \geq E_d \quad (10)$$

In sintesi, e con riferimento alla Figura 8 esplicativa, si riportano le peculiarità dei diversi approcci di progetto che saranno implementati nell’applicazione:

- **approccio DA1C1** - coefficienti parziali applicati alle azioni (γ_G applicato al valore caratteristico del peso dell’unità di volume del terreno γ_k , ovvero direttamente alla spinta $S_{a\gamma}$ ²³) e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni (ovvero i relativi coefficienti parziali sono unitari)
- **approccio DA1C2** - coefficienti parziali applicati alle caratteristiche di resistenza dei terreni (γ_ϕ all’angolo di attrito del terreno ϕ^k e

²³ La normativa non è chiara su questo punto (vedi Aversa e Squeglia, 2003). Nell’applicazione si adatterà la prima alternativa, in accordo con l’interpretazione originaria dell’Eurocodice 7, sebbene attualmente i redattori della norma propendano per la seconda soluzione. Nel caso in esame, comunque, la scelta fra le due alternative non condiziona le conclusioni fornite dall’analisi dei risultati.

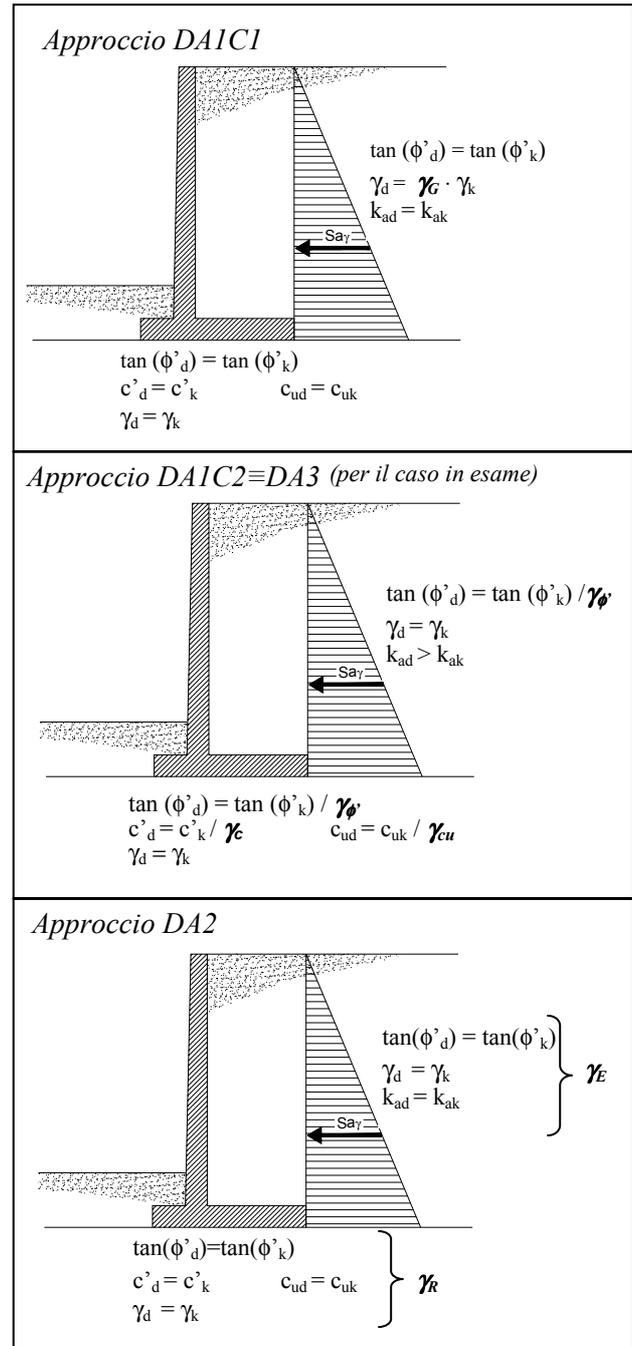


Fig. 8 – Rappresentazione degli approcci di progetto (secondo EC7) utilizzati per lo studio (con i coefficienti di sicurezza parziali evidenziati in grassetto).

γ_c alla coesione efficace c^k , ovvero γ_{cu} alla coesione non drenata c_{uk}) e non alle azioni²⁴

- **approccio DA2** - coefficienti parziali applicati alle azioni o direttamente all’effetto delle azioni (coefficienti γ_E) ed alla resistenza globale

²⁴ Si dovrebbero applicare coefficienti parziali solo ad eventuali azioni variabili.

(coefficienti γ_R), e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni²⁵

- **approccio DA3** – coefficienti parziali applicati solo alle azioni provenienti dalla struttura, e non a quelle provenienti dal terreno; coefficienti parziali applicati anche alle caratteristiche di resistenza dei terreni (come in DA1C2)

L'approccio DA3, se mancano azioni che provengono dalla struttura, viene a coincidere con l'approccio DA1C2; è questo il caso dell'applicazione di calcolo che seguirà, per la quale pertanto si procederà di fatto alla implementazione degli approcci DA1 (C1 e C2) e DA2.

I valori dei coefficienti di sicurezza parziali (non unitari) che saranno specificamente utilizzati per l'applicazione in oggetto sono elencati nella Tabella 7.

Tab. 7 – Valori dei coefficienti di sicurezza parziali utilizzati

Approccio di progetto	Coefficiente
DA1C1	$\gamma_G = 1.35$
DA1C2	$\gamma_\phi = 1.25$
DA2	$\gamma_E = 1.35$
	$\gamma_R = 1.1$ (scorrimento ²⁶)

5.3 Richiami sulle verifiche allo stato limite ultimo per i muri di sostegno

Per quanto concerne le verifiche allo stato limite ultimo delle fondazioni dei muri, nel cap.7 dell'EC8-5 si prescrive che dovranno essere esaminati i meccanismi di scorrimento e di rottura per carico limite (vedi par. 4.1).

Come noto, la normativa italiana prescrive invece anche la verifica a ribaltamento (D.M. LL.PP. dell'11.03.88). Pertanto nell'applicazione che segue, in virtù delle considerazioni già espresse al par. 4.1, e volendo effettuare un

confronto più ampio fra le due normative, si è scelto di effettuare sistematicamente anche le verifiche a ribaltamento.

Per quanto concerne invece le verifiche a carico limite, l'interpretazione degli approcci di progetto non risulta sempre univoca, dando adito talora a diverse ipotesi applicative cui corrispondono risultati significativamente differenti, finanche per il più semplice caso di carichi statici²⁷. Pertanto si è ritenuto di non includere, in questa sede, le verifiche a carico limite, in quanto la molteplicità delle soluzioni risulta poco efficace ad un confronto immediato fra le due normative.

In definitiva nell'applicazione che segue si confronteranno i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo, relativamente ai meccanismi di scorrimento e ribaltamento.

5.4 Caratteristiche dei terreni e dei muri di sostegno studiati

Per semplicità nell'applicazione si è considerato che sia il terrapieno sia il sottosuolo di fondazione siano costituiti da terreni incoerenti, e che la falda sia assente. Le caratteristiche fisiche e meccaniche adottate per i terreni sono illustrate in Figura 9.

Per quanto concerne l'opera di sostegno, per tenere implicitamente conto delle indicazioni di progetto della normativa italiana sono stati individuati a priori tre muri di riferimento, denominati **Muro 1**, **Muro 2** e **Muro 3**, dimensionati in modo da soddisfare "adeguatamente" i vari coefficienti di sicurezza richiesti, rispettivamente per le azioni della **I**, **II** e **III** categoria sismica del D.M. 16.1.96 (vedi Figura 9)²⁸. Sono stati scelti muri a mensola, in calcestruzzo armato, con soletta di base in parte ricoperta dal materiale del terrapieno.

In definitiva con questi muri si vogliono rappresentare qualitativamente tre esempi di "buona" progettazione, per le tre differenti categorie sismiche della normativa italiana.

²⁵ Se il coefficiente γ_E è applicato direttamente all'effetto delle azioni, allora il prodotto dei coefficienti γ_E e γ_R equivale al classico coefficiente di sicurezza globale delle normative tradizionali.

²⁶ Il valore di γ_R è funzione del meccanismo di collasso; lo stesso valore di 1.1 sarà adottato per il meccanismo di ribaltamento che, come già discusso, non è contemplato nella normativa.

²⁷ Si veda al proposito l'applicazione dell'approccio DA2 (Aversa e Squeglia, 2003).

²⁸ I valori dei coefficienti di sicurezza dei tre muri sono valori normali per la prassi progettuale corrente.

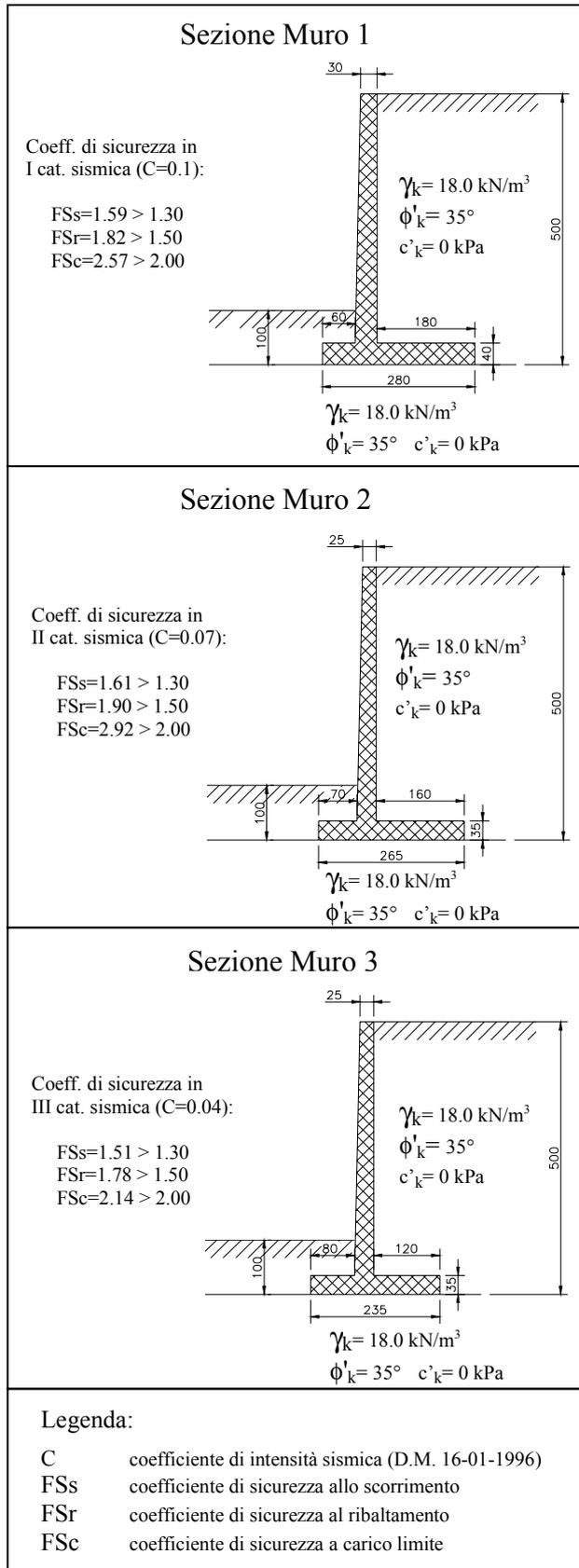


Fig. 9 – Caratteristiche dei tre muri di sostegno analizzati e parametri fisici e meccanici dei terreni.

5.5 Risultati dell'applicazione di calcolo

Per ciascuno dei tre muri di riferimento sono state effettuate le verifiche a scorrimento ed a ribaltamento, secondo i criteri degli approcci di progetto DA1 (C1 e C2) e DA2, al variare della accelerazione orizzontale ag , e per valori dell'accelerazione verticale nulli, ovvero pari a $\pm(0.33 \cdot ag)$, adottando cioè un coefficiente sismico verticale $k_v = \pm(0.33 \cdot k_h)$ ²⁹ (k_h , si ricordi, è il coefficiente sismico orizzontale).

Con il nuovo simbolo ag (da non confondere con a_g) si identifica l'accelerazione orizzontale complessiva:

$$ag = k_h \cdot g \quad (11)$$

pertanto ag deriva dall'accelerazione di picco su suolo rigido a_{gR} , ed ingloba gli effetti del *soil factor* S , del fattore di importanza γ_i , e del coefficiente r (funzione degli spostamenti ammissibili).

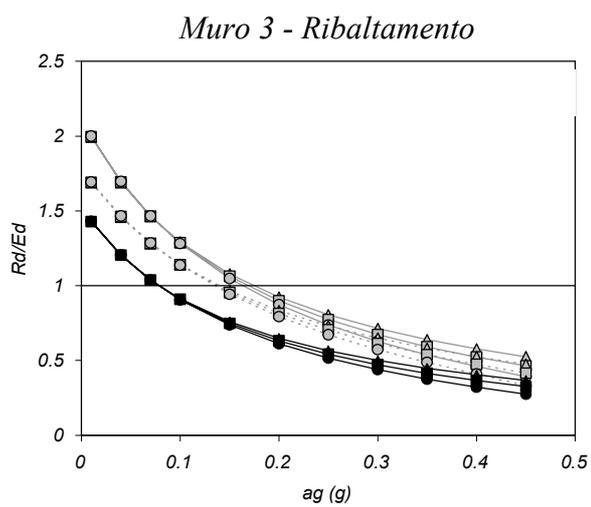
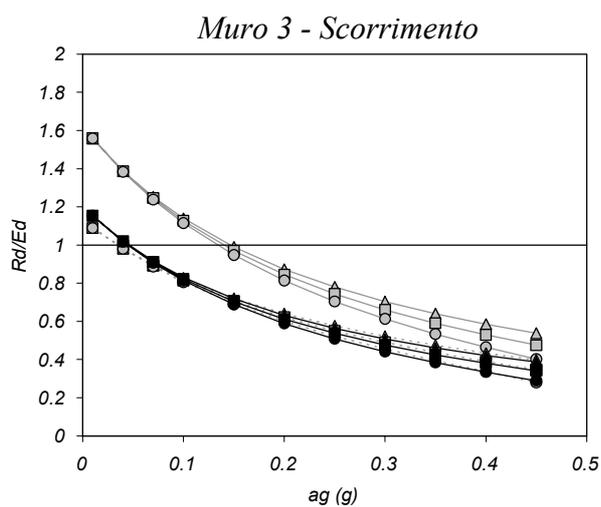
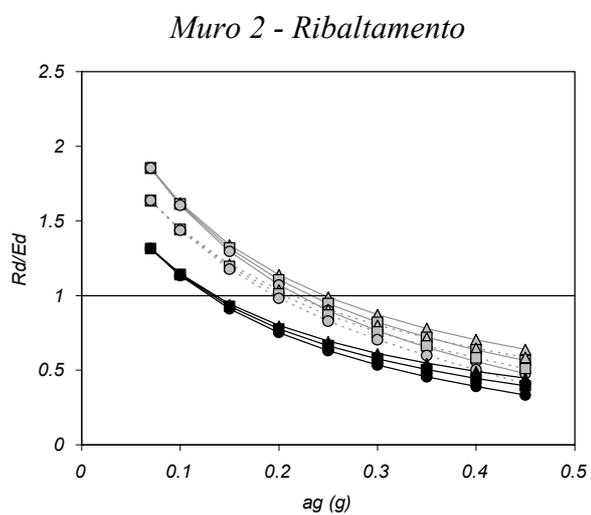
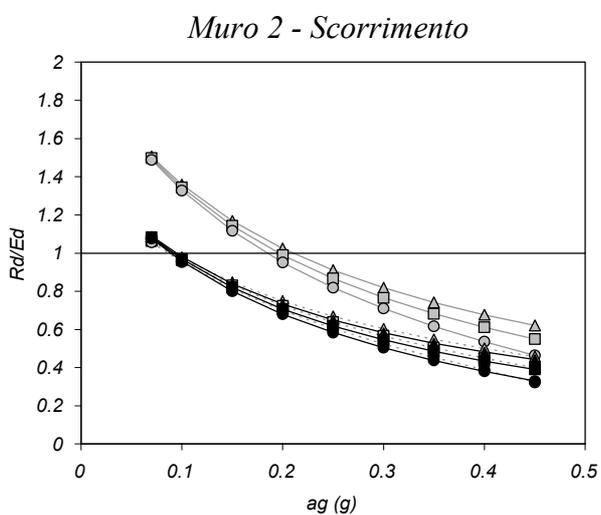
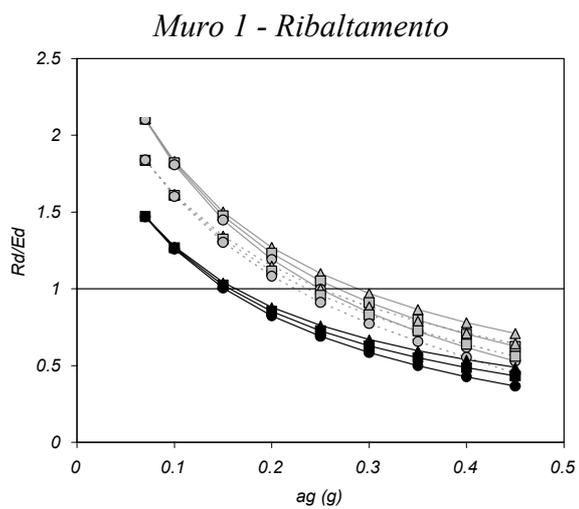
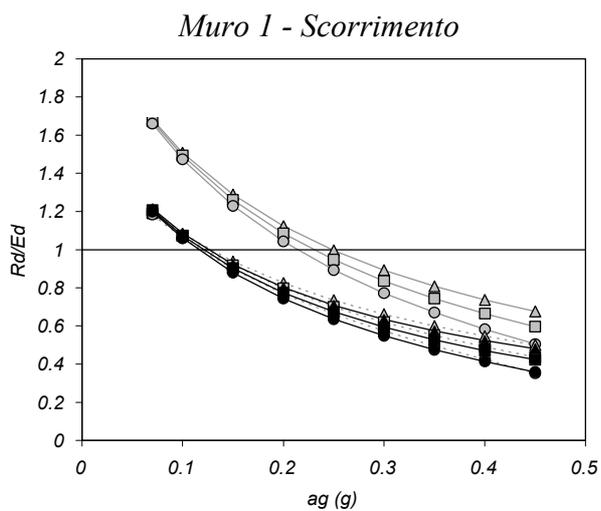
Una rappresentazione grafica complessiva dei risultati delle analisi è fornita in Figura 10. In tutti i grafici, relativi ai diversi casi esaminati, i risultati delle verifiche sono rappresentati dal rapporto fra la resistenza di progetto R_d e le azioni di progetto E_d , al variare dell'accelerazione ag . Ovviamente il rapporto R_d/E_d decresce per accelerazione ag crescente. Il punto "critico" di ciascuna curva è rappresentato dalla sua intersezione con l'asse orizzontale per $R_d/E_d = 1$; tale punto individua infatti il valore di soglia dell'accelerazione, superata la quale la singola verifica non è più soddisfatta ($R_d/E_d < 1$).

L'analisi dei risultati, l'effetto dei parametri in gioco, ed il confronto con la normativa italiana sono illustrati in dettaglio nei paragrafi seguenti.

- Effetto dell'approccio di progetto

Dall'esame dei diagrammi emergono chiare indicazioni sugli effetti dei diversi approcci di progetto, che si differenziano in funzione del

²⁹ Si è adottato tale valore di k_v in quanto, sulla base dell'esame dei dati accelerometrici italiani, si è assunto che, in generale, il rapporto fra le accelerazioni di progetto verticale ed orizzontale (a_v/a_g) sia inferiore a 0.6.



Legenda: — DA1C1 - - - - - DA1C2 — DA2
 △ kv=+0.33 kh □ kv=0 ○ kv=-0.33 kh

Fig. 10 – Risultati delle verifiche pseudostatiche a scorrimento e ribaltamento per i muri 1, 2 e 3.

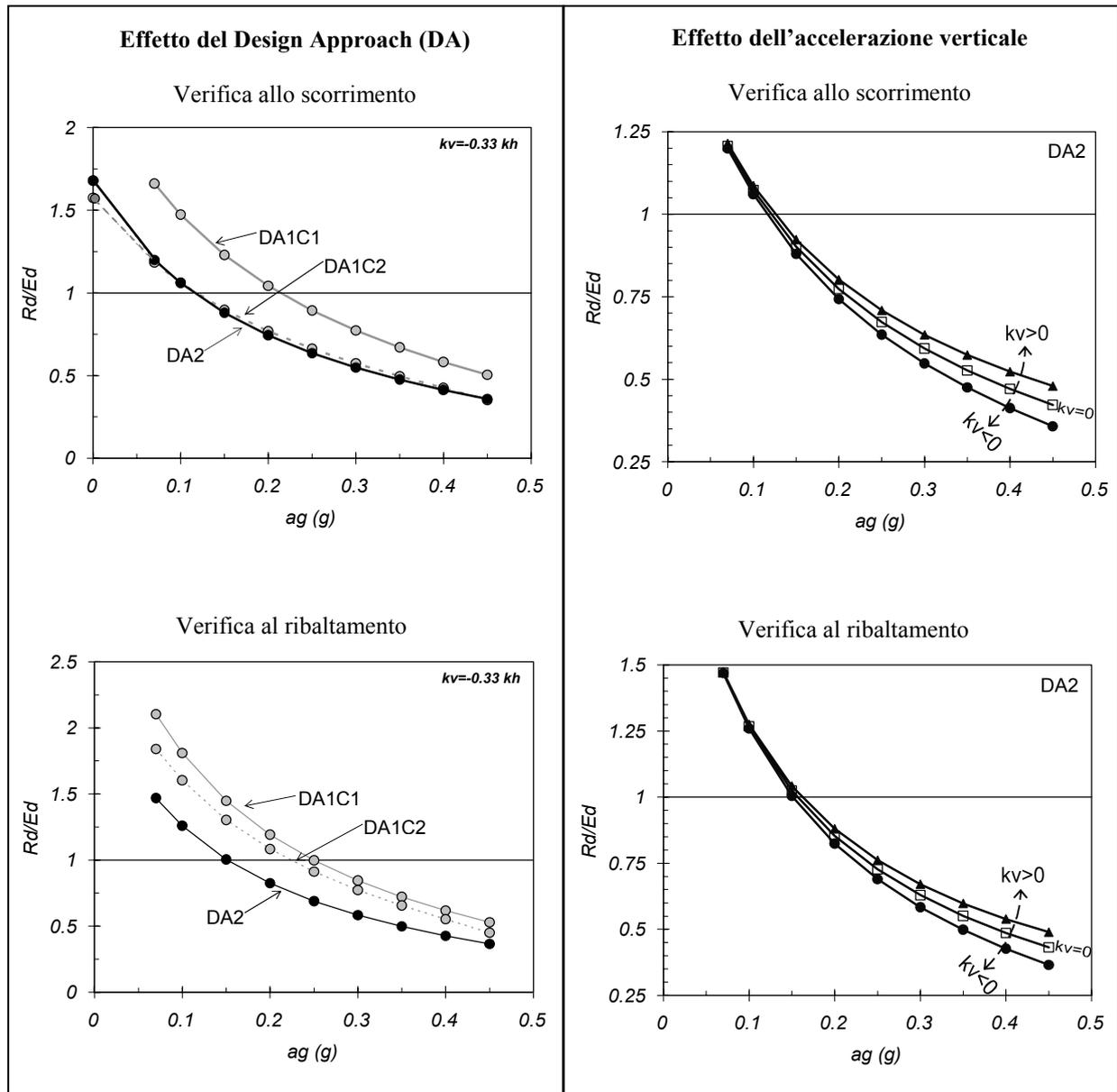


Fig. 11 – Verifiche pseudostatiche: effetti dell’approccio di progetto (DA) e dell’accelerazione verticale ($k_v \cdot g$)

meccanismo di collasso considerato (vedi Figura 11, in cui si riportano due casi esemplificativi di verifiche a scorrimento ed a ribaltamento).

Per il meccanismo di scorrimento si ha una sostanziale coincidenza dei risultati ottenuti mediante gli approcci DA1C2 (coefficienti parziali applicati alle singole caratteristiche di resistenza dei terreni) e DA2 (coefficienti parziali applicati all’effetto delle azioni ed alla resistenza globale), mentre decisamente meno gravose sono le verifiche effettuate mediante l’approccio DA1C1 (coefficienti parziali applicati solo alle azioni).

In particolare gli approcci DA1C2 e DA2 forniscono praticamente valori di accelerazione di soglia³⁰ molto vicini, in corrispondenza delle quali le due curve si intersecano. I valori del rapporto R_d/E_d per accelerazione a_g tendente a zero (cioè spostandosi verso il caso statico) sono congruenti con i risultati delle omologhe analisi statiche condotte da Aversa e Squeglia (2003), che individuano l’approccio DA1C2 come quello in

³⁰ In questa sede si preferisce utilizzare il termine accelerazione di soglia, e non accelerazione critica, in quanto quest’ultima viene correntemente utilizzata con una diversa accezione nell’ambito dei metodi alla Newmark per il calcolo degli spostamenti.

generale più gravoso. E' da rilevare che anche in condizioni sismiche, al "decretere" delle caratteristiche del muro (vedi il Muro 3 in Figura 10) si evidenzia giustamente lo stesso comportamento, con valori dell'accelerazione di soglia dedotti dall'approccio DA1C2 leggermente inferiori a quelli corrispondenti all'approccio DA2.

Per il meccanismo di ribaltamento, invece, le verifiche condotte con l'approccio DA2 (per il quale si è assunto, come detto, $\gamma_R = 1.1$) risultano essere sempre quelle più gravose. Viene confermato anche in questo caso che, fra le due combinazioni dell'approccio DA1, la C2 risulta sempre la più cautelativa.

- Effetto dell'accelerazione verticale

Il ruolo dell'accelerazione verticale, ben evidenziato dall'esame dell'insieme dei risultati, è esemplificato nella stessa Figura 11, dalla quale si desume immediatamente che l'effetto di k_v è analogo per i due diversi meccanismi di collasso.

Anzitutto si verifica sempre che il rapporto R_d/E_d è minimo per k_v negativo (-0.33), mentre l'assunzione di k_v positivo conduce a risultati addirittura meno gravosi di quelli che si ottengono nella ipotesi di assenza di accelerazioni verticali ($k_v=0$). Tali risultati erano peraltro attesi considerando che, per la particolare opera di sostegno e per i meccanismi di collasso esaminati, l'applicazione alle masse in gioco di accelerazioni e quindi di forze d'inerzia rivolte verso l'alto ($k_v < 0$), comporta una riduzione dei pesi e quindi una diminuzione delle resistenze per attrito, predominante rispetto alla riduzione di intensità delle spinte.

Dagli stessi diagrammi si può notare come l'effetto di k_v aumenti al crescere dell'accelerazione orizzontale ag , mentre diventa quasi irrilevante per valori di ag più bassi (pari a circa $0.1 \cdot g$ per il meccanismo di scorrimento, e $0.15 \cdot g$ per quello di ribaltamento).

In termini applicativi ciò comporta che in zone a sismicità elevata il contributo della componente verticale dell'accelerazione produce effetti apprezzabili, per quanto modesti, nelle verifiche dei muri, inducendo una riduzione del valore

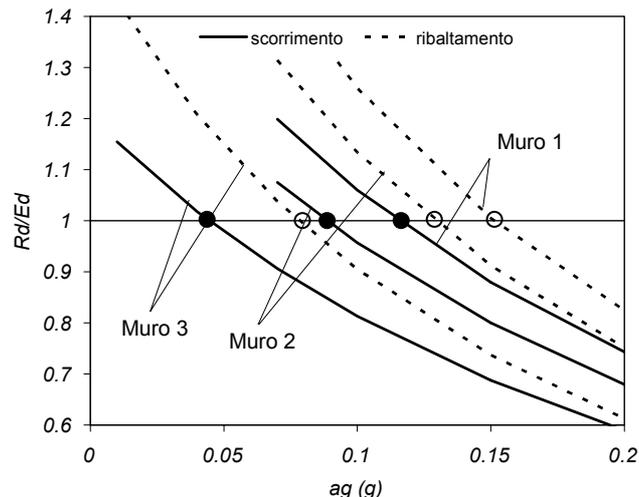


Fig. 12 – Verifiche pseudostatiche a scorrimento ed a ribaltamento: confronto per la individuazione della condizione di meccanismo vincolante.

dell'accelerazione di soglia dell'ordine dei centesimi di g . Al contrario in zone a bassa sismicità l'effetto dell'accelerazione verticale è praticamente irrilevante (vedi, ad esempio, i diagrammi relativi al Muro 3 in Figura 10)³¹.

- Confronto fra EC8 (con accelerazioni al suolo dell'OPCM 3274 del marzo 2003) e normativa italiana del D.M. LL.PP. del 16.1.96

Per il confronto fra le normative sono state prese in esame esclusivamente le verifiche relative al meccanismo di scorrimento, avendo associato che, per tutti e tre i muri, risultano sempre più cautelative di quelle a ribaltamento (come esemplificato in Figura 12), e che sono esse quindi a condizionare il progetto.

In Figura 13, per ciascuno dei muri 1, 2 e 3 (progetti "buoni" rispettivamente per la I, II e III categoria sismica) sono illustrati i risultati delle analisi condotte con gli approcci di progetto DA1 e DA2, al variare dell'accelerazione ag .

Nella stessa figura sono indicati, per ciascuna delle 4 zone sismiche italiane definite nella OPCM 3274, i campi delle potenziali accelerazioni

³¹ E' il caso di segnalare che analisi di spostamenti di pendii in condizioni di sottosuolo analoghe a quelle del caso in esame, ed effettuate utilizzando dati accelerometrici relativi a terremoti italiani, hanno evidenziato che le variazioni negli spostamenti calcolati sono percentualmente piccole, e peraltro di segno sia positivo sia negativo (Simonelli e Di Stefano, 2001).

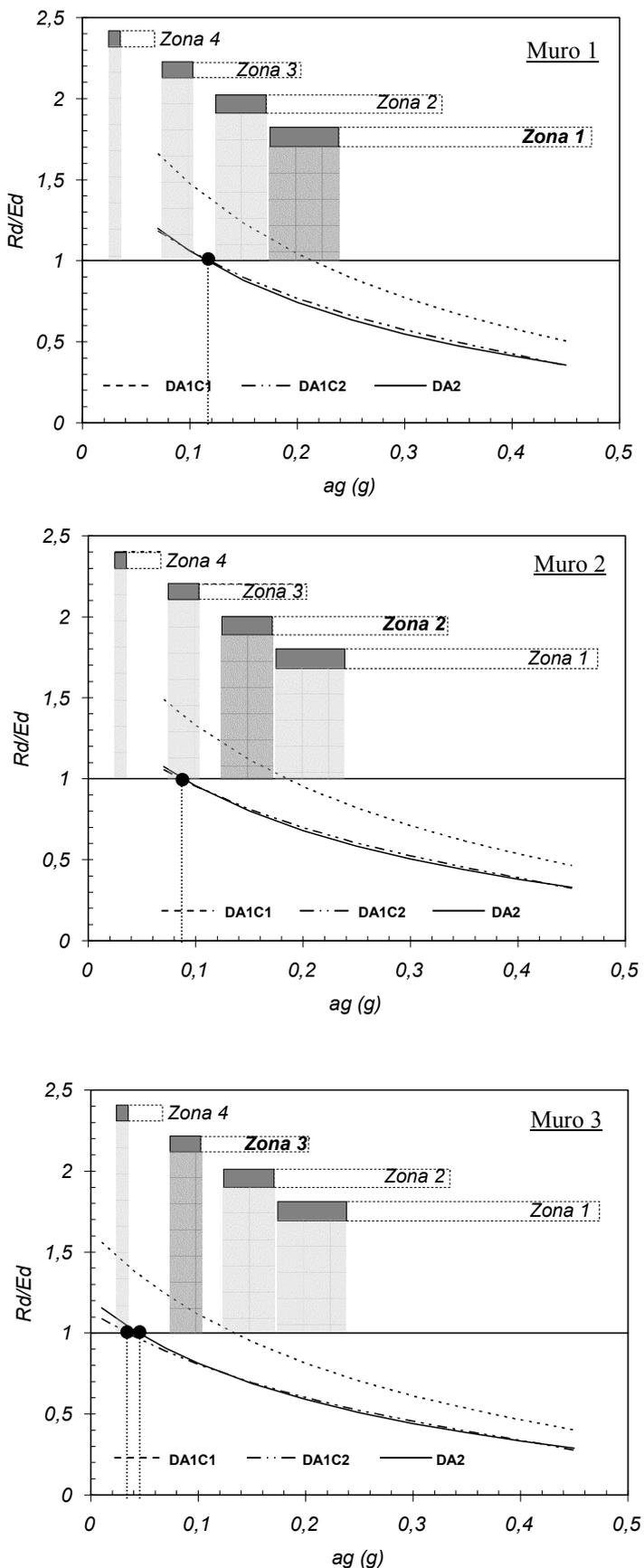


Fig. 13 – Muri progettati per le 3 categorie sismiche del D.M.16.1.96: verifiche pseudostatiche secondo l’EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell’OPCM 3274 del marzo 2003.

orizzontali (o, in altri termini, di $k_h \cdot g$) che condizioneranno il “nuovo” progetto delle opere di sostegno. Tali campi sono determinati sulla base dei valori dell’accelerazione orizzontale massima su suolo rigido affiorante (Tabella 5) e dei valori del *soil factor* S (Tabella 6) indicati nell’Ordinanza, e tengono conto della eventuale riduzione dell’accelerazione per effetto del coefficiente r (definito nella espressione (6))³². E’ da segnalare che mentre la normativa europea contempla tre diversi valori per tale coefficiente (vedi Tabella 4), l’OPCM 3274 considera semplicemente r pari ad 1 ovvero a 2 (nel caso di “opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili”). Nei grafici di Figura 13, per ciascuna zona sismica, sono rappresentati sia il massimo intervallo delle potenziali accelerazioni (che contempla i valori estremi del coefficiente r) sia, al suo interno, il campo ristretto corrispondente al solo valore $r=2$ (evidenziato in grigio).

I grafici confermano che, relativamente all’approccio DA1, la combinazione 2 è sempre più gravosa della 1, per cui, ai fini progettuali, si considereranno esclusivamente le verifiche condotte con gli approcci DA2 e DA1C2, che peraltro forniscono risultati molto prossimi; per ciascuno dei relativi diagrammi sono evidenziate le accelerazioni di soglia (all’intersezione con gli assi orizzontali per $R_d/E_d=1$).

Una prima considerazione che si desume dall’esame dei risultati, è che i valori delle accelerazioni di soglia forniti dagli approcci di progetto della normativa europea sono sostanzialmente congruenti con i valori delle accelerazioni per cui i Muri 1, 2 e 3 sono stati progettati (applicando i coefficienti sismici C del D.M. del 16.1.96) e pari rispettivamente a 0.1·g, 0.07·g e 0.04·g.

In verità, la normativa europea risulta leggermente più cautelativa di quella italiana, come si desume dal semplice confronto fra il coefficiente di sicurezza “italiano” a scorrimento, pari a 1.3, e l’equivalente coefficiente “europeo” del DA2, pari a $\gamma_E \cdot \gamma_R = 1.35 \cdot 1.1 = 1.485$; di

³² Il fattore di importanza γ_I è assunto sempre unitario.

conseguenza le accelerazioni di soglia dovrebbero essere leggermente inferiori a quelle corrispondenti ai coefficienti sismici C delle categorie sismiche I, II e III. Nell'applicazione in oggetto accade invece il contrario perché in realtà i muri, come detto più volte, posseggono coefficienti di sicurezza a scorrimento "larghi" rispetto al minimo richiesto (variabili da 1.5 a 1.6, vedi Figura 9), ed in particolare leggermente maggiori del valore 1.485 di cui sopra.

In definitiva le considerazioni appena illustrate indicano che la utilizzazione degli approcci di progetto della normativa europea, e dei valori dei coefficienti parziali ivi indicati, non "stravolgerebbe" i risultati del progetto italiano tradizionale (con i coefficienti globali), se le accelerazioni attese al sito fossero comparabili con quelle implicitamente contemplate dal D.M. 16.1.96.

Il confronto diventa "drammatico", invece, se si valutano le prestazioni dei singoli muri per effetto delle accelerazioni determinate, secondo l'OPCM 3274, per le corrispondenti zone sismiche.

Infatti, essendo le accelerazioni di soglia dei muri decisamente più basse delle nuove accelerazioni di progetto (ed anche di quelle determinate assumendo il coefficiente r pari solo a 2) le verifiche danno sempre esito negativo, risultando le azioni di progetto E_D largamente superiori alle resistenze R_D . (rapporti R_D/E_D decisamente inferiori all'unità).

Ad esempio, se si considera il Muro 1 (ben progettato in I categoria sismica), esso risulterebbe largamente sottodimensionato per la corrispondente Zona 1 (con resistenze R_D anche dell'ordine del 40% delle azioni E_D). Addirittura esso risulterebbe sempre sottodimensionato anche per la Zona sismica 2. In Zona 3, invece, il Muro 1 sarebbe certamente verificato nel caso di accelerazione ridotta per l'ammissibilità di spostamenti ($r=2$), mentre risulterebbe quasi sempre sottodimensionato per $r=1$.

Ad analoghe conclusioni si perviene dal confronto fra i Muri 2 e 3 e le corrispondenti Zone 2 e 3, come può desumersi dai relativi grafici.

5.6 Considerazioni sul "progetto" secondo EC8

Dai risultati del confronto con il progetto italiano "tradizionale", emerge chiaramente che il progetto "pseudostatico" che scaturirebbe dalla combinazione degli approcci della normativa europea con i valori dei parametri indicati nell'OPCM 3274, sarebbe eccessivamente cautelativo.

Ciò è largamente confermato dalle osservazioni sperimentali sul comportamento di muri di sostegno, progettati in accordo alla previgente normativa, in occasione di terremoti reali anche di notevole intensità: tali osservazioni indicano in generale una buona risposta dei manufatti, a conferma della efficacia del progetto tradizionale.

Peraltro studi teorici effettuati adottando i cosiddetti metodi alla Newmark (1965), per la valutazione degli spostamenti permanenti indotti da accelerogrammi registrati in occasione di due forti terremoti italiani (Friuli 1976 ed Irpinia 1980), hanno evidenziato che muri progettati secondo l'approccio pseudostatico tradizionale (con i coefficienti sismici C già citati) avrebbero sofferto spostamenti quasi sempre molto piccoli o addirittura nulli (Simonelli e Viggiani 1992, Simonelli 1994).

In base a tali risultati, quindi, finanche il progetto pseudostatico tradizionale sarebbe cautelativo rispetto a quello basato sulla prestazione del muro valutata in termini di spostamenti ammissibili; peraltro proprio tale tipo di approccio, definito in letteratura come *performance based design*, è attualmente ritenuto il criterio di progettazione più adeguato in presenza di azioni sismiche (vedi PIANC/PTCII/WG34, 2001).

6. Considerazioni conclusive

Anzitutto è da premettere che sia la normativa europea sia quella sismica italiana dell'OPCM 3274 sono potenzialmente suscettibili di ulteriori evoluzioni e modifiche in tempi anche non lunghi, per cui alcune delle considerazioni che di seguito si riassumono, relative alla versione attuale dei documenti, potrebbero essere rivisitate nel prossimo futuro.

La normativa europea (EC8-1) introduce senza dubbio elementi innovativi, e più adeguati al livello delle conoscenze scientifiche, nella caratterizzazione della pericolosità sismica dei siti e nella valutazione del ruolo delle condizioni geotecniche locali.

Per quanto concerne in particolare gli effetti di amplificazione locale, l'efficacia della specifica classificazione dei sottosuoli proposta dovrà essere verificata nel tempo, mediante applicazioni estensive alla complessa realtà dei terreni italiani.

Per la valutazione della spinta dei terreni ed il progetto delle opere di sostegno (EC8-5), la normativa contempla l'adozione di approcci "moderni", che implementino tra l'altro caratterizzazioni più sofisticate dell'azione sismica, quali accelerogrammi registrati e/o sintetici; questa "apertura" costituisce certamente un progresso della normativa rispetto al passato.

La stessa normativa prevede peraltro il ricorso al tradizionale approccio pseudostatico, trattato in maniera estensiva e certamente più dettagliata di quanto fatto nelle normative preesistenti (vedi adozioni di coefficienti riduttivi per tenere conto dell'eventuale tollerabilità di spostamenti, vedi la spinta dei terreni sotto falda).

L'applicazione del metodo pseudostatico a tre muri di riferimento ha consentito un confronto fra gli approcci progettuali propri della normativa europea (*design approaches* DA) ed il "progetto" tradizionale della normativa italiana (con i coefficienti globali di sicurezza). Il confronto ha evidenziato la congruenza qualitativa fra i risultati forniti dai due metodi di analisi.

Tuttavia le verifiche conducono a "progetti" drasticamente differenti, quando nell'applicazione della normativa europea si adottano le azioni sismiche al suolo definite nella recente normativa tecnica sismica dell'OPCM 3274. Evidentemente, nel momento in cui si adottano parametri del moto sismico quali l'accelerazione di picco associata a periodi di ritorno elevati, la correlazione proposta nell'EC8-5 per la determinazione della spinta pseudostatica risulta estremamente gravosa.

Ciò ripropone l'atavico (ed ancora discusso) problema della individuazione, nell'applicazione di

metodi pseudostatici in campo geotecnico, di un unico valore di accelerazione efficace a calcolare forze d'inerzia staticamente applicate, ed equivalenti, negli effetti indotti, alla complessa azione dinamica prodotta da un fenomeno sismico reale.

Bibliografia

- AVERSA S., SQUEGLIA N. (2003) – “*Il dimensionamento delle opere di sostegno*”, presente volume della Rivista Italiana di Geotecnica.
- DM LL.PP. 11/3/88 – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i rinterri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 127 del 1/6/88.
- DM LL.PP. 16/1/96 – *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 29 del 5/2/96.
- EN 1997-1 – *Geotechnical Design – General Rules*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- (pr)EN 1998-1 (Gennaio 2003) – *General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- (pr)EN 1998-5 (Maggio 2002) – *Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- MONONOBE N. (1929) – “*Earthquake proof construction of masonry dams*”, Proc. of World Conference, vol. 9.
- NEWMARK N.M. (1965) – “*Effects of earthquakes on dams and embankments*”, Geotechnique, No.15, pp 139-160.
- OKABE S. (1926) – “*General theory of earth pressure*”, Japanese Society of Civil Engineers, vol. 12, no. 1.
- OPCM n. 3274 (20/3/03) – *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 105 dell'8/5/03.

- PIANC (INTERNATIONAL NAVIGATION ASSOCIATION)/PTCII/WG34 (2001) – “*Seismic Design Guidelines for Port Structures*”, Balkema, Rotterdam.
- SCARPELLI G. (2003) – “*I possibili approcci alla progettazione secondo l'Eurocodice 7*”, presente volume della Rivista Italiana di Geotecnica.
- SIMONELLI A.L. (1994) – “*Earth retaining wall displacement analysis under seismic conditions*”, X European Conference on Earthquake Engineering, Vienna.
- SIMONELLI A.L., DI STEFANO P. (2001) – “*Effects of vertical seismic accelerations on slope displacements*”, IV International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA, USA.
- SIMONELLI A.L., VIGGIANI C. (1992) – “*Some remarks on retaining wall design under seismic conditions*”, X World Conference on Earthquake Engineering, Madrid.
- STEEDMAN R.S., ZENG X (1990) – “*The seismic response of waterfront retaining walls*”, Design and Performance of Earth Retaining Structures, GSP No.25, ASCE, pp. 872-886.

Abstract

The present paper is devoted to the illustration and discussion of the European normative Eurocode 8. In the first part of the paper the new criteria for determination of seismic action and local soil effects are dealt with (EC8-Part 1). The second part regards EC8-Part 5, mainly with reference to retaining structures. As far as analysis methods are concerned, the pseudo-static approach is illustrated in detail. An application to three reference retaining walls is performed to compare the results of European design approaches with those obtained by the Italian code (D.M. 16.1.96). In the application of EC8 design, the values of the parameters proposed by the new Italian seismic code (OPCM 3274, March 2003) have been utilised as Nationally Determined Parameters. The application indicates that the EC8 design (implementing the pseudo-static method and OPCM3274 ground accelerations) is over-conservative compared to the traditional Italian design.