

# CAPITOLO 5 Definizione delle azioni sismiche

## 5.1 INTRODUZIONE

Il primo passo nella progettazione di un intervento di miglioramento o adeguamento sismico di un edificio è l'individuazione delle azioni rispetto alle quali si vogliono garantire determinate prestazioni. Queste azioni devono essere definite in termini di parametri che misurano lo scuotimento del suolo ed anche gli eventuali *effetti cosismici* (liquefazione, fagliazione superficiale, frane etc.).

Lo scuotimento derivante dalla deformazione reversibile del terreno viene in genere definito a seguito di uno studio di pericolosità sismica il cui risultato è espresso da curve di probabilità dei parametri del moto riferiti ad un certo periodo di osservazione. Questo studio è spesso riferito a condizioni di sito *standard* che non necessariamente corrispondono a quelle effettive del terreno di sedime dell'edificio. Il passo successivo consiste nel determinare se e come l'azione sismica 'di base' prima determinata, funzione delle caratteristiche generali di sismicità delle aree prossime al sito, sia modificata a causa delle particolari caratteristiche topografiche, geomorfologiche, stratigrafiche e meccaniche del terreno. Numerose osservazioni ed indagini sperimentali, nonché diversi modelli teorici, indicano che le caratteristiche prima elencate influenzano notevolmente le accelerazioni di picco ed il contenuto in frequenza del moto; il che si traduce, in genere, in una modifica ancor più sensibile delle velocità e degli spostamenti di picco. In particolare le registrazioni di eventi reali evidenziano che su un terreno alluvionale soffice si registrano incrementi di velocità di picco anche del 90% rispetto ad un vicino sito rigido, mentre tali incrementi superano il 200% se riferiti agli spostamenti. Più modesti sono gli incrementi delle accelerazioni, che possono essere poco modificate alle frequenze alte e/o medio-basse.

I risultati di tali indagini mostrano inoltre che, per un dato terremoto, le durate medie delle registrazioni effettuate su siti soffici, risultano approssimativamente doppie rispetto al caso di registrazione su siti rocciosi.

L'azione sismica da assumere nella progettazione, dunque, può essere molto dipendente dalle condizioni locali del sito e non può essere descritta solo in termini di accelerazione di picco al suolo ma deve essere caratterizzata anche con altri indicatori che siano correlabili con la risposta strutturale. Ad esempio elevate accelerazioni di picco, che si manifestino per un ristretto periodo di tempo possono non risultare distruttive, come nel caso del terremoto di Parkfield (California) del 27 Giugno 1966, dove l'accelerazione massima di picco raggiunse il valore di 0.5g, o come avvenne con il terremoto di Ancona del 1972, quando l'accelerazione di picco al suolo superò 0.6g, valore massimo fra quelli ad oggi registrati in Italia, e tuttavia i danni furono relativamente modesti.

Viceversa terremoti caratterizzati da accelerazioni relativamente basse, ma ripetute con uniforme frequenza per un certo numero di secondi, possono determinare gravi danni a certe tipologie strutturali, come nel caso del terremoto di Mexico City del 28 Luglio 1957 e del 19 Settembre 1985. In Italia, durante il sisma del 1980 in Irpinia, furono registrate accelerazioni di picco massime dell'ordine di 0.3g (Sturmo) ma con durate altissime (60–80 secondi), probabilmente dovute ad una successione di rotture ravvicinate. Questo sisma causò quasi 3000 morti e 300.000 senza tetto.

L'effetto combinato dell'ampiezza dell'accelerazione, del contenuto di frequenze e della durata, può essere convenientemente descritto attraverso lo spettro elastico di risposta, che

rappresenta la risposta massima indotta dal moto sismico in un oscillatore elastico semplice, al variare della frequenza naturale di vibrazione e dello smorzamento dell'oscillatore stesso.

Tale spettro può non essere più sufficiente per predire accuratamente la risposta quando la struttura non ha comportamento lineare, ad esempio se si danneggia, come avviene spesso per terremoti forti. In questi casi sono stati proposti altri modi di descrivere l'azione sismica (spettri duttili, spettri di energia, indicatori integrali, ....), la cui trattazione esula dagli scopi del presente lavoro. In esso si continua a far riferimento alla descrizione dell'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico: uno strumento utilizzato anche nelle FEMA 273, ma con una articolazione superiore a quella delle Norme tecniche italiane e dello stesso Eurocodice 8.

Nel seguito del capitolo si descrive l'azione sismica secondo le FEMA 273 e si effettuano alcuni confronti con i riferimenti normativi italiani ed Europei. Una particolare attenzione viene dedicata alla quantificazione degli effetti locali, un argomento che sta conoscendo una relativa popolarità in Italia grazie anche al riconoscimento ufficiale che esso ha avuto nelle recenti leggi per la ricostruzione post terremoto (p.es. L. 61/98).

Per completare il quadro degli effetti dell'azione sismica, sono infine fornite alcune sintetiche indicazioni sulla quantificazione degli effetti cosismici: spostamenti permanenti indotti dal sisma sul terreno, in grado di condizionare sensibilmente la sicurezza degli edifici. Sotto questo nome vanno la fagliazione superficiale, la liquefazione, l'addensamento, le frane prodotte dal sisma.

## **5.2 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA NELLE FEMA 273**

### **5.2.1 Introduzione**

Nelle FEMA 273 l'obiettivo base della progettazione (*BSO*) è definito con riferimento a due livelli di scuotimento sismico, rappresentati mediante spettri di risposta elastici caratterizzati da assegnate probabilità di eccedenza del 2% e 10% in 50 anni.

Tali spettri rappresentano l'azione sismica riferita a condizioni di tipo rigido, le stesse linee guida forniscono gli elementi per quantificare la modificazione degli spettri dovuta alle caratteristiche dei terreni in sito e del loro degrado quando sono sottoposti a scuotimenti molto intensi.

Nelle linee guida, infine, il concetto di zona sismica viene utilizzato solo per imporre alcuni vincoli, mentre le azioni per la progettazione variano da punto a punto del territorio con continuità.

Gli spettri di risposta su sito rigido sono descritti specificandone due particolari ordinate:

- $S_s$ , accelerazione spettrale nei bassi periodi, in corrispondenza di 0.2 secondi;
- $S_I$ , accelerazione spettrale nei periodi alti, in corrispondenza di 1 secondo.

Essi possono essere determinati con una delle due procedure:

- procedura generale,  $S_I$  e  $S_s$  vengono ottenuti da mappe territoriali contenenti le curve di livello di questi parametri;
- procedura specifica per il sito, prevede uno studio specifico delle strutture sismogenetiche e delle condizioni geologiche che vanno a caratterizzare la sismicità del sito di progetto.

### 5.2.2 Parametri di accelerazione spettrale nella procedura generale

La procedura generale può essere utilizzata per determinare gli spettri di risposta relativi ai seguenti livelli di *hazard* :

- *BSE-1 (Basic Safety Earthquake 1)*, caratterizzato da un moto del terreno avente probabilità di superamento del 10% in 50 anni ma non superiore a 2/3 del *BSE-2*.
- *BSE-2 (Basic Safety Earthquake 2)*, chiamato anche terremoto massimo considerato (*MCE*), in generale caratterizzato da un moto del terreno avente probabilità di superamento del 2% in 50 anni.
- Terremoto con una particolare probabilità di superamento assegnata dal progettista.

Possono anche essere effettuate stime deterministiche dello scuotimento sismico, che permettono di ottenere uno spettro di risposta relativo ad un sisma avente una magnitudo assegnata. In questo caso esistono procedure specifiche che non sono qui descritte.

Spesso si usa il termine *rischio* e si parla di spettri a rischio uniforme (p.es. nell'Eurocodice 8). Si preferisce qui differenziare la probabilità di superamento di un livello di scuotimento, generalmente indicata in letteratura con il termine *hazard* (pericolosità), dalla probabilità di superamento di un livello di perdita (vittime, danni economici..), generalmente indicata come *risk* (rischio).

#### 5.2.2.1 Parametri relativi alle probabilità di superamento del *BSE1* e del *BSE2*

I parametri di accelerazione spettrale  $S_s$  e  $S_l$ , relativi al *BSE2*, si ottengono direttamente dalle curve di livello presenti nelle mappe di riferimento contenute nelle linee guida. Volendo applicare queste indicazioni in Italia, si può fare riferimento a diversi studi recenti sulle valutazioni di pericolosità a scala nazionale (Albarello et al, 2000) e regionale.

I parametri relativi al *BSE1*, sono rappresentati dal minimo fra il valore che risulta dalle curve di livello con probabilità di superamento del 10% in 50 anni e i due terzi del *BSE2*.

#### 5.2.2.2 Parametri per probabilità di superamento qualsiasi

Quando  $S_s$  relativo al *BSE2* è inferiore a 1.5g, i parametri di accelerazione spettrale, per probabilità di superamento comprese tra il 2% e il 10% in 50 anni, possono essere determinate mediante la seguente interpolazione

$$\ln(S_i) = \ln(S_{i1050}) + [\ln(S_{iBSE2}) - \ln(S_{i1050})] \cdot [0.606 \cdot \ln(T_R) - 3.73] \quad (5-1)$$

$\ln(S_i)$  = logaritmo naturale del parametro di accelerazione spettrale ( $i=s$  per i periodi brevi,  $i=l$  per periodi alti) alla probabilità di superamento desiderata.

$\ln(S_{i1050})$  = logaritmo naturale del parametro di accelerazione spettrale relativo ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

$\ln(S_{iBSE2})$  = logaritmo naturale del parametro di accelerazione spettrale relativo al *BSE2*

$\ln(T_R)$  = logaritmo naturale del periodo di ritorno relativo alla probabilità di superamento dell'evento sismico desiderato.

Il periodo di ritorno  $T_R$ , relativo alla probabilità di superamento fissata, si calcola mediante la seguente relazione:

$$T_R = \frac{1}{1 - e^{0.02 \ln(1 - P_{E50})}} \quad (5-2)$$

$P_{E50}$  = probabilità di superamento in 50 anni dell'evento sismico di riferimento.

Quando  $S_s$ , relativo al  $BSE2$ , è superiore a  $1.5g$  e la probabilità di superamento è compresa tra il 2% e il 10%, oppure quando  $S_s$  è inferiore a  $1.5g$  e la probabilità di superamento è superiore al 10%, i parametri di accelerazione spettrale possono essere determinati mediante la seguente equazione:

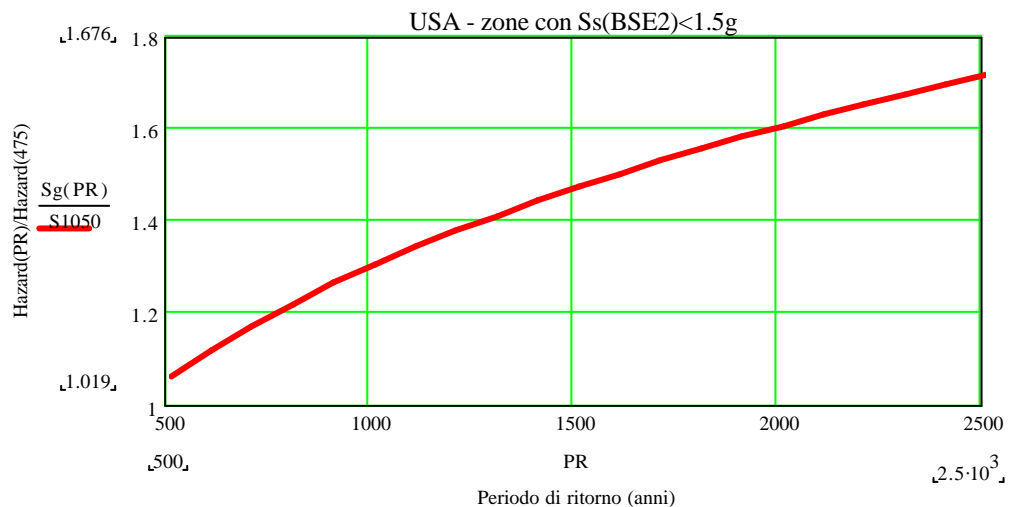
$$S_i = S_{i1050} \cdot \left( \frac{T_R}{475} \right)^n \quad (5-3)$$

$n$  = esponente che varia in funzione della probabilità di superamento e dell'area di progetto (tab. 5.1).

**Tab.5.1 Valori di  $n$ , validi per gli USA, in funzione dell'area di progetto e dei parametri di accelerazione relativi a diverse probabilità di superamento**

Zona	Valori di $n$					
	$S_s \geq 1.5g$ , 2% < p.s. < 10%		$S_s < 1.5g$ ; p.s. > 10%		$S_s > 1.5g$ ; p.s. > 10%	
	$S_s$	$S_I$	$S_s$	$S_I$	$S_s$	$S_I$
California	0.29	0.29	0.44	0.44	0.44	0.44
Pacifico NO	0.56	0.67	0.54	0.59	0.89	0.96
Intermountain	0.5	0.6	0.54	0.59	0.54	0.59
Centro USA	0.98	1.09	0.77	0.80	0.89	0.89
Est USA	0.93	1.05	0.77	0.80	1.25	1.25

Nella figura 5.1 è rappresentata la curva di interpolazione descritta dalle 5.1 e 5.3 per una zona con valori di  $S_{i1050}$  e  $S_{iBSE2}$  compatibili con una zona italiana ad alta sismicità (0.9 ed  $1.5g$ ). Si vede che un raddoppio del periodo di ritorno da 500 a 1000 anni corrisponde ad un incremento di circa il 25% dell'azione sismica. Per confronto le linee guida italiane per le strutture isolate alla base (C.S. LL.PP., 1998) consigliano un coefficiente 1.4.



**Fig 5.1 Rapporto fra hazard a periodo di ritorno  $T_R$  ed hazard a periodo di ritorno di 475 anni**

### 5.2.3 Classificazione dei suoli

#### 5.2.3.1 Parametri di classificazione

Nelle linee guida sono considerati sei differenti tipi di suoli, distinti in funzione dei seguenti parametri:

- la velocità di propagazione dell'onda di taglio  $V_s$ , a basso livello di deformazione (*average shear wave velocity*),
- il numero dei colpi  $N$  ottenuto dalla prova penetrometrica SPT,
- la resistenza a taglio non drenata  $s_u$ .

Il parametro di progetto principale è rappresentato da  $V_s$ ; gli altri due, che possono essere ottenuti più facilmente, consentono una stima meno accurata degli effetti di sito essendo grandezze solo indirettamente correlabili con la modifica locale dell'azione sismica.

#### 5.2.3.2 Qualche approfondimento sul processo di trasmissione delle onde di taglio

In questo paragrafo si fornisce qualche sintetica informazione sulla modificazione delle onde sismiche prodotta dagli strati di terreno più superficiali. Ciò consente una giustificazione di principio delle specifiche indicazioni fornite dalle linee guida e riportate nei paragrafi seguenti.

Le onde sismiche, nell'attraversare gli strati più superficiali e più soffici della crosta terrestre, subiscono una profonda alterazione. Tale fenomeno (effetto locale) rappresenta una delle cause più importanti degli estesi danneggiamenti prodotti da alcuni terremoti.

Fra i metodi di analisi, che consentono di quantificare tale effetto, molti sono basati sull'ipotesi che la parte principale della risposta del terreno è determinata dalle onde di taglio. Tale ipotesi, unito all'assunzione di propagazione verticale, consente di trattare il problema dell'amplificazione locale in maniera molto semplice, pur tenendo in conto la stratificazione e la non linearità delle caratteristiche del terreno.

Il programma *PSHAKE* (Pugliese e Sanò, 1991), ad esempio, come il programma di origine *SHAKE* (B.Schnabel, J.Lysmer, H.B.Seed, 1972), risolve la non linearità del legame costitutivo del terreno, approssimandolo mediante una relazione secante equivalente e tratta in maniera probabilistica il moto di input sismico. Il terremoto viene assimilato ad un processo stocastico stazionario, in modo che le equazioni differenziali del moto, in cui la variabile è il tempo, possano essere trasformate in equazioni algebriche nelle quali la variabile è la frequenza. Il problema della trasmissione delle onde di taglio può essere così risolto mediante un modello lineare di trave deformabile a taglio.

Il processo risulta iterativo, in quanto le proprietà del modello dipendono dalla soluzione; si assumono pertanto, inizialmente, le proprietà relative allo stato indeformato, ottenendo una prima stima degli spostamenti e delle deformazioni del terreno. Con essa si determinano valori di migliore approssimazione delle proprietà e si effettua una nuova determinazione delle deformazioni del terreno, ripetendo così l'intero processo sino alla convergenza.

I risultati delle analisi così effettuate, pur presentando alcune approssimazioni, dovute sia alla modellazione del suolo (disuniformità e anisotropia) sia alla caratterizzazione del moto di input, mostrano di essere in buon accordo con i dati sperimentali.

Dalle equazioni del modello monodimensionale appena descritto risulta chiaramente l'importanza di alcuni parametri ai fini dell'amplificazione locale, in particolare si vede che la funzione di amplificazione del moto fra 'roccia affiorante' e superficie del terreno in posto

raggiunge valori massimi in corrispondenza di frequenze che dipendono dal rapporto fra velocità delle onde di taglio nel terreno superficiale e suo spessore. Ancor più rilevante è il fatto che in corrispondenza di tali frequenze la funzione di amplificazione è semplicemente pari all'inverso del rapporto d'impedenza. Quest'ultimo è espresso dal rapporto fra i prodotti della densità di massa e della velocità delle onde di taglio del terreno superficiale e della roccia di base, valore a cui si somma un termine che dipende dallo smorzamento. Sono proprio queste grandezze, quindi, che hanno un ruolo rilevante nella modifica locale del moto sismico. Quanto più forte è il contrasto di velocità fra roccia di base e terreno superficiale, tanto più è alta l'amplificazione. Lo smorzamento del terreno, viceversa, determina una riduzione dell'amplificazione; poiché tale smorzamento in generale aumenta man mano che aumenta il livello di deformazione imposto dal sisma, risulta che le amplificazioni degli effetti di sito sono generalmente più forti per sismi deboli e tendono a decrescere per sismi disastrosi.

### 5.2.3.3 Determinazione delle classi di sito

Si distinguono sei diverse classi (A-F) secondo i seguenti criteri:

- A - terreno decisamente roccioso con  $V_s > 1500$  m/sec.
- B - terreno mediamente roccioso con  $760 < V_s < 1500$  m/sec.
- C - terreno debolmente roccioso e fortemente addensato con  $360 < V_s < 760$  m/sec. oppure con  $N > 50$  o  $s_u > 100$  kPa.
- D - terreno rigido con  $180 < V_s < 360$  m/sec. oppure con  $15 < N < 50$  o  $50 < s_u < 100$  kPa.
- E - terreno con un qualsiasi profilo ma che presenti più di tre metri di suolo argilloso soffice, definito come un suolo con indice di plasticità  $PI > 20$ , contenuto in acqua  $w > 40\%$  e  $c_u < 2.5$  t/m<sup>2</sup>; oppure un terreno che abbia un profilo con  $V_s < 180$  m/sec. Se non si possiedono dati sufficienti per poter classificare un terreno, è consigliabile progettare per la classe E.
- F - terreni che richiedono valutazioni specifiche in sito:
  - Terreni che presentano rischi di rottura a causa dello scuotimento sismico, come, ad esempio, suoli liquefacibili, argille altamente sensibili e suoli debolmente cementati collassabili:
  - Torbe e/o argille altamente organiche ( $H > 3$  m. dello strato di torba e/o di argilla)
  - Argille altamente plastiche ( $H > 7.5$  m con  $PI > 75\%$ )
  - Depositi di argille con caratteristiche di rigidità da basse a medie ( $H > 36$  m.)

Se i parametri variano con la profondità il riconoscimento della classe di suolo può essere effettuato in base ad un valore equivalente ottenuto mediante la seguente equazione:

$$V_s, N, s_u = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}, \frac{d_i}{N_i}, \frac{d_i}{s_{ui}}} \quad (5-4)$$

$n$  = numero di strati di strati omogenei in cui è possibile suddividere il terreno

$d_i$  = spessore dello strato  $i$

$V_{si}$  = velocità di propagazione dell'onda di taglio nello strato  $i$

$N_i$  = numero di colpi della SPT nello strato  $i$

$s_{ui}$  = resistenza a taglio non drenata nello strato  $i$

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m} \quad (5-5)$$

I parametri  $V_s$ ,  $N$ ,  $s_u$  rappresentano grandezze equivalenti ottenute come si farebbe se si volesse riprodurre la deformabilità di un sistema di strati in serie e si avessero a disposizione i moduli di taglio. E' bene rimarcare il fatto che questa operazione conduce a risultati diversi dall'usuale operazione di media dei parametri pesata con gli spessori; se consideriamo, infatti, una stratificazione in cui sia presente un livello poco spesso ma con  $V_s$  molto più bassa degli altri, il relativo termine  $d_i/V_{si}$  in (5.4) può offrire un contributo rilevante alla sommatoria abbassando in modo sensibile il valore di  $V_s$  equivalente, cosa che non accadrebbe in una media pesata. Il calcolo dei parametri equivalenti si effettua considerando gli spessori degli strati di terreno presenti sino alla profondità di 30 metri.

Nei siti in cui sono disponibili dati sulla  $V_s$ , si prende tale parametro come riferimento principale nella classificazione. Se non si hanno sufficienti informazioni, è preferibile riferirsi al parametro  $N$  per suoli non coesivi (sabbie e ghiaie) e alla resistenza al taglio non drenata  $s_u$  per suoli coesivi (argille).

**Tab. 5.2 Classificazione dei siti**

Classe del sito	$V_s$ (m/sec)	$N$ (colpi/30cm)	$s_u$ (kPa)
A	>1500	-	-
B	760-1500	-	-
C	360-760	>50	>100
D	180-360	15-50	50-100
E	<180	<15	<50
F	-	-	-

## 5.2.4 Modifiche dei parametri in relazione agli effetti del terreno

I parametri di accelerazione spettrale base,  $S_s$  ed  $S_1$  vengono modificati per tener conto degli effetti del terreno, diventando parametri descrittivi dell'azione al sito:

$$S_{XS} = F_a \cdot S_s \quad (5-6)$$

$$S_{X1} = F_v \cdot S_1 \quad (5-7)$$

$F_a$  =coefficiente correttivo degli effetti di sito, nel campo dei periodi brevi, nominalmente a 0.3 secondi;

$F_v$  =coefficiente correttivo degli effetti di sito, nel campo dei periodi alti, nominalmente a 1 secondo.

I valori assegnati a tali coefficienti (tab. 5.3) sono frutto di numerose prove sperimentali, condotte in seguito al terremoto di Loma Prieta, che hanno portato alle seguenti conclusioni:

- gli effetti del sisma sono amplificati se vi è un contrasto fra la maggiore rigidezza degli strati profondi e la minore rigidezza del terreno superficiale e quindi di  $V_s$ ,

come avviene, ad esempio, quando un substrato di terreni rocciosi è coperto da terreni argillosi più soffici;

- a parità di terreno l'amplificazione dell'azione sismica si riduce all'aumentare dell'intensità dello scuotimento sismico.

L'ultima conclusione evidenzia il comportamento non lineare del terreno e la conseguente attenuazione degli effetti sismici dovuti all'aumento dello smorzamento. Tale comportamento è ormai noto ma le FEMA 273 sono tra le prime norme a codificarlo (le ultime proposte di modifica all'Eurocodice 8, parte 5, si muovono nella stessa direzione).

Nelle tabelle 5.3 e 5.4 sono riportati i coefficienti correttivi dell'azione sismica di base.

**Tab.5.3 Valori di riferimento del coefficiente correttivo nel campo dei periodi brevi**

Classi di sito	Valori di $F_a$				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	*
F	*	*	*	*	*
* Sono richieste delle indagini dettagliate in sito accompagnata da analisi dinamiche					

**Tab.5.4 Valori di riferimento del coefficiente correttivo nel campo dei periodi alti**

Classi di sito	Valori di $F_v$				
	$S_1 \leq 0.25$	$S_1 = 0.50$	$S_1 = 0.75$	$S_1 = 1.00$	$S_1 \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	*
F	*	*	*	*	*
* Sono richieste delle indagini dettagliate in sito accompagnata da analisi dinamiche					

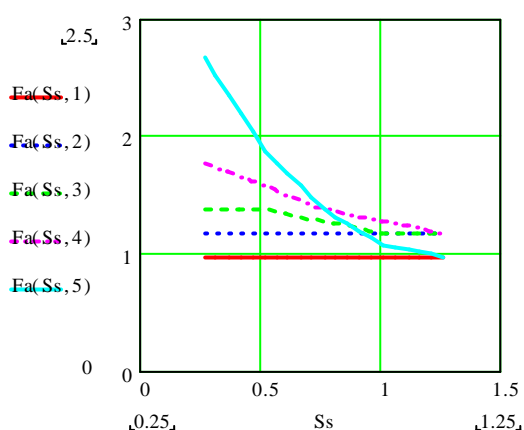


Fig. 5.2.a Fattore correttivo a basso periodo

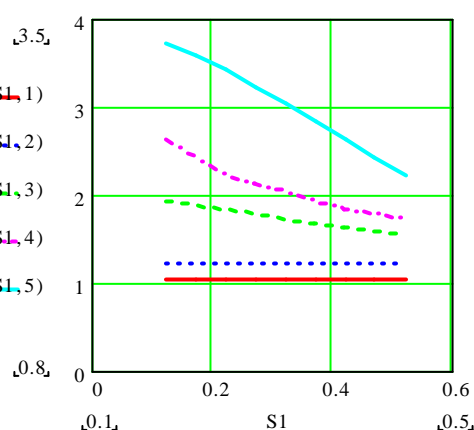


Fig. 5.2.b Fattore correttivo ad alto periodo

E' opportuno evidenziare due aspetti. Le amplificazioni sono in realtà 'deamplificazioni' per il suolo tipo A; ciò significa che la pericolosità di base espressa da  $S_s$  ed  $S_1$  si intende determinata con riferimento a condizioni di suolo rientranti nella classe B; di questo fatto occorre tener conto se, ad esempio, si utilizzano i risultati di uno studio di hazard riferito a condizioni di suolo diverse, come potrebbe accadere in Italia.

Gli elevati valori di amplificazione che si verificano per sismi 'deboli' ( $S_s = 0,25$  ed  $S_1 = 0,1$ ) si riducono notevolmente per sismi forti: uno scuotimento pari a quello di riferimento per una zona ad alta sismicità italiana ( $S_s = 0,9$ ,  $S_1 = 0,4$ ) viene amplificato da un suolo tipo E circa la metà di quanto fa uno scuotimento tipico di una zona al limite della inclusione nella classificazione ( $S_s = 0,25$ ). I terremoti piccoli, quindi, possono essere notevolmente 'potenziati' da situazioni di amplificazione locale: è perciò opportuna una riflessione sull'adozione di misure antisismiche minime anche in zone al limite della classificazione, almeno nella realtà italiana.

Le FEMA 273, infine, forniscono anche i coefficienti di riduzione dello spettro in funzione dello smorzamento equivalente relativo al critico della struttura, come meglio spiegato nel paragrafo seguente e nella tabella 5.5.

### 5.2.5 Costruzione dello spettro di risposta nella procedura generale

Lo spettro di risposta orizzontale può essere costruito mediante la rappresentazione delle seguenti funzioni, nel dominio accelerazione spettrale-periodo strutturale:

$$S_a = \left( \frac{S_{XS}}{B_s} \right) \cdot \left( 0.4 + 3 \cdot \frac{T}{T_0} \right), \text{ per } 0 < T \leq 0.2T_0 \quad (5-8)$$

$$S_a = \left( \frac{S_{XS}}{B_s} \right), \text{ per } 0.2 T_0 < T \leq T_0 \quad (5-9)$$

$$S_a = \frac{S_{X1}}{B_1 \cdot T}, \text{ per } T > T_0 \quad (5-10)$$

dove  $B_s$  e  $B_1$  rappresentano i coefficienti correttivi dello spettro per tenere conto dello smorzamento strutturale. I relativi valori sono specificati nella tab. 5.5; si può osservare che l'influenza dello smorzamento è più evidente nella zona dei periodi bassi, nella quale la struttura compie più cicli. Sempre nelle espressioni sopra riportate  $T_0$  rappresenta il periodo caratteristico dello spettro, associato al passaggio dal ramo ad accelerazione costante al ramo a velocità costante.  $T_0$  si può calcolare mediante la seguente relazione:

$$T_0 = \frac{S_{X1} \cdot B_s}{S_{XS} \cdot B_1} \quad (5-11)$$

Il valore di  $T_0$  cresce man mano che il suolo diventa più soffice, come del resto avviene anche negli spettri delle linee guida italiane per le strutture isolate alla base.

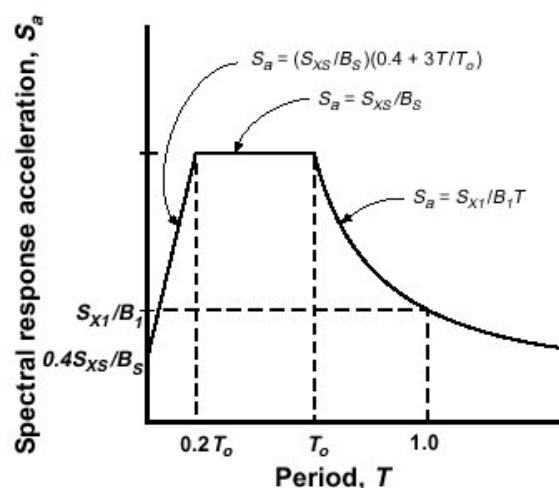


Fig. 5.1 Spettro di risposta elastico generale

In generale lo smorzamento strutturale relativo al critico, raccomandato nella riabilitazione sismica della maggior parte degli edifici e dei sistemi strutturali, è pari al 5%. Ci sono, però, casi nei quali occorre riferirsi a valori diversi:

- per strutture prive di rivestimenti esterni, che possono avere un ruolo significativo in termini di energia dissipata, si considera uno smorzamento effettivo  $\beta$  del 2%;
- per strutture con solai in legno e aventi numerose partizioni interne e muri trasversali, si considera uno smorzamento effettivo  $\beta$  del 10%;
- per strutture riabilite mediante isolamento sismico o sistemi di dissipazione, si assegna  $\beta$  in funzione delle caratteristiche dei sistemi progettati.

Tab. 5.5 Valori di riferimento dei coefficienti di smorzamento

Smorzamento effettivo $\beta$ (percentuale di quello critico)	$B_S$	$B_I$
<2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
>50	3.0	2.0

Sono consentite interpolazioni lineari per valori di  $\beta$  intermedi

### 5.2.6 La procedura per la determinazione di spettri specifici del sito

Lo sviluppo di spettri di risposta specifici per un particolare sito richiede uno studio accurato delle caratteristiche geologiche e sismologiche dell'area di appartenenza del sito stesso. E' noto, infatti, che le caratteristiche del moto sismico sono influenzate dalla sorgente che origina il sisma, dal percorso che le onde compiono fino al sito ed, infine, dalle già menzionate condizioni locali. La considerazione di tutti questi fattori è soggetta a notevoli incertezze, pertanto le linee guida indicano delle soglie minime di accettabilità dei risultati ottenuti con lo studio dello spettro di sito. In particolare quando lo spettro di risposta di sito presenta ampiezze spettrali, nel campo dei periodi significativi della risposta strutturale, che

sono inferiori al 70% di quelle previste dallo spettro generale, allora l'analisi effettuata deve essere verificata da un esperto terzo.

Nella costruzione degli spettri si fa generalmente riferimento ad uno smorzamento viscoso equivalente del 5%; se il particolare comportamento del sistema strutturale utilizzato dà luogo a dissipazioni di energia diverse da quelle usuali, allora vanno determinati degli spettri relativi a valori di smorzamento tipici del sistema utilizzato, seguendo le indicazioni riportate nel precedente paragrafo.

Quando sia stato determinato uno spettro specifico per il sito ed occorra applicare regole o raccomandazioni basate sui parametri  $S_{XS}$ ,  $S_{XI}$  o  $T_0$ , tali parametri possono essere ottenuti come di seguito illustrato.

Il valore del parametro di accelerazione spettrale  $S_{XS}$  è pari all'accelerazione dello spettro di sito specifico, in corrispondenza di un periodo di 0.2 secondi, e non deve essere inferiore al 90% della accelerazione spettrale massima. Per ottenere invece il valore del parametro  $S_{XI}$ , bisogna sovrapporre una curva  $S_a = S_{XI}/T$  allo spettro specifico, in modo tale che il valore di  $S_a$  risulti sempre superiore al 90% della relativa accelerazione dello spettro di risposta specifico. E' così possibile calcolare il valore di  $T_0$  mediante la seguente equazione:

$$T_0 = \frac{S_{XI}}{S_{XS}} \quad (5-12)$$

#### 5.2.6.1 Progetto mediante analisi in time-history

Per tali analisi sono richiesti almeno tre set di dati (due componenti orizzontali o in aggiunta anche la componente verticale, qualora sia considerato anche tale moto) di appropriate time-history selezionate e scalate rispetto ad almeno tre eventi sismici registrati. Le time-history selezionate devono essere relative a registrazioni ottenute in condizioni di magnitudo, distanza e meccanismo focale, simili a quelle che controllano lo scuotimento sismico di progetto. Qualora non si disponga di un numero sufficiente di eventi sismici registrati, si fa riferimento ad accelerogrammi simulati che permettono di raggiungere il minimo numero richiesto.

Per ciascun set di dati si costruisce uno spettro di risposta combinando, con il metodo SRSS, gli spettri con smorzamento del 5% delle componenti orizzontali. Gli accelerogrammi vengono scalati in modo che il valore medio degli spettri SRSS non sia inferiore al 140% dello spettro di progetto nel campo dei periodi compreso tra  $0.2T$  e  $1.5T$  (dove  $T$  è il periodo fondamentale della struttura).

Qualora nell'analisi di una struttura vengano utilizzati tre set di dati, bisogna considerare il massimo valore di ciascun parametro di risposta (ad esempio la sollecitazione in un componente o lo spostamento ad un dato piano) per la verifica. Se, invece, si utilizzano sette o più set di dati, si può far riferimento ai valori medi dei parametri di risposta.

#### 5.2.7 Definizione delle zone sismiche

Nelle FEMA 273 vengono considerati tre gradi di sismicità in funzione dei parametri di accelerazione spettrale modificati  $S_{XS}$  e  $S_{XI}$ , realizzando in tal modo una zonazione sismica che tiene conto anche degli effetti locali. Tali zone sono utilizzate per specificare particolari obblighi o prescrizioni che non possono essere legati a parametri continui, come le ordinate

spettrali, ma devono essere posti in relazione con categorie ampie (p. es. le altezze limite o il tipo di analisi permesse). Si distinguono le seguenti zone:

- Zone ad alta sismicità, in tale categoria vanno considerati tutti i siti in cui si ha almeno una delle seguenti condizioni:
  - il parametro di accelerazione spettrale  $S_{XS}$ , relativo ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, risulta non inferiore a  $0.5g$
  - il parametro di accelerazione spettrale  $S_{XI}$ , relativo ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, risulta non inferiore a  $0.2g$
- Zone a moderata sismicità:
  - il parametro di accelerazione spettrale  $S_{XS}$ , relativo ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, risulta compreso fra  $0.167g$  e  $0.5g$
  - il parametro di accelerazione spettrale  $S_{XI}$ , relativo ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, risulta compreso fra  $0.067g$  e  $0.2g$
- Zone a bassa sismicità, in tale categoria vanno considerati tutti i siti che non rientrano nelle condizioni precedentemente specificate.

E' interessante notare che in Italia, ma anche nello stesso Eurocodice 8 ed in molti altri paesi, la classificazione è fatta utilizzando il moto sismico di base, non corretto per gli effetti locali, mentre nelle FEMA 273 la classificazione è fatta in base al risultato finale (pericolosità di base + effetti locali) e ciò è coerente con il fatto che prescrizioni di tipo 'amministrativo' non possono che essere uniformi in zone che hanno lo stesso livello di scuotimento finale.

**Tab. 5.6 Definizione della sismicità delle zone**

Sismicità delle zone	$S_{XS}$	$S_{XI}$
Alta	$\geq 0.5$	$\geq 0.2$
Moderata	$0.167 - 0.5$	$0.067 - 0.2$
Bassa	$\leq 0.167$	$\leq 0.067$

### 5.3 CONFRONTI CON LE LINEE GUIDA ITALIANE E CON L'EUROCODICE 8

Già più volte nel corso del capitolo si sono comparate le FEMA 273 con norme o linee guida italiane ed europee. In questo paragrafo si vuole dare un minimo di organicità a questi confronti, tenendo conto anche delle recenti (2001) proposte di modifica all'Eurocodice 8, proposte che, ovviamente, potrebbero ancora essere cambiate prima dell'approvazione finale.

#### 5.3.1 La classificazione dei suoli

Viene riportata la classificazione dei suoli presente nelle Linee guida italiane per la progettazione delle strutture isolate, ripresa dall'Eurocodice 8 del 1997, e quella presente nella bozza di aggiornamento dell'EC8 del 2001.

Nelle linee guida sono distinte tre classi di terreno secondo i seguenti criteri:

- A - formazioni litoidi o terreni omogenei caratterizzati da valori di  $V_s$  superiori a 800 m/sec oppure da  $N \geq 80$ , salvo se in strati superficiali di spessore massimo pari a 5 m. Depositi di sabbie, ghiaie, argille consolidate ad elevate caratteristiche meccaniche, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da valori di  $V_s$  crescenti con la profondità, a partire da  $V_s \geq 400$  m/sec ( $N \geq 30$ ) alla profondità di 10 m.

- B - depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri; il terreno è caratterizzato da valori di  $V_s$  crescenti con la profondità, a partire da  $V_s \geq 200$  m/sec ( $N \geq 15$ ) alla profondità di 10 m e pari ad almeno  $V_s = 450$  m/sec ( $N \geq 35$ ) alla profondità di 50 m.
- C - depositi di terreni non coesivi, con o senza intercalazioni di terreni soffici coesivi, caratterizzati da valori di  $V_s$  crescenti con la profondità, senza discontinuità marcate, a partire da  $V_s \geq 150$  m/sec ( $N \geq 10$ ) alla profondità di 20m. Depositi di terreni coesivi, a caratteristiche di rigidezza da bassa a media, con variazione di  $V_s$  o  $N$  come al punto precedente.

Nella bozza del 2001 vengono considerate sette classi di terreno:

- A - formazioni litoidi, comprendenti strati superficiali di terreni più soffici inferiori a 5 m.
- B - depositi di sabbie fortemente addensate, ghiaie o argille di notevole rigidezza, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzate da caratteristiche meccaniche crescenti con la profondità.
- C - depositi di sabbie fortemente o mediamente addensate, ghiaie o argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine a centinaia di metri.
- D - depositi di terreni non coesivi con o senza intercalazioni di terreni soffici coesivi.
- E - deposito alluvionale con  $V_s$  pari a quella delle classi C o D e spessore variabile dai 5 ai 20 m., sovrastato da materiale più rigido con  $V_s \geq 800$ .
- S<sub>1</sub> - depositi consistenti in limi e argille o contenenti tali terreni per uno spessore superiore a 10 m., aventi  $PI > 40$  ed elevate percentuali del contenuto in acqua.
- S<sub>2</sub> - altri tipi di suolo.

#### 5.3.1.1 Confronti tra le classificazioni

**Tab. 5.7 Classificazione dei suoli nella bozza di aggiornamento dell'EC8**

Classe del sito	$V_s$ (m/sec)	$N$ (colpi/30cm)	$s_u$ (kPa)
A	$> 800$	-	-
B	360-800	$> 50$	$> 250$
C	180-360	15-50	70-250
D	$< 180$	$< 15$	$< 70$
E	(vedi classificazione)	-	-
S1	$< 100$	-	10-20
S2	-	-	-

**Tab. 5.8 Classificazione dei suoli nelle FEMA 273**

Classe del sito	$V_s$ (m/sec)	$N$ (colpi/30cm)	$s_u$ (kPa)
A	$> 1500$	-	-
B	760-1500	-	-
C	360-760	$> 50$	$> 100$
D	180-360	15-50	50-100
E	$< 180$	$< 15$	$< 50$
F	-	-	-

Sono state riportate solo le tabelle dei parametri relativi alle FEMA 273 e all'EC8 2001, in quanto le grandezze specificate nell'EC8 97 fanno riferimento a valori di profondità diversi, che non consentono un confronto diretto. Si può notare che la classificazione dei suoli presente nella bozza di aggiornamento dell'EC8 si avvicina molto a quella delle FEMA 273. La differenza più rilevante è la maggiore differenziazione dei suoli rigidi nelle FEMA, cui si contrappone un maggior dettaglio nella classificazione dei suoli soffici (con  $V_s < 180$ ) nell'Eurocodice. Sembra, insomma, che le FEMA 273 siano comunque state un punto di riferimento per l'aggiornamento della norma europea.

### 5.3.2 Definizione dello spettro secondo le linee guida italiane per le strutture isolate

#### 5.3.2.1 Intensità della azione sismica

L'intensità della azione sismica è definita in termini di accelerazione massima del terreno  $a_g$ . I valori di  $a_g$  da adottare per i due stati limite previsti, di danno (SLD) ed ultimo (SLU), sono caratterizzati da periodi medi di ritorno non inferiori rispettivamente a 150 e 500 anni.

Tali valori possono essere ottenuti con una analisi di pericolosità sismica specifica per il sito di costruzione dell'opera e, in ogni caso, non devono risultare inferiori a quelli indicati nella Tab.5.9. Ove tale analisi non venga eseguita, si fa riferimento alla zonazione in vigore, attribuendo ad  $a_g/g$  i valori riportati nella tabella seguente :

**Tab. 5.9 Valori di  $a_g/g$ , per i due stati-limite, in funzione del livello di sismicità  $S$**

$S$	$a_g/g$ (SLD)	$a_g/g$ (SLU)
6	0.04	0.15
9	0.07	0.25
12	0.10	0.35

#### 5.3.2.2 Coefficiente di importanza

Per aumentare il livello di protezione nei confronti dei due stati limite, i valori dell'intensità sismica possono venire maggiorati per mezzo di un fattore  $I$ , denominato fattore di importanza. Ove possibile, il valore di  $I$  viene determinato in modo che l'accelerazione  $I a_g$  sia caratterizzata dal periodo medio di ritorno  $T_R$  ritenuto appropriato per l'opera in questione, e comunque maggiore di 150 e 500 anni rispettivamente per lo SLD e per lo SLU. In mancanza di una valutazione esplicita si può far riferimento ai valori di seguito indicati:

- $I = 1,4$  per il passaggio da  $T_R(150)$  a  $T_R(300)$  e da  $T_R(500)$  a  $T_R(1000)$  ;
- $I = 1,2$  per il passaggio da  $T_R(500)$  a  $T_R(750)$ .

#### 5.3.2.3 Contenuto in frequenza

Il contenuto in frequenza del moto sismico è definito mediante uno spettro di risposta elastico, normalizzato ad  $a_g/g = 1$ ; si assume il medesimo spettro per le due componenti di traslazione orizzontali, che si considerano statisticamente indipendenti tra loro.

Lo spettro di risposta elastico normalizzato, riferito ad uno smorzamento del 5%, è dato dalle espressioni seguenti:

$$S_e(T) = s \cdot \left\{ 1 + \left[ \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] \right\}, \text{ per } 0 \leq T < T_B \quad (5.13)$$

$$S_e(T) = s \cdot \eta \cdot \beta_0, \text{ per } T_B \leq T < T_C \quad (5.14)$$

$$S_e(T) = s \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)^{k_1}, \text{ per } T_C \leq T < T_D \quad (5.15)$$

$$S_e(T) = s \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)^{k_1} \cdot \left( \frac{T_D}{T} \right)^{k_2}, \text{ per } T_D \leq T \quad (5.16)$$

$s$  = fattore che tiene conto delle condizioni stratigrafiche e geotecniche del sito;

$\beta_0$  = fattore che misura la amplificazione dinamica della risposta;

$\eta$  = fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  diverso da 5 ( $\eta = 1$  per  $\xi = 5$ ), ricavabile dalla seguente relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (5.17)$$

$T_B, T_C, T_D$ : valori dei periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalle caratteristiche geotecnico-stratigrafiche locali;

$k_1, k_2$ : esponenti utilizzati per descrivere i due rami discendenti dello spettro.

I valori dei parametri  $\beta_0, T_B, T_C, T_D, k_1, k_2$ , per le tre categorie di sottosuolo definite nel paragrafo precedente, sono riportate nella Tab.5.10.

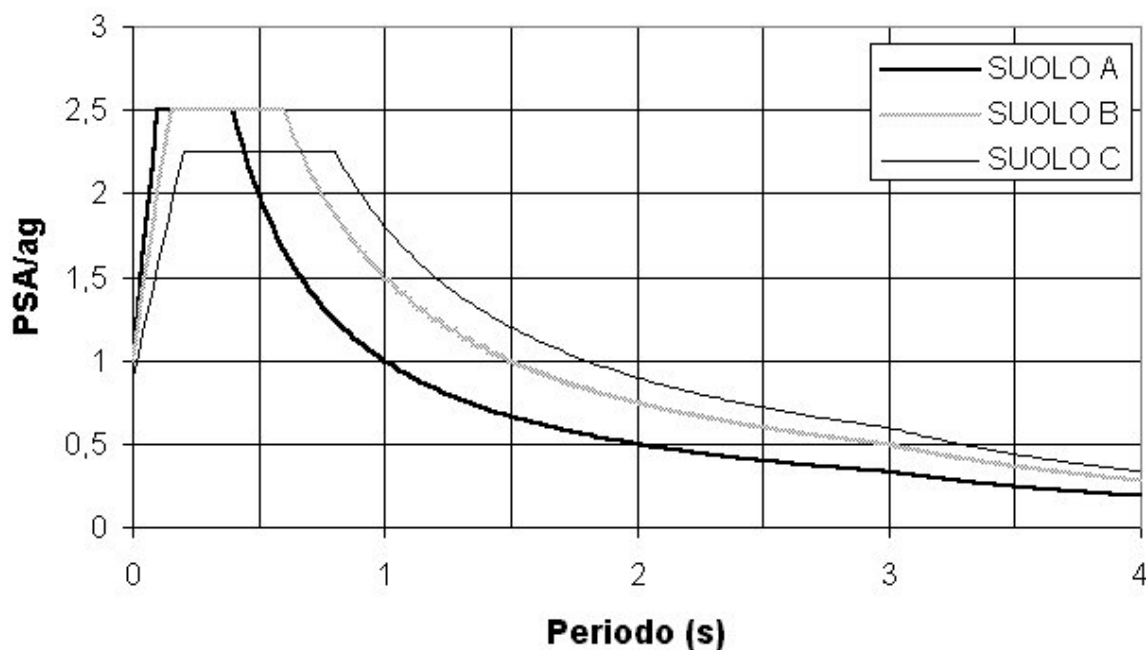


Fig.5.2 Spettro di risposta elastico normalizzato EC8 97

In alternativa all'impiego della forma spettrale standard, associata al valore di  $a_g$  fornito dalla Tab.5.9, è consentito l'impiego di spettri di risposta specifici per il sito considerato;

calcolando il periodo medio di ritorno richiesto per ciascuno dei due stati limite, gli spettri possono essere ricavati direttamente sulla base di conoscenze geosismotettoniche e geotecniche, oppure da dati statistici applicabili alla situazione in esame.

Ai fini del progetto, eseguito con uso dello spettro di risposta specifico per il sito, le ordinate di tali spettri, in corrispondenza dei periodi propri di interesse per il sistema, non possono essere assunte inferiori alle ordinate dello spettro standard applicabile, calcolate ponendo in esso  $k_1 = 1, k_2 = 2$ .

**Tab. 5.10 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico normalizzato**

Cat.suolo	$s$	$\beta_0$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$k_1$	$k_2$
A	1	2,5	0,10	0,40	3,0	1	2
B	1	2,5	0,15	0,60	3,0	1	2
C	0,9	2,5	0,20	0,80	3,0	1	2

### 5.3.3 Confronti tra lo spettro delle FEMA 273 e quello delle linee guida italiane

Allo scopo di evidenziare le differenze nella definizione delle azioni sismiche fra le FEMA 273 e le linee guida italiane, sono stati calcolati i corrispondenti spettri per due diversi gradi di sismicità delle norme italiane:  $S = 6$  (bassa sismicità),  $S = 12$  (alta sismicità).

Per fornire dei risultati direttamente confrontabili, gli spettri di base sono stati costruiti facendo riferimento a identici valori della accelerazione massima al suolo (ordinata spettrale a  $T = 0$ ):

- 0.35g, per le zone ad alta sismicità
- 0.15g, per le zone a bassa sismicità

Si è inoltre fissato un valore dello smorzamento viscoso equivalente pari al 5%, come prescritto da entrambi le normative quando si effettua una riabilitazione di edifici intelaiati in cemento armato, operando così con valori unitari dei rispettivi coefficienti di smorzamento:  $B_S, B_I, \eta$ .

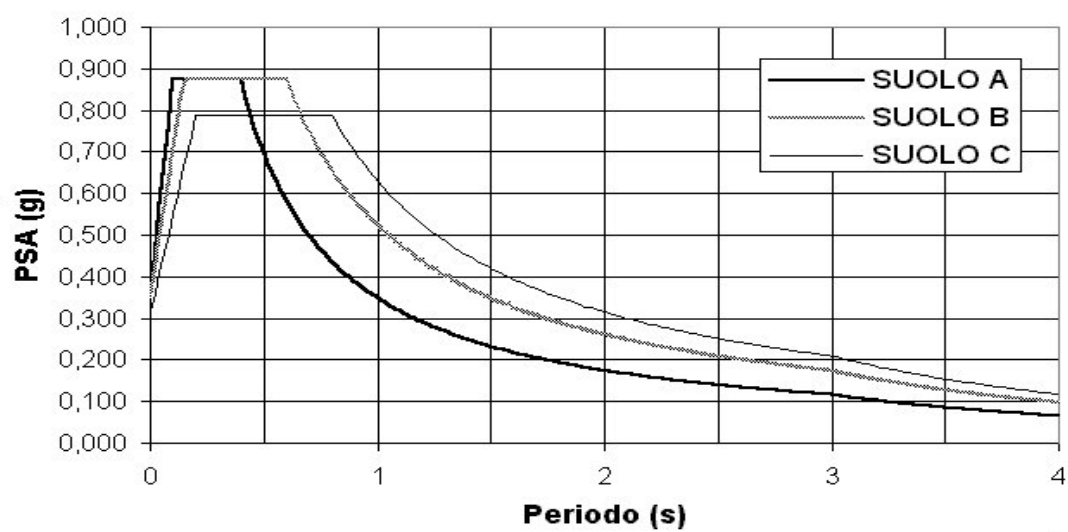
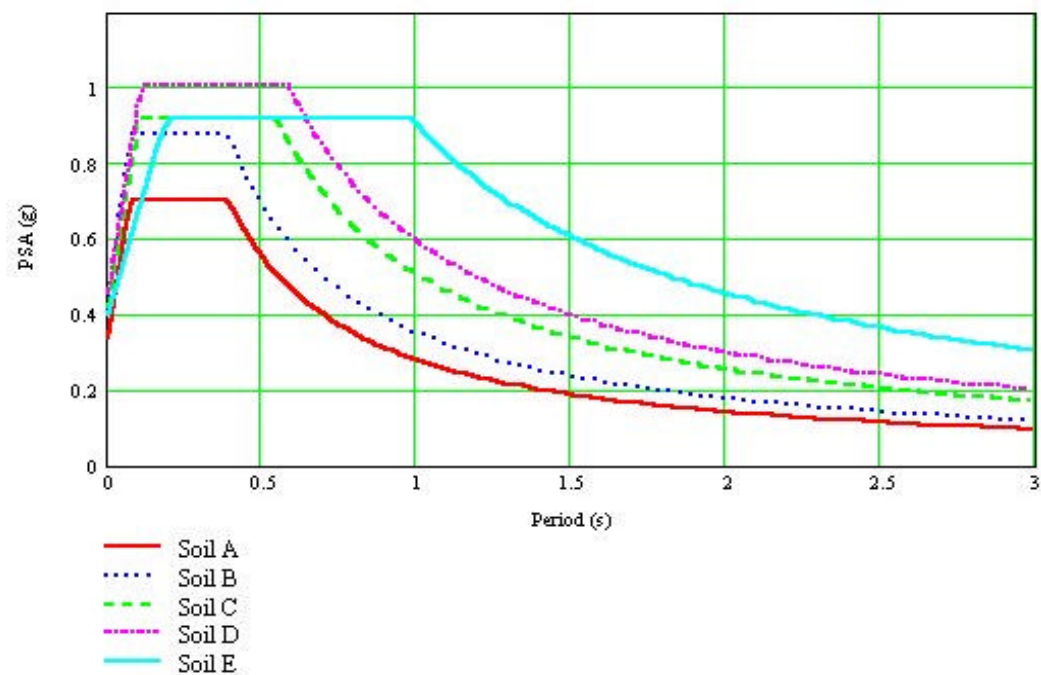
Gli spettri FEMA 273 sono stati costruiti utilizzando i seguenti valori dei parametri dell'accelerazione spettrale nel campo dei bassi periodi :

- $S_S = 0.44$ , per un sito rappresentativo delle zone a bassa sismicità, per il quale si è considerato  $S_S/a_g$  pari circa a 3,
- $S_S = 0.875$ , per un sito rappresentativo delle zone ad alta sismicità, dove si è considerato  $S_S/a_g$  pari a 2.5.

Si sono inoltre considerati due differenti valori di  $\alpha$ , dove  $\alpha = S_S/S_I$ , in funzione dei due diversi gradi sismicità:

- $\alpha = 0.3$  per la bassa sismicità, per le quali generalmente gli spettri decadono più rapidamente nella zona dei periodi alti ( $S_I = 0.132$ );
- $\alpha = 0.4$  per l'alta sismicità ( $S_I = 0.35$ )

### 5.3.3.1 Confronti grafici degli spettri relativi a zone ad alta sismicità



### 5.3.3.2 Confronti grafici degli spettri relativi a zone a bassa sismicità

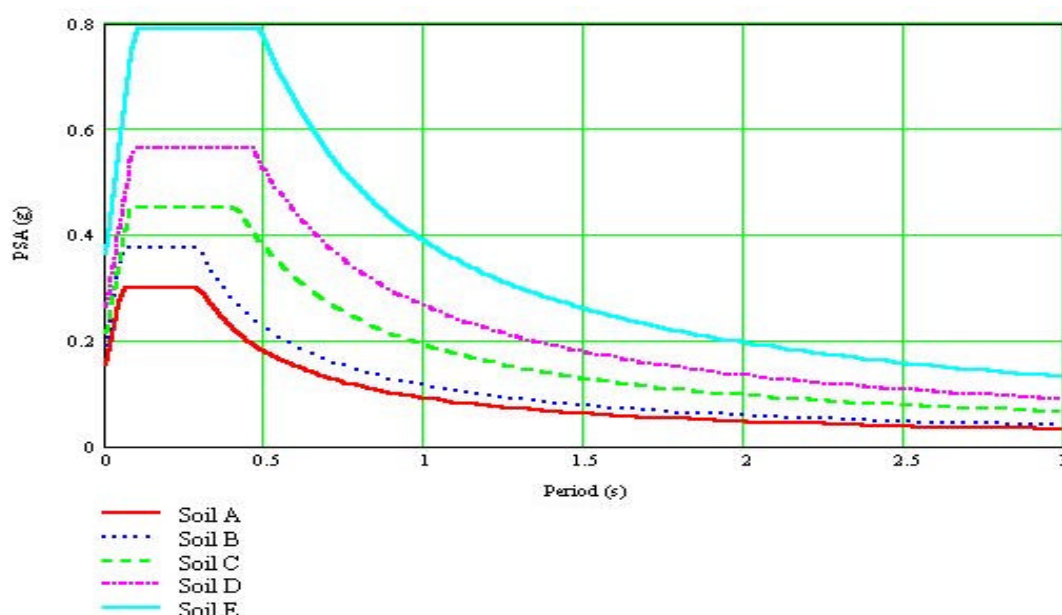


Fig.5.5 Spettri di risposta elastici delle FEMA 273

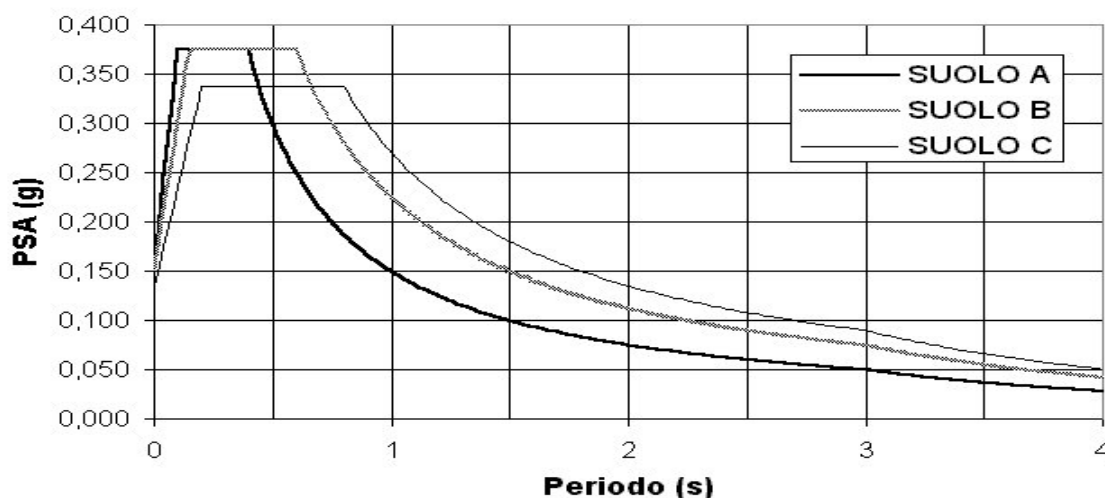


Fig.5.6 Spettri di risposta elastici delle linee guida italiane

### 5.3.3.3 Commenti

Come era lecito attendersi, gli spettri di base, riferiti al suolo B delle FEMA 273 e al corrispondente suolo A delle linee guida, sono molto simili; è conseguenza del fatto che i parametri di accelerazione spettrale  $S_S$  e  $S_I$  sono stati calcolati sui medesimi valori di  $a_g$  a cui fanno riferimento gli spettri delle linee guida italiane.

Le forme degli spettri di base si assomigliano particolarmente per le zone ad alta sismicità; poiché fanno riferimento agli stessi valori di  $T$  che caratterizza l'inizio del ramo a velocità costante. Infatti per i suoli rocciosi (in cui si hanno fattori di modificazione unitari)  $T_0 = \alpha$ ; avendo fissato  $\alpha = 0.4$  si ha che  $T_0 = T_B$ . Differiscono solo nel valore di  $T$  che caratterizza l'inizio del ramo ad accelerazione costante, poiché in tal punto, essendo il periodo relativo

alle FEMA 273 pari a  $0.2T_0$ , si ha un valore di 0.08 secondi, poco diverso da  $T_A$  che è pari a 0.1.

La differenza più marcata è nella definizione degli spettri relativi ai suoli con caratteristiche meccaniche inferiori a quelle dei suoli rocciosi; si possono notare infatti che le accelerazioni spettrali massime sono molto diverse, in particolare quando si considerano zone a sismicità più bassa.

Considerando, infatti, il caso di un sito in una zona a bassa sismicità, caratterizzato da un deposito di ghiaia mediamente addensata, che a 30 metri di profondità presenta una  $V_S$  pari a 300 m/sec, seguendo le due diverse classificazioni si individuano i seguenti suoli di progetto:

1. suolo B per le linee guida
2. suolo D per le FEMA 273

L'ordinata spettrale massima secondo le linee guida è 0.375g, mentre secondo le FEMA 273 è pari a 0.563g, risultando superiore di circa il 50%. Se si facesse riferimento ad una zona ad alta sismicità, si avrebbero valori più vicini ma pur sempre con uno scarto di circa il 15%.

La causa principale di tale differenza è dovuta al fatto che nelle FEMA si tiene conto con maggiore accuratezza della modifica della risposta del sito in funzione della severità del moto. Infatti, come poi si è evidenziato in diversi terremoti, l'amplificazione locale dovuta ai siti *soffici* è generalmente molto alta quando lo scuotimento non produce sensibili fenomeni non lineari nel suolo. In tali casi il comportamento è vicino a quello di un mezzo elastico con smorzamento limitato a qualche percento. Quando lo scuotimento diventa più gravoso, il suolo tende ad avere comportamenti ciclici caratterizzati da maggiori dissipazioni di energia; quindi l'amplificazione si abbatte. I fattori correttivi delle FEMA 273 (tab.5.3-5.4) non trovano un corrispondente nelle più schematiche Linee guida, dove è presente il solo coefficiente di suolo  $s$ , e i valori di amplificazione massima sono indipendenti dal livello dell'azione sismica (tab.5.10).

E' evidente che questo tipo di approfondimenti, da tempo noto a livello scientifico, dovrà essere prima o poi considerato anche nelle norme italiane; nella bozza di aggiornamento dell'EC8 del 2001 risulta già evidente l'avvicinamento alle indicazioni americane.

## **5.4 EFFETTI COSISMICI**

### **5.4.1 Introduzione**

Le azioni dinamiche, generate dal verificarsi di un evento sismico, determinano una sensibile alterazione dello stato di sforzo del terreno, influenzando in misura significativa le relative caratteristiche di deformabilità e resistenza. E' pertanto evidente che gli effetti indotti dal sisma assumano estrema rilevanza nei problemi di interazione tra terreno e struttura, come ampiamente dimostrato dalla vasta produzione scientifica sul tema del comportamento dei terreni sottoposti a carichi ciclici e dinamici.

Una accurata definizione delle azioni esterne e uno studio attento degli effetti cosismici, costituisce un passo imprescindibile per una corretta riabilitazione sismica degli edifici.

### 5.4.2 Analisi degli effetti cosismici nelle FEMA 273

Effetti cosismici come la fagliazione superficiale, la liquefazione, le frane, possono condizionare notevolmente il raggiungimento del livello di prestazione desiderato per una struttura.

Nelle FEMA 273 viene indicata una procedura generale da seguire in ogni progetto di riabilitazione sismica, allo scopo di accertare se il sito di progetto possa essere potenzialmente soggetto a degli effetti cosismici. Vengono pertanto considerati due livelli di indagine:

- indagine preliminare;
- indagine dettagliata.

L'indagine preliminare si basa sulle seguenti operazioni:

- ispezione della struttura e delle sue fondazioni, facendo riferimento ai documenti di progetto qualora ciò non fosse possibile;
- revisione dei rapporti geotecnici;
- revisione dei rapporti locali e regionali, in relazione al rischio sismico e geologico dell'area di appartenenza del sito.

Se a seguito di tali operazioni viene stabilito che il sito è potenzialmente soggetto ad eventi cosismici, è necessario passare al livello di indagine superiore. Lo scopo fondamentale dell'indagine dettagliata è quello di ottenere l'effettiva stratigrafia del terreno e le relative caratteristiche meccaniche da inserire nelle verifiche (verifiche di liquefazione, stabilità etc..).

A tal proposito sono previste le seguenti operazioni geotecniche:

- sondaggi;
- prove penetrometriche (CPT, SCPT, SPT);
- test di laboratorio.

A seguito dell'analisi dettagliata, si deve stabilire la natura e la severità dello scuotimento in grado di innescare i fenomeni cosismici. Non avrebbe senso, infatti, riabilitare una struttura, volendo conseguire la prestazione di agibilità immediata per un certo evento sismico, se, ad esempio, evento con periodo di ritorno inferiore fosse in grado di innescare una frana.

Nei paragrafi successivi vengono approfonditi solo alcuni degli effetti cosismici analizzati nelle FEMA 273: la fagliazione superficiale e la liquefazione del terreno.

### 5.4.3 Fagliazione superficiale

#### 5.4.3.1 Le indagini da effettuare e le caratteristiche del fenomeno

Vanno realizzati degli studi approfonditi delle condizioni geologiche del sito per poter stabilire l'eventuale presenza della traccia di una faglia attiva.

Qualora la traccia sia nota, vanno acquisite le seguenti informazioni:

- determinazione del grado di attività, ossia l'età dei movimenti più recenti (ad esempio l'Olocene, il Pleistocene etc.);
- identificazione del meccanismo della faglia (Fig.5.7): trascorrente (*strike-slip*), normale (*normal-slip*), inverso (*reverse-slip*);
- determinazione della direzione di scorrimento, in relazione alla geometria dell'edificio, in particolare per le faglie a meccanismo normale ed inverso;
- stima dell'entità degli spostamenti verticali e/o orizzontali, con i relativi tempi di ritorno, in funzione degli obiettivi di progetto fissati;

- identificazione dell'ampiezza della zona di rottura della faglia (concentrata in una zona ristretta o distribuita).

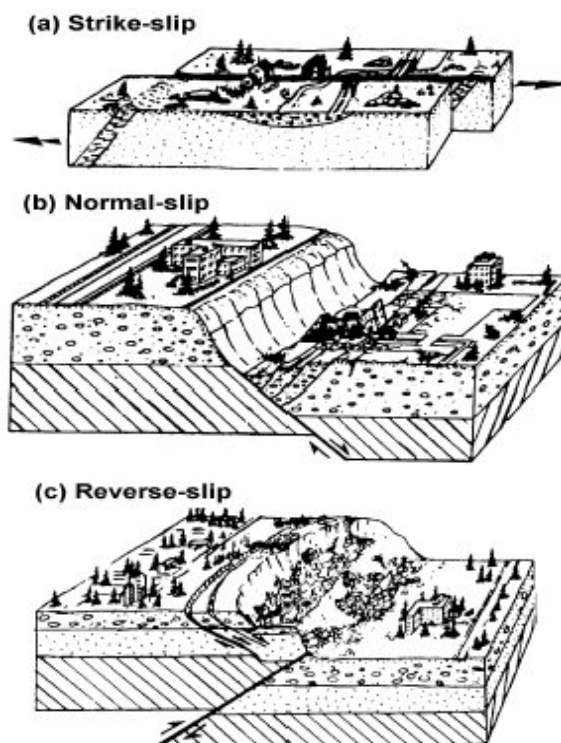


Fig.5.7 Meccanismi di rottura delle faglie

A commento di quanto sopra riportato dalle FEMA si può aggiungere che in genere ad ogni faglia è associabile una zona di deformazione (zona di taglio o *shear zone*) piuttosto che una linea (traccia della faglia) ben precisa. Tali zone sono in genere caratterizzate da fasce di rocce fortemente fratturate la cui ampiezza è proporzionale alla lunghezza della faglia. Si va infatti da fasce ampie alcuni metri, per strutture minori lunghe alcune centinaia di metri, a fasce di decine finanche a qualche centinaio di metri, per strutture di importanza regionale lunghe decine di chilometri. A titolo puramente orientativo, l'ampiezza della *shear zone* è di 2-3 ordini di grandezza inferiori alla lunghezza della faglia.

#### 5.4.3.2 Interventi per la riduzione del rischio

Gli spostamenti notevoli causati dalla fagliazione superficiale generalmente provocano degli effetti significativi sulla struttura. Se le conseguenze strutturali degli spostamenti orizzontali e verticali stimati, sono incompatibili con le prestazioni attese dalla struttura, occorre prevederne un irrigidimento globale.

Graticci di travi rovesce o solette rinforzate possono essere efficaci nell'accrescimento della resistenza agli spostamenti orizzontali. Le forze orizzontali, a volte, possono essere limitate dal superamento dell'attrito per scorrimento fra terreno e plinti o platee.

Gli spostamenti verticali prodotti dalla fagliazione producono effetti simili quelli associati a cedimenti differenziali a lungo termine. Generalmente le tecniche d'intervento mirano a ridurre la distorsione angolare della struttura, distribuendo gli effetti dello spostamento differenziale verticale su una distanza orizzontale più lunga.

#### 5.4.3.3 *Commenti*

Il rischio di fagliazione superficiale è trattato in modo diverso da quello legato agli altri effetti cosismici, infatti per esso è previsto un approccio di tipo deterministico e non probabilistico (come quello previsto per il sisma).

Ad esempio, un sito che risulti suscettibile alla liquefazione, per un evento sismico con probabilità di superamento inferiore al 10% in 50 anni, può essere considerato soggetto ad un rischio accettabile e quindi un edificio posto su di esso può essere riabilitato. Un sito che presenti invece la traccia di una faglia, che abbia avuto una dislocazione di 60 cm. circa 10000 anni fa, può essere considerato soggetto ad un rischio non accettabile e quindi un edificio posto su di esso non dovrebbe non essere riabilitato.

Non è considerato generalmente accettabile che un edificio nuovo possa essere progettato sulla traccia di una faglia attiva. Per quanto riguarda gli edifici esistenti, invece, prima di esprimere un parere sulla possibilità che non venga riabilitato vanno considerati diversi fattori: ad esempio il valore storico, l'utilità.

### 5.3.4 Liquefazione

#### 5.3.4.1 *Le cause del fenomeno*

Il fenomeno della liquefazione interessa i depositi sabbiosi saturi che, durante ed immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio. A seguito di tale evento, le condizioni di stabilità non sono più garantite e la massa di terreno interessata al fenomeno comincia ad assestarsi fino al raggiungimento di una condizione di equilibrio compatibile con la nuova, diminuita, resistenza al taglio.

La causa principale è il sorgere di un notevole aumento delle pressioni interstiziali, che assumono valori prossimi a quelli delle pressioni totali, realizzando condizioni di resistenza al taglio praticamente nulla: il terreno si comporta come un liquido pesante.

#### 5.3.4.2 *Metodi d'analisi*

I metodi per la valutazione del potenziale di liquefazione fanno riferimento a criteri empirici, a metodologie semplificate di analisi e ai metodi di analisi dinamica.

Per le comuni tipologie di opere e per la maggior parte delle situazioni di sismicità e stratigrafiche locali, può essere utilizzata la seguente metodologia semplificata di analisi (Seed e Idriss, 1982) che fa riferimento ai risultati di prove in sito tipo SPT o CPT.

La gravità dell'evento viene misurata attraverso lo sforzo di taglio ciclico agente alla profondità  $z$  dello strato di terreno potenzialmente liquefacibile ed ha la seguente espressione:

$$\tau_e = 0.65 \alpha \sigma_v(z) r_d \quad (5.18)$$

dove  $\alpha$  è il coefficiente di accelerazione sismica di progetto, pari al rapporto tra la  $PGA$  e l'accelerazione di gravità  $g$ ;  $\sigma_v(z)$  è la pressione verticale totale;  $r_d$  è un fattore di riduzione dello sforzo di taglio ciclico che tiene conto dell'aumento di rigidità del terreno con la profondità ed è dato dalla seguente espressione (valida per  $z$  fino a 20 metri):

$$r_d = 1 - 0.00075 z^2 \quad (5.19)$$

Lo sforzo di taglio ciclico viene quindi normalizzato alla pressione verticale efficace  $\sigma'_v$ , ottenendo lo sforzo ciclico normalizzato  $\tau_c/\sigma'_v$ .

La resistenza del terreno viene valutata normalizzando il numero dei colpi  $N$  della prova SPT, rispetto alla pressione verticale efficace  $\sigma'_v$  (in kPa) e rispetto alla efficienza del sistema di battitura:

$$N_1(60) = \left( \frac{E\%}{60} \right) \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} N \quad (5.20)$$

dove  $E\%$ , che misura l'efficienza del sistema di battitura, è pari al rapporto percentuale tra l'energia effettiva trasmessa alle aste e la massima energia teoricamente disponibile. Nel caso invece si abbiano a disposizione prove CPT, la resistenza del terreno è espressa tramite la resistenza alla punta ( $q_c$ ), normalizzata, ancora una volta, rispetto alla pressione verticale efficace:

$$q_{c1} = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} q_c \quad (5.21)$$

Il metodo di Seed-Idriss consente di paragonare gli sforzi di taglio ciclico normalizzati, dovuti allo scuotimento sismico, con quelli che causano la liquefazione (ottenuti mediante studi condotti a seguito di numerosi eventi sismici).

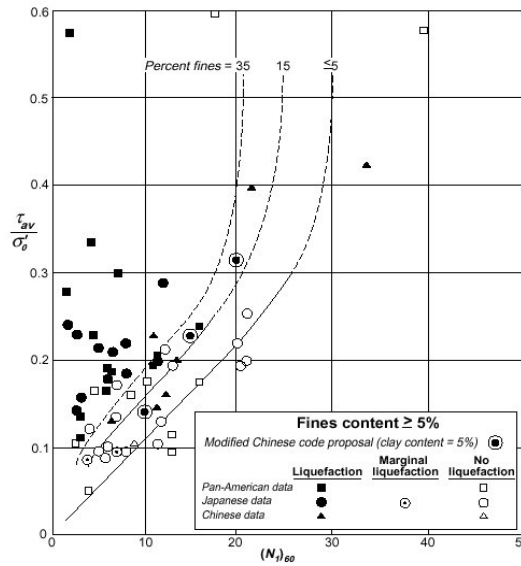


Fig. 5.8 Relazione tra lo sforzo che causa la liquefazione e  $N$  (terremoti con  $M=7.5$ )

### 5.3.4.3 La verifica secondo le attuali norme italiane

La verifica nei confronti della liquefazione è richiesta dalle norme italiane, ma non si danno indicazioni specifiche. Un procedimento approssimato (Di Pasquale, Goretti e Romeo, 2000) consiste nell'usare le curve limite di resistenza ciclica, riportate in figura 5.8, per le tre zone sismiche ( $S = 12, 9, 6$ ). Entrando nel grafico con il taglio ciclico normalizzato in ordinata e con la resistenza normalizzata del terreno espressa tramite  $N_1(60)$  o  $q_{cl}$  in ascissa, si verifica se il punto rappresentativo della situazione in esame è situato nella zona in cui si ha liquefazione (a sinistra) oppure in quella in cui le caratteristiche di resistenza sono tali da non consentire la liquefazione (a destra).

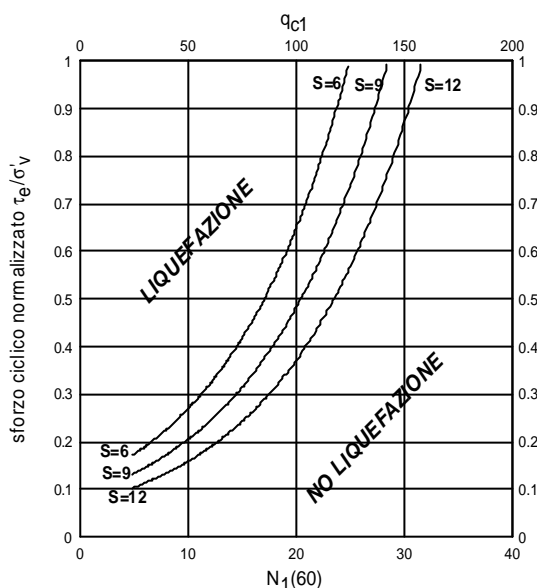


Fig. 5.9 Rischio di liquefazione per le tre categorie sismiche (di Pasquale, Goretti e Romeo, 2000)

### 5.3.4.4 Interventi per la riduzione del rischio di liquefazione

Nelle FEMA 273 vengono distinti tre tipi di interventi da effettuare qualora, nella riabilitazione sismica di una struttura, sia da considerare anche il fenomeno della liquefazione:

- irrigidimento della struttura (schema a);
- irrigidimento delle fondazioni mediante la realizzazione di una platea, di travi rovesce o di pali (schemi b-c);
- miglioramento delle caratteristiche del sito (schema d).

Nella Fig.5.10 sono riportati gli schemi concettuali degli interventi da adottare per la riduzione del rischio.

Le tecniche di intervento sulla struttura e sulle fondazioni, possono considerarsi di tipo indiretto, in quanto non riducono l'entità del fenomeno cosismico ma puntano a limitare le conseguenze degli stessi sulla struttura. L'irrigidimento, in sostanza, ha lo scopo di assorbire le ulteriori sollecitazioni provocate da eventuali cedimenti differenziali.

Le tecniche di miglioramento del sito sono invece da considerare interventi di tipo diretto in quanto, agendo sul terreno, riducono l'entità del fenomeno fino ad annullare gli spostamenti permanenti conseguenti. In tale categoria vanno considerati interventi di grouting, drenaggio e prosciugamento permanente.

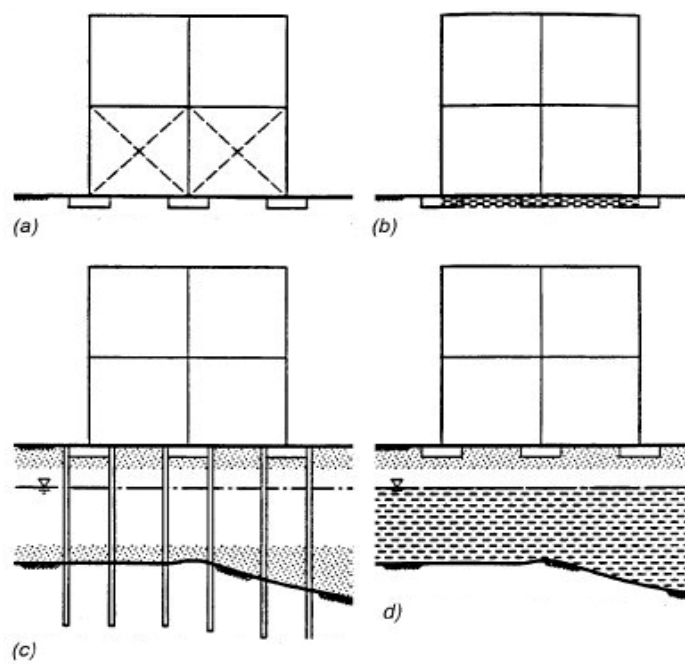


Fig.5.10 Interventi di riduzione del potenziale di liquefazione