

Le azioni sismiche e le categorie di sottosuolo

Roberto W. Romeo

GISLab-IT Resources for Natural Hazards. Università degli Studi di Urbino Carlo Bo
Campus Scientifico Sogesta, 61029 URBINO, Tel. 0722.304235, Fax 0722.304260, rwromeo@yahoo.it

Seismic Actions and Ground Conditions

ABSTRACT: In the last years, a set of new technical codes have been issued in Italy to approach the Eurocodes. Among the principal novelties introduced in the recent past, a new definition of the seismic actions for engineering purposes is worth mentioning. Now, seismic actions derive from a formal probabilistic seismic hazard analysis and a site-specific analysis of the local seismic response. Alternatively, a simplified approach based on the recognition of reference ground type conditions may be used. Whatever is the followed approach, the code now requires a deep knowledge of the earthquake phenomenon and its effects, which span from seismology to earthquake geotechnical engineering. This paper has the aim to illustrate, in a critical and technical-driven manner, what assumptions underlie such studies, their limits and advantages, in order to make the designer more conscious of its responsibility in the whole designing process.

Key-terms: Engineering seismology, Seismic hazard, Design earthquake, Response spectrum, Local seismic response

Termini chiave: Sismologia applicata, Pericolosità sismica, Terremoto di progetto, Spettro di risposta, Risposta sismica locale.

Riassunto

Negli ultimi anni in Italia sono stati varati una serie di provvedimenti legislativi volti ad avvicinare la normativa tecnica nazionale a quella degli Eurocodici. Tra le principali novità introdotte vi è innanzitutto una nuova definizione delle azioni sismiche di progetto. Queste debbono ora scaturire da formali analisi di pericolosità e da una valutazione ad hoc della risposta sismica locale. In alternativa a quest'ultima, può essere utilizzato un approccio semplificato basato sul riconoscimento di categorie di sottosuolo di riferimento predefinite. Qualunque sia l'approccio seguito, la normativa richiede oggi una conoscenza delle fenomenologia sismica e dei suoi effetti ad ampio spettro, che vanno dalla sismologia, all'ingegneria e alla geotecnica in campo dinamico. Scopo del presente lavoro è pertanto quello di ripercorrere in maniera critica e guidata gli assunti che sono alla base di tali studi, affinché il progettista sia in grado di comprendere nella sua interezza i limiti e i vantaggi che un siffatto nuovo approccio offre, ai fini di una più consapevole assunzione di responsabilità.

Introduzione

I recenti sviluppi normativi in tema di costruzioni in zona sismica (O.P.C.M. 3274/2003, D.M. 14/09/2005), hanno introdotto un nuovo modo di valutare le azioni sismiche di progetto. Queste debbono considerare: 1) la zona sismica di appartenenza del sito interessato dall'opera o intervento in progetto, definita sulla base di opportuni e codificati studi di

pericolosità sismica; 2) le condizioni geologiche locali sulla base di una specifica analisi della risposta sismica locale oppure ricorrendo ad una classificazione semplificata dei terreni di fondazione sulla base di parametri che ne descrivono il comportamento sotto sollecitazione sismica. L'azione sismica, a sua volta, è descritta mediante accelerogrammi o spettri di risposta. Tutti questi concetti (pericolosità, spettri di risposta, risposta sismica locale, ...), necessitano della conoscenza fisica del fenomeno da un lato, e del modo di schematizzarne l'azione a fini progettuali dall'altro. Questo percorso, dall'evento all'azione di progetto, è lo scopo della presente nota, redatta con l'intento di fornire gli aspetti fondamentali della fenomenologia all'interno della quale l'attuale impianto di norma si innesta e le relazioni fondamentali necessarie al calcolo delle grandezze fisico-ingegneristiche di interesse per la progettuale antisismica.

I terremoti

Le principali sorgenti di terremoti sono:

- attività tettonica associata alla deriva delle placche: terremoti interplacca, intraplacca o di dorsale.
 - vulcanesimo
 - impatto meteorico
- per quanto riguarda le sorgenti naturali, e:
- sismicità indotta da grandi bacini di invaso
 - iniezione di fluidi nel sottosuolo

per quanto riguarda invece le sorgenti artificiali legate alle attività umane.

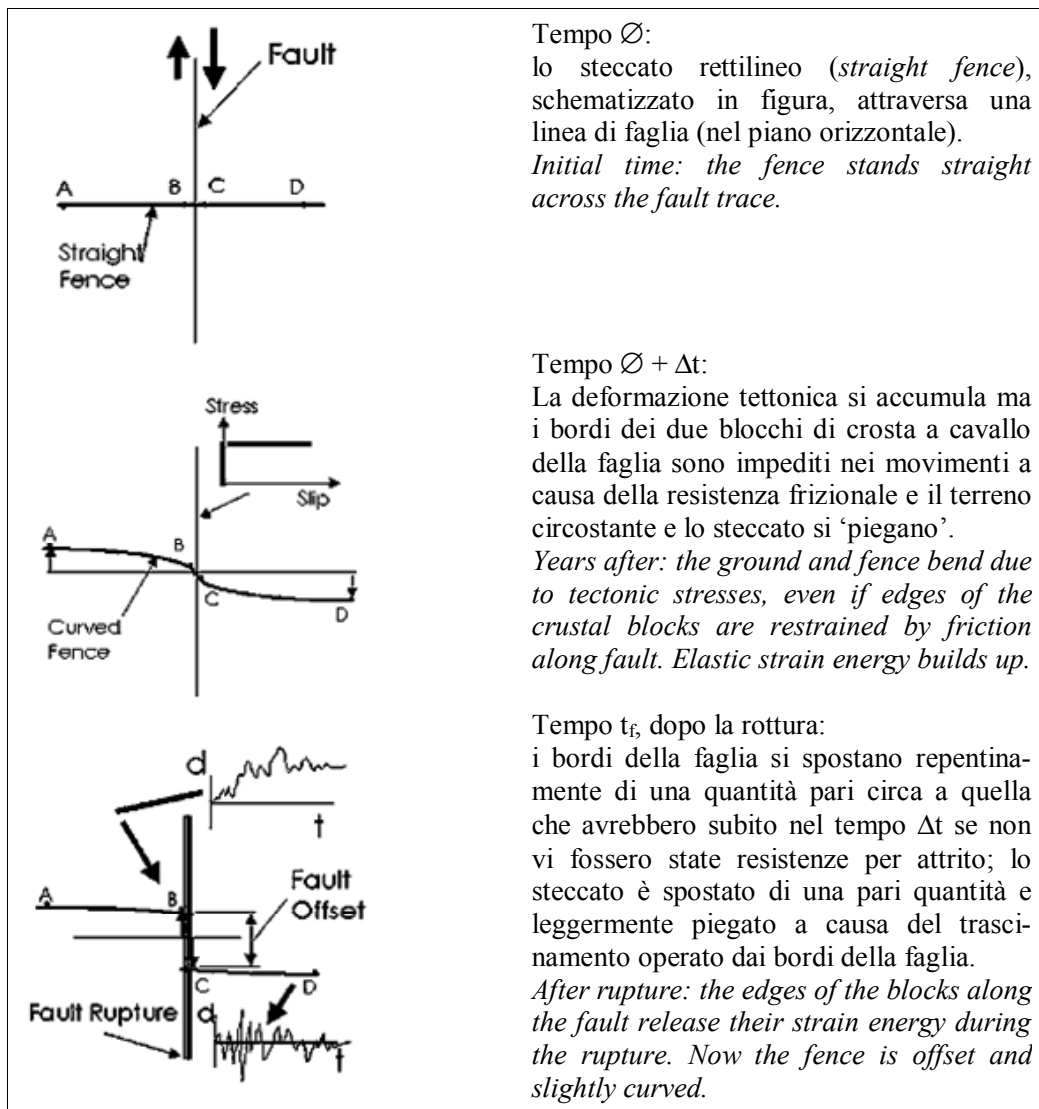
I danni alle opere sono determinati da:

- *comportamento dei terreni in campo instabile*
 - fagliazione superficiale
 - liquefazione
 - instabilità dei versanti
 - plasticizzazioni locali
- *effetti indotti*: maremoti, incendi, esondazioni dovute a rotture di argini e sbarramenti
- *comportamento dei terreni in campo stabile* (scuotimento)
- *ragioni strutturali* (martellamento di strutture adiacenti)

Elementi di Sismologia

La teoria del rimbalzo elastico (Reid, 1911) asserisce che a causa della deriva delle placche litosferiche si accumula energia di deformazione elastica lungo i bordi delle placche in corrispondenza di piani di taglio denominati faglie.

Poiché le faglie non sono piani lisci e levigati, una grande quantità di energia può accumularsi e tanto più quanto le rocce sono rigide e le asperità lungo i piani di faglia sono ammorsate l'una alle altre. Allorché lo sforzo di taglio applicato eccede la resistenza al taglio delle rocce si ha il terremoto, che è la manifestazione di una rottura fragile che rilascia energia sotto forma di onde elastiche. Ne consegue che se la resistenza delle rocce lungo il piano di faglia fosse nota, se la faglia avesse una certa lunghezza e se il movimento relativo tra le placche avvenisse ad un'altrettanto nota velocità media di deformazione, sarebbe possibile calcolare con precisione il tempo necessario ad accumulare l'energia di deformazione elastica necessaria a generare un terremoto e la sua probabile magnitudo (proporzionale alla quantità di energia rilasciata).



Tempo \emptyset :

lo steccato rettilineo (*straight fence*), schematizzato in figura, attraversa una linea di faglia (nel piano orizzontale).

Initial time: the fence stands straight across the fault trace.

Tempo $\emptyset + \Delta t$:

La deformazione tettonica si accumula ma i bordi dei due blocchi di crosta a cavallo della faglia sono impediti nei movimenti a causa della resistenza frizionale e il terreno circostante e lo steccato si 'piegano'.

Years after: the ground and fence bend due to tectonic stresses, even if edges of the crustal blocks are restrained by friction along fault. Elastic strain energy builds up.

Tempo t_f , dopo la rottura:

i bordi della faglia si spostano repentinamente di una quantità pari circa a quella che avrebbero subito nel tempo Δt se non vi fossero state resistenze per attrito; lo steccato è spostato di una pari quantità e leggermente piegato a causa del trascinarsi operato dai bordi della faglia.

After rupture: the edges of the blocks along the fault release their strain energy during the rupture. Now the fence is offset and slightly curved.

Figura 1. Schema della teoria del rimbalzo elastico. *Sketch of the elastic rebound theory.* (Reid, 1911).

Infatti, se è nota la velocità di deformazione delle placche (\dot{u} , *slip-rate* in mm/anno) e lo spostamento medio per evento lungo il piano di faglia (\bar{u}), il tempo medio tra un terremoto e l'altro può essere stimato in base alla relazione:

$$Tr = \bar{u}/\dot{u}$$

Analogamente, noto il tempo trascorso dall'ultimo evento Δt , può essere determinato in ogni istante il potenziale di deformazione elastica accumulato in termini di spostamento atteso:

$$E[u] = \dot{u} \Delta t$$

dal quale può essere stimata la magnitudo attesa attraverso relazioni empiriche come (Wells & Coppersmith, 1994):

$$E[M] = 6.9 + 0.8 \log_{10}(E[u])$$

E[u] in m

in cui spostamento e magnitudo attese sono ricavate in funzione della lunghezza di faglia (L):

$$E[u] = 0.9 \log_{10}(L) - 1.4$$

$$M = 5 + 1.2 \log_{10}(L)$$

L in km

dove i valori attesi, indicati simbolicamente con $E[.]$, indicano i valori medi della variabile.

Il modello testé descritto fu definito da Schwartz & Coppersmith (1984) del *terremoto caratteristico*, ossia di una faglia capace di generare un terremoto sempre della medesima magnitudo (entro circa $\frac{1}{2}$ grado) e con cadenza quasi periodica. Il modello e le sue varianti (time e slip-predictable) hanno tuttavia forti limitazioni anche in ambienti tettonici ben definiti come i margini attivi di placca, pertanto il loro utilizzo deve essere molto accorto.

Il meccanismo di accumulo, rottura e rilascio di energia può essere schematizzato come illustrato in figura 1.

Le faglie possono avere un meccanismo di dislocazione riconducibile a 3 tipi fondamentali:

- A) faglie trascorrenti, a prevalente movimento orizzontale;
- B) faglie normali, tipiche di ambientazioni geodinamiche con regime tettonico distensivo;
- C) faglie inverse, tipiche di ambientazioni geodinamiche con regime tettonico compressivo.

I diversi tipi di distanza esistenti tra punto di enucleazione della rottura e sito dove si risentono gli effetti legati alla generazione e alla propagazione delle onde elastiche sono illustrati in figura 2.

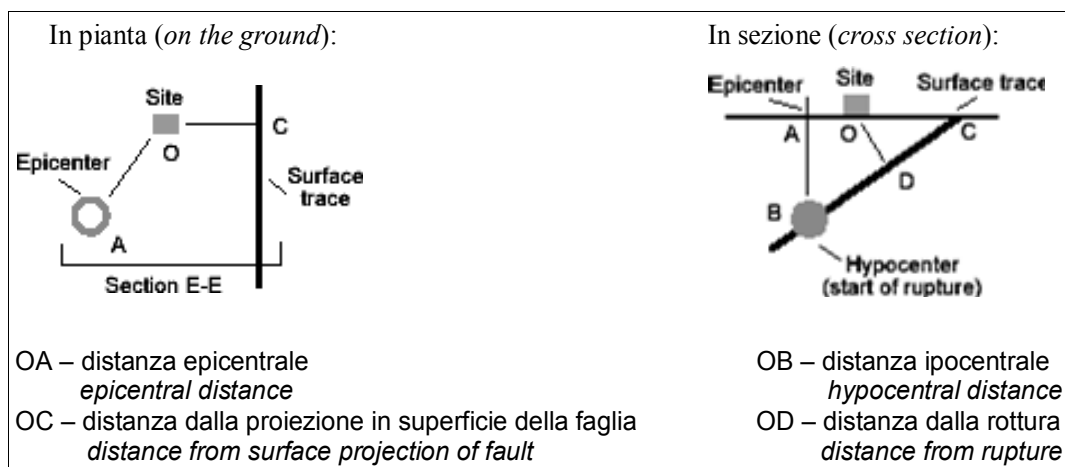


Figura 2. Relazioni sorgente del terremoto–sito.
Site-to-source distance relationships.

Fattori che influenzano lo scuotimento in un sito

I fattori principali che influenzano lo scuotimento in un sito sono:

- la sismicità
- il meccanismo della sorgente
- il percorso delle onde sismiche nella crosta
- le condizioni geologiche locali (effetti di sito)
- l'interazione fra il terreno e le strutture soprastanti.

Sismicità

La sismicità locale determina il meccanismo focale prevalente e la magnitudo generata da una particolare sorgente sismica. I fattori che vengono esaminati per

caratterizzare la sismicità di una sorgente sono:

- le caratteristiche tettoniche, quali il potenziale stimato a partire dalla geometria e dalla cinematica del piano di faglia;
- la sismicità storica e strumentale, che include la frequenza di occorrenza dei terremoti e i suoi effetti in termini sia di intensità sia di parametri fisici di scuotimento determinati a partire da registrazioni del moto forte.

Meccanismi di sorgente

Il moto al sito dipende, in varia misura, dalle caratteristiche del meccanismo di rottura alla sorgente che comprende:

- il tipo di rottura, in termini di movimenti relativi

secondo le componenti verticali e orizzontali (meccanismo normale, inverso, trascorrente o una combinazione di questi meccanismi elementari);

- il processo di rottura (continuo e regolare oppure multiplo e irregolare);
- effetti di direttività (tipo doppler: vedi figura 3), con aumento delle ampiezze in alta frequenza nella direzione di propagazione della rottura, e diminuzione delle ampiezze ma aumento della durata e del contenuto in bassa frequenza in direzione opposta;
- effetti vicini alla sorgente, quali pulsazioni e ‘lanci’ (*fling*).

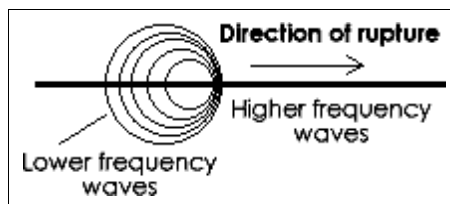


Figura 3. Effetto della direttività sul contenuto in frequenza del moto.

The frequency content of the ground motion depends on directivity effects.

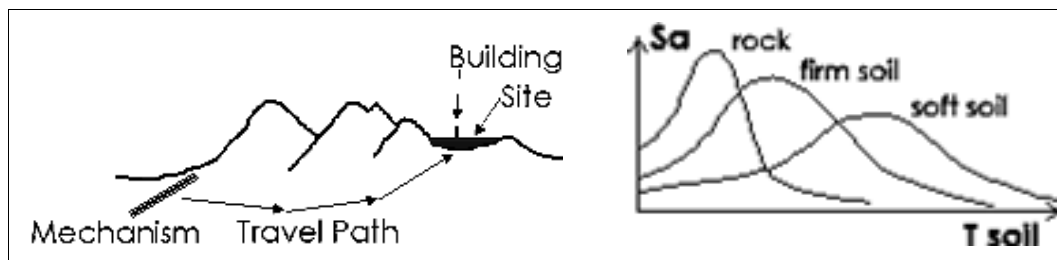


Figura 4. Influenza delle condizioni geologiche locali sugli spetti di sito.

Influence of local site effects on the elastic response spectra.

Terreni soffici e di spessore consistente hanno un periodo fondamentale maggiore rispetto a terreni rigidi, ma livelli di ampiezza, in accelerazione, generalmente inferiori (figura 4).

Interazione terreno-struttura

- Effetti inerziali: la massa strutturale influenza la risposta del terreno di fondazione. Questi effetti sono particolarmente rilevanti nel caso di strutture rigide soprastanti terreni soffici.
- Effetti cinematici: la deformabilità del terreno di fondazione influenza la risposta dinamica della struttura. Questi effetti sono particolarmente rilevanti nel caso di strutture snelle e flessibili su terreni soffici.

Caratterizzazione dei terremoti a fini ingegneristici

Per determinare la severità dello scuotimento in un sito, bisogna prima determinare la severità dell'evento che

Percorso delle onde sismiche

I principali tipi di onde prodotte durante un terremoto sono le onde di volume, che si dividono in onde di compressione P (le più veloci, tipicamente 5,5 km/s nella crosta) e onde di taglio S (di più lungo periodo, con velocità dell'ordine di 3 km/s), e in onde di superficie Love e Rayleigh, più lente e di lungo periodo, che si propagano all'interno della crosta.

Gli effetti cui sono sottoposte le onde sismiche nell'attraversare gli strati profondi della crosta sono: riflessioni, rifrazioni, dispersioni, attenuazioni e focalizzazioni.

All'aumentare della distanza dalla sorgente le onde sismiche:

- si attenuano, ossia si riducono in ampiezza;
- il periodo fondamentale, ossia l'armonica con associato il più alto contenuto energetico, aumenta;
- la durata apparente del moto aumenta a sua volta.

Condizioni geologiche locali (effetti di sito)

Il suolo agisce come un oscillatore dinamico in grado di influenzare in maniera determinante lo scuotimento dei manufatti fondati su di esso.

produrrà lo scuotimento. La severità del terremoto può essere espressa in termini di: intensità, magnitudo, energia rilasciata.

Intensità

L'intensità macrosismica è una misura indiretta, qualitativa e, per certi versi, soggettiva della severità dello scuotimento prodotto da un terremoto in un sito; essa è basata sugli effetti prodotti dal terremoto su una serie di 'osservatori', quali gli edifici (attraverso lo stato di danno), la popolazione (attraverso le sensazioni provate) e l'ambiente (attraverso gli effetti deformativi indotti).

Nel mondo esistono diverse scale di intensità, tra le quali vale la pena ricordare la Mercalli Modificata (MMI), usata nei paesi anglosassoni, la MSK prima e la EMS (Grünthal, 1998) poi, usate in Europa. Storicamente in Italia, prima dell'adozione della scala EMS, si era soliti esprimere l'intensità secondo la scala MCS (Sieberg, 1930).

Tutte le scale menzionate sono divise in 12 gradi di severità crescenti, tipo: III, sentito dalla popolazione; VII, inizio dei danni strutturali; X, danni alla maggior parte delle strutture; XII, distruzione totale, anche se non vi è una corrispondenza univoca fra i medesimi gradi di scale diverse.

Rappresentando in pianta gli effetti osservati in diverse località a seguito di un terremoto, è possibile costruire delle carte delle isosiste (o isosisme), ossia linee di uguale intensità sismica risentita. Dal valore maggiore di tali intensità si ricava l'intensità epicentrale (I_0), apparentata con le altre misure di severità del terremoto, sebbene non utilizzabile a fini progettuali data la sua natura prettamente qualitativa. Con relazioni empiriche si può determinare la magnitudo macrosismica equivalente e viceversa, di cui appresso si fornisce una relazione semplificata (Castenetto et al., 1991):

$$M_m \cong 2/3 * I_0$$

Analogamente, per convertire l'intensità risentita (I_s) in scuotimento, possono essere usate relazioni di conversione empiriche I_s vs. PGA o PGV (valori di picco, rispettivamente, in accelerazione e velocità misurate strumentalmente), del tipo (Castenetto et al., 1991):

$$\log PGA(g/100) \cong I_s/5 - 0.2$$

dove g è l'accelerazione di gravità.

Magnitudo

L'avvento di sismografi e accelerografi ha reso possibile la misura accurata del moto del suolo e, pertanto, la stima quantitativa della grandezza di un terremoto. Esistono diverse scale di magnitudo, ciascuna basata sulla stima della grandezza del terremoto a partire da una certa finestra in frequenza delle onde registrate. Una importante scala di magnitudo per fini sismologici e ingegneristici è la magnitudo momento (M_w : Hanks & Kanamori, 1979), poiché è basata sui parametri che definiscono la rottura lungo il piano di faglia. La magnitudo momento è basata sulla misura del momento sismico (M_0), una grandezza che tiene conto del lavoro compiuto dalla faglia per rompersi e che ha il pregio di non saturare in prossimità della sorgente come invece avviene per le altre scale:

$$M_w = \log M_0(\text{dyne-cm})/1.5 - 10.7$$

$$M_0 = \mu A \bar{u}$$

dove:

μ = è il modulo di rigidità tangenziale dello strato sismogenetico, ossia delle rocce dove avviene la rottura (tipicamente 3.10^{11} dyne/cm² o 30 GPa, nella crosta);

A = area della superficie di rottura (= $W \times L$, con $W \cong 10$ km);

\bar{u} = valore medio dello spostamento lungo il piano di faglia.

Le altre scale comunemente usate sono:

- la magnitudo locale (M_L , spesso citata come magnitudo Richter, 1958), basata sulle onde di volume per periodi di 0,1-2s, particolarmente attendibile per terremoti di medio-bassa energia e registrazioni prossime all'area epicentrale

(entro i 100 km);

- la magnitudo delle onde di superficie (M_S), basata sull'ampiezza delle onde di Rayleigh con periodo di circa 20s, particolarmente attendibile per terremoti forti e registrazioni lontane dall'epicentro (superiori a 1000 km);
- magnitudo delle onde di volume (M_b), basata sull'ampiezza dei primi arrivi delle onde P e particolarmente adatta per terremoti profondi (subcrostali, con profondità maggiori di 30-60 km).

La magnitudo momento può essere stimata anche ricorrendo a relazioni empiriche con la lunghezza della faglia (L) con relazioni quale quella proposta da Wells & Coppersmith (1994) per faglie di cinematica non meglio definita:

$$M_w \cong 5 + 1.2 \log_{10}(L) \\ L \text{ in km}$$

La quantità di energia rilasciata da un terremoto può essere stimata a partire dalla magnitudo attraverso la relazione di Gutenberg-Richter del 1956:

$$\log(E, \text{ergs}) = 11.8 + 1.5 M$$

Ogni aumento di un grado di magnitudo produce un incremento di circa 32 volte nella quantità di energia liberata. L'ordigno atomico che distrusse Hiroshima nel 1945, pari a circa 15.000 ton di tritolo equivalente, corrisponde, in termini di energia rilasciata, ad un terremoto di magnitudo pari a circa 5 gradi della scala Richter. Il terremoto più forte osservato in epoca strumentale è stato un terremoto avvenuto in Cile nel 1960 di magnitudo pari a circa 9,5.

Parametri descrittivi del moto del suolo

Al fine di caratterizzare in maniera completa lo scuotimento, i parametri del moto del suolo da determinare sono: 1) l'ampiezza, 2) la durata, 3) il contenuto in frequenza.

Questi parametri possono essere determinati direttamente dalle storie temporali delle registrazioni sismometriche oppure attraverso un processamento di tali segnali.

Ampiezza

I parametri più comunemente usati sono: A) i valori di picco del moto in termini di accelerazione (PGA), velocità (PGV) o spostamento (PGD); B) parametri spettrali quali l'accelerazione o la velocità effettiva (EPA , EPV); C) parametri integrali quali l'intensità di Arias e di Housner, e altri ancora.

Contenuto in frequenza

Il contenuto in frequenza deriva da un'analisi spettrale del segnale registrato che permette di passare dal dominio del tempo a quella della frequenza. La rappresentazione avviene usualmente attraverso spettri di Fourier, di potenza o di

risposta. I parametri spettrali sono costituiti dal periodo fondamentale, dal periodo medio, dalla larghezza di banda, dalla frequenza centrale, dal fattore di forma dello spettro e dal rapporto V_{max}/A_{max} .

Durata

Ciò che più interessa a fini ingegneristici è la durata della fase forte dello scuotimento, piuttosto che la durata dell'intero segnale sismico. Al riguardo esiste più di una definizione di durata della fase forte, di cui in figura 5a-b si riportano le più comunemente utilizzate.

Tra le altre, per le loro applicazioni a fini sismologici e geotecnici, si citano anche:

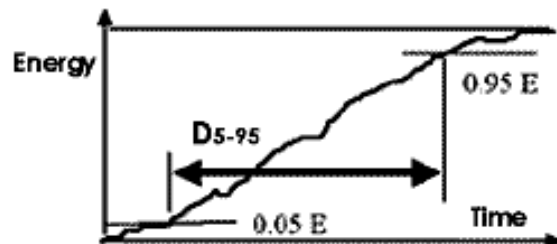
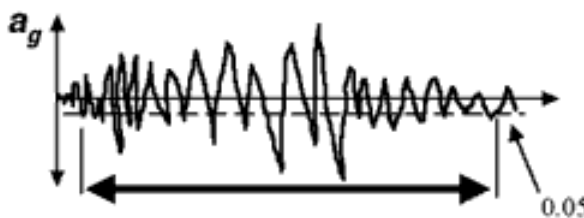


Fig. 5a. La durata di soglia (Bolt, 1969) rappresenta il tempo intercorrente tra il primo e l'ultimo superamento di un valore di soglia delle accelerazioni (in genere 0.05g).

Bracketed duration (Bolt, 1969): the time between the first and last exceedance of a threshold acceleration, usually 0.05g.

Fig. 5b. La durata intervallo (Trifunac & Brady, 1975) è la durata compresa tra il 5% e il 95% dell'intera energia rilasciata.

D5-95 (Trifunac and Brady, 1975): the central time interval within 90% of the total energy is released.

Esistono poi una serie di parametri integrali che tengono conto di due o più delle caratteristiche elementari dello scuotimento sopra indicate, quali l'intensità di Arias (1970) – I_a –, particolarmente usata nelle analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche, o l'intensità spettrale di Housner (1959) – SI –, correlata all'energia trasmessa ai sistemi strutturali e quindi al danneggiamento degli edifici.

$$I_a = \pi/2g \int a^2(t) dt \quad 0 \leq t < \infty$$

$$SI(\xi) = \int PSV(\xi, T) dT \quad 0.1s \leq T \leq 2.5s$$

dove ξ è il coefficiente di smorzamento rispetto al critico, PSV lo spettro in pseudovelocità, g l'accelerazione di gravità, t e T indicano che gli integrandi sono validi, rispettivamente, nel dominio del tempo e della periodo spettrale (o frequenza).

La pericolosità sismica

I metodi che consentono di determinare la pericolosità sismica di un sito, ossia il livello di scuotimento atteso, sono sostanzialmente di due tipi: deterministico e probabilistico.

Questi possono poi a loro volta dividersi in diretti o indiretti (o derivati), a seconda che facciano uso delle serie sismiche documentate (i cosiddetti metodi del determinismo o del probabilismo storico: Muir-Wood, 1993), oppure derivino il livello di scuotimento atteso attraverso leggi empiriche di propagazione a partire dalle caratteristiche sismogenetiche dell'area.

- la durata d'angolo (Boore, 1983) è la durata che si ottiene dall'inverso delle frequenze d'angolo che si legge sullo spettro di Fourier e che corrisponde alla durata della rottura sul piano di faglia;
- il numero di cicli equivalenti del periodo prevalente (Seed & Idriss, 1982) rappresenta la simulazione del moto sismico attraverso una serie di armoniche; la prevalente o fondamentale di queste di periodo T e numero di cicli N , fornisce la durata $t=N*T$ (particolarmente usata nella valutazione del potenziale di liquefazione e in tutti quegli studi in cui è necessario tener conto del degrado dei materiali).

Il metodo deterministico è particolarmente adatto in tutte le situazioni in cui la sismogenesi dell'area sia sufficientemente nota e le strutture tettoniche attive ben definite. Il problema in questo caso consiste quasi sempre nel considerare il massimo scuotimento credibile attraverso la seguente procedura (Reiter, 1990; figura 6 sx):

- 1) identificare le sorgenti sismiche nell'intorno del sito e determinare la magnitudo massima rilasciabile da ciascuna sorgente;
- 2) calcolare la distanza minima tra ciascuna sorgente e il sito;
- 3) stabilire il parametro di scuotimento più significativo per il fine ingegneristico e determinarne il valore atteso da ciascuna sorgente in funzione della magnitudo, della distanza e delle condizioni del sito, utilizzando la media o l'involuppo di una serie di leggi di attenuazione;
- 4) tabellare i valori determinati da ciascuna sorgente in ordine decrescente e selezionare come terremoto di riferimento quello generato dalla sorgente che determina il massimo scuotimento atteso.

In genere le analisi deterministiche tendono a sovrastimare lo scuotimento atteso, in quanto posizionano la sismicità nel punto della sorgente più vicino al sito. Inoltre, non trattando esplicitamente le incertezze, non possono che fornire indicazioni grossolane sull'affidabilità della stima (tipo scuotimento medio + 1 deviazione standard), né tengono conto della frequenza di occorrenza degli eventi,

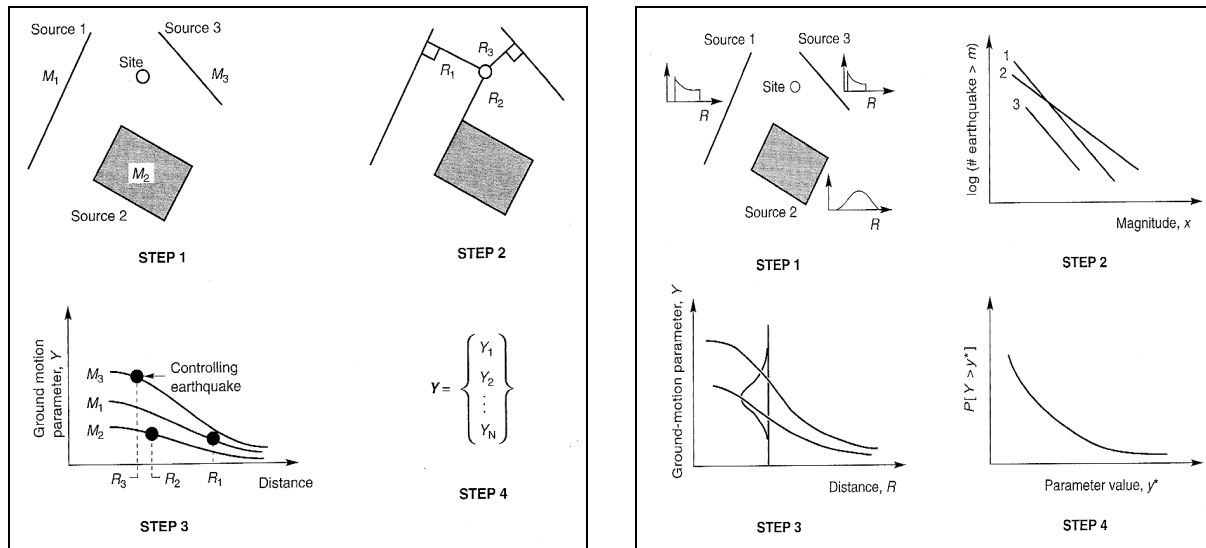


Figura 6. Schema delle analisi di pericolosità sismica con il metodo deterministico (a sinistra) e con il metodo probabilistico (a destra). *Scheme of seismic hazard analyses, deterministic (DSHA, left) and probabilistic (PSHA, right).* (adapted from EPRI, 1988)

arrivando quindi a stimare come probabile lo scuotimento derivante da una sorgente con frequenza di rilascio magari anche molto rara.

Le *analisi probabilistiche* di pericolosità sismica correggono diversi problemi legati alle analisi deterministiche, a cominciare dal trattamento esplicito delle incertezze e dal considerare la variabile tempo come elemento fondamentale della corretta scelta dello scuotimento atteso. La procedura è simile a quella illustrata per il metodo deterministico ma le incertezze sono esplicitamente introdotte in ciascun passo della procedura, dall'identificazione delle sorgenti alla parametrizzazione della sismicità, dalle leggi di attenuazione agli effetti di sito fino allo scuotimento atteso (figura 6 dx).

In sintesi si determina la distribuzione di probabilità delle magnitudo rilasciabili da ciascuna sorgente $f_M(m)$, la distribuzione delle distanze dell'evento in ciascuna sorgente o parte di essa $f_R(r)$, e la probabilità che lo scuotimento Y prodotto da un terremoto di magnitudo m alla distanza r sia maggiore di un valore prefissato y . Per il teorema della probabilità totale, assumendo che i terremoti seguano una distribuzione poissoniana, e considerando la presenza di N -sorgenti ciascuna con tasso di attività ν (numero di terremoti annui sopra la magnitudo minima di interesse ingegneristico, $M \approx 5$), la pericolosità è data da (Cornell, 1968):

$$P\{Y > y | N, t\} = 1 - \exp\{-t \sum_{i=1+N} \nu_i \int \int P\{Y > y | m, r\} f_M(m) f_R(r) dm dr\}$$

Ossia la probabilità che in un intervallo di tempo t (:usualmente la vita tecnica utile dell'opera in progetto) lo scuotimento Y sia maggiore di un valore di soglia y (ad esempio, che il PGA sia maggiore di 0,1g: valore di soglia dell'inizio del danno strutturale per edifici in muratura) è pari a P , corrispondente ad un tempo di ritorno:

$$Tr = t / -\ln(1-P)$$

La differenza sostanziale rispetto al metodo deterministico, oltre al calcolo delle distanze relative sorgente-sito, è soprattutto nel calcolo della legge di occorrenza dei terremoti (step 2 in figura 6 sx), parametrizzata attraverso la legge di Gutenberg-Richter (1944):

$$\log N/y (M \geq m) = a - bM$$

ossia, il numero annuo di terremoti sopra una certa magnitudo segue una legge lineare di decadimento in scala semilogaritmica. I due coefficienti di regressione a e b rappresentano, rispettivamente, il numero annuo di terremoti per $M \geq 0$ e la ripartizione relativa di terremoti alle alte e alle basse magnitudo: in pratica, maggiore è a e maggiore sarà il tasso di attività (o di rilascio) di terremoti da parte della sorgente; al diminuire di b , invece, aumenta la frequenza di occorrenza di terremoti alle magnitudo più alte.

Le analisi probabilistiche, laddove integrino i contributi di scuotimento derivanti da numerose sorgenti sismiche, richiedono una considerevole mole di calcolo e assunzioni legate al disomogeneo livello di informazioni disponibili. Il problema principale è costituito dal fatto che lo scuotimento determinato (ad es. uno spettro di risposta a pericolosità uniforme) non è mai rappresentativo dello scuotimento indotto da un terremoto reale, dal momento che si integrano i contributi di famiglie di terremoti di diversa magnitudo, durata e contenuto in frequenza.

Terremoto di progetto

Nonostante l'immediatezza di determinazione dei parametri di picco del moto (accelerazione, velocità e spostamento, ricavabili direttamente dalle registrazioni sismometriche), tuttavia i parametri del moto del suolo più utili a fini

ingegneristici sono le storie temporali e gli spettri di risposta.

Le storie temporali in termini di accelerazione (ma le stesse considerazioni valgono anche per le velocità e gli spostamenti) forniscono una descrizione completa di come varia il moto del suolo nel tempo e permettono di cogliere i parametri significativi dello scuotimento, ossia l'ampiezza del moto, la durata e il contenuto in frequenza.

Le storie temporali vengono impiegate nelle analisi dinamiche di opere importanti piuttosto che nella progettazione convenzionale, giacché richiedono un'elevata esperienza affinché la selezione sia realmente affidabile e strumenti di analisi raffinati.

Spettri di risposta

Lo spettro di risposta è la risposta massima alle sollecitazioni sismiche di una famiglia di oscillatori semplici ad un solo grado di libertà dotati di smorzamento ed inerzia (figura 7). Nella progettazione si usano in genere spettri di forma lisciata e regolarizzata piuttosto che gli articolati spettri che derivano direttamente dal processamento di una storia temporale; questi spettri vengono definiti spettri di progetto o spettri di riferimento, e vengono spesso usati per selezionare le appropriate storie temporali.

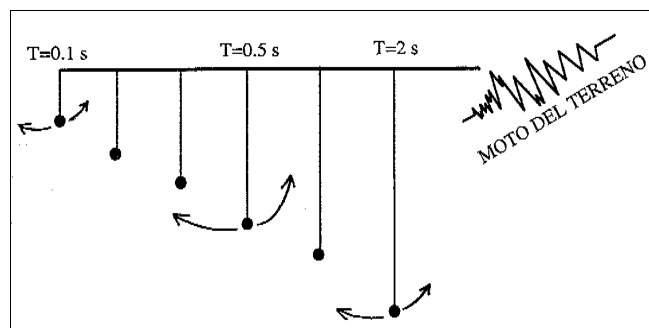


Figura 7. Spettro di risposta: risposta di una serie di oscillatori smorzati a un solo grado di libertà.

Elastic response spectrum: the response of a set of damped single-degree-of-freedom oscillators.

Scelta delle storie temporali

Le storie temporali vengono in genere selezionate in modo da riprodurre uno spettro di risposta di riferimento (tipo quelli di norma) e facendo attenzione che si riferiscano a parametri come la magnitudo, la distanza, le condizioni di sito, il meccanismo sorgente, o altro, congruenti con il terremoto di riferimento individuato dall'analisi di pericolosità.

La disponibilità sempre crescente di banche dati accelerometriche di diversi terremoti, rende sempre più percorribile la strada di selezionare le storie temporali a partire da registrazioni reali, avendo cura di verificarne la compatibilità con le condizioni sismotettoniche di interesse.

Le registrazioni di terremoti con caratteristiche simili possono essere scalate, entro certi limiti, ai valori dei parametri di scuotimento selezionati come valori di controllo.

Laddove le storie temporali di terremoti reali siano insufficienti, si può ricorrere alla generazione di accelerogrammi artificiali o sintetici. I primi sono generati attraverso tecniche di simulazione di un processo stocastico nel dominio del tempo o delle frequenze. I secondi sono invece il frutto della modellazione del processo alla sorgente, del percorso e delle condizioni di sito attraverso relazioni semiempiriche o modellazioni numeriche ad es. agli elementi finiti.

Uno dei problemi più rilevanti è costituito dal fatto che lo spettro di riferimento usato per generare delle storie temporali non sempre fa riferimento ad un preciso terremoto, bensì ad un insieme di eventi rappresentativi. Gli spettri a pericolosità uniforme, ad esempio, sono costruiti in modo da rappresentare la domanda di resistenza alle alte frequenze dovuta a terremoti piccoli ma frequenti e la domanda alle basse frequenze dovuta a terremoti forti ma rari. Una storia temporale generata a partire da un siffatto spettro di riferimento non potrà pertanto mai essere rappresentativa di un terremoto reale.

Una tecnica semplice e intuitiva di generazione di una storia temporale artificiale consiste nella modificazione del passo di una storia temporale (nell'esempio in figura 8a il passo di campionamento è stato dimezzato – es. da $\Delta T=0.02s$ a $\Delta T=0.01s$ – e le ampiezze raddoppiate) al fine di traslare le frequenze fondamentali dello spettro della registrazione verso quelle dello spettro di riferimento (in figura verso i bassi periodi del *target spectrum*).

Un'altra tecnica consiste nel sommare due o più registrazioni così da riprodurre uno spettro prossimo a quello di riferimento sia in ampiezza che in contenuto in frequenza (figura 8b).

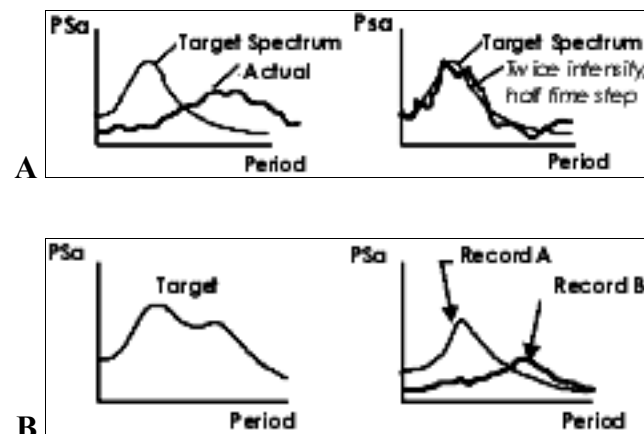


Fig. 8a. Adattamento dello spettro per traslazione delle frequenze. *The target spectrum is reproduced shifting frequencies.*

Fig. 8b. Adattamento dello spettro per somma di due o più spettri. *Two or more spectra are added to reproduce the target one.*

In ogni caso si deve tener presente che lo spettro generato a partire da una registrazione modificata con qualunque tecnica, non rappresenta alcun evento reale e, in particolare laddove vengano combinate tra loro due o più registrazioni, possono dare luogo a eventi fisicamente impossibili o, al più, altamente improbabili.

Spettri elastici di progetto

Gli spettri derivati dalle registrazioni di terremoti reali sono molto irregolari, così come mostrato in figura. Essi pertanto possono essere usati tal quali soltanto nelle analisi dinamiche al passo. In tutti gli altri usuali approcci della progettazione, essi richiedono invece di essere 'lisciati' e mediati, come mostrato in figura 9.

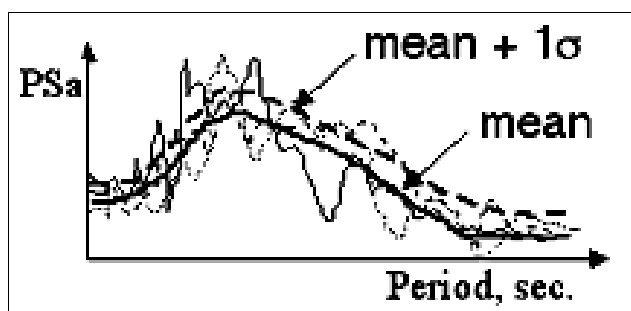


Figura 9. Spettri 'irregolari' e spettri 'lisciati'.
Rough and smoothed spectra.

Esistono metodi consolidati per ottenere uno spettro di forma regolarizzata a partire dai valori di picco stimati o effettivamente registrati del moto del suolo. Essi si basano sull'assunto che tutti gli spettri hanno forme caratteristiche in funzione dei valori assunti da questi parametri 'di controllo'.

Osservando la figura 10 si può notare come i valori massimi di accelerazione, velocità e spostamento si osservano in corrispondenza di differenti intervalli dei periodi spettrali. Inoltre, i valori massimi sono compresi in un intervallo dove i valori spettrali si mantengono pressoché costanti. Lo spettro può essere pertanto grossolanamente diviso in tre regioni o 'rami', rispettivamente ad accelerazione, velocità e spostamento costanti. Newmark & Hall (1982), hanno sviluppato una procedura rapida ed efficace per sviluppare degli spettri elastici di progetto a partire da poche e semplici informazioni di base.

Metodo di Newmark-Hall

Il metodo è basato sulla conoscenza o sulla stima dei valori di picco dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento. I valori di picco possono essere derivati o da registrazioni di terremoti reali oppure da analisi di pericolosità, stante oramai la disponibilità di leggi di attenuazione sia in accelerazione, sia in velocità, sia in spostamento.

Lo spettro di Newmark-Hall è graficato su un diagramma a 4 assi, chiamato diagramma trilogaritmico, che riporta i valori spettrali in velocità e il periodo (in scale logaritmiche) sugli assi cartesiani, e i valori spettrali di accelerazione e spostamento (in scale logaritmiche) secondo un sistema secondario di assi ortogonali inseriti nel piano cartesiano come mostrato in figura 11.

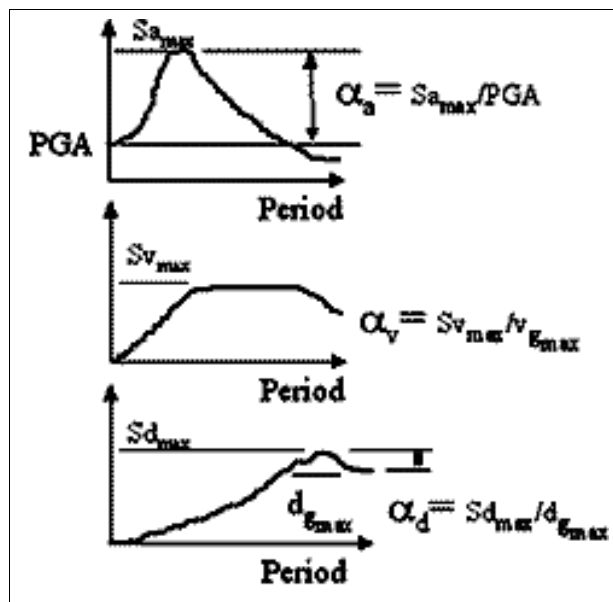


Figura 10. Relazioni tra valori spettrali e di picco degli spettri in accelerazione, velocità e spostamento (dall'alto in basso).
Relationships among spectral and peak values in terms of acceleration, velocity and displacement (from top to bottom).

La procedura consiste dei seguenti passi:

- si costruisce la curva dorsale (come in figura) a partire dai valori di picco dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento (rispettivamente, a_g , v_g , d_g);
- si applicano i coefficienti di amplificazione α ai diversi valori di coefficiente critico di smorzamento per i seguenti intervalli spettrali:
- alle alte frequenze ($T \leq A \cong 0.03s$) $\rightarrow Sa = a_g$ *accelerazione di picco*
- ramo ad accelerazione costante ($B \leq T < C$) $\rightarrow Sa = \alpha_a a_g$
- ramo a velocità costante ($C \leq T < D$) $\rightarrow Sv = \alpha_v v_g$
- ramo a spostamento costante ($D \leq T < E$) $\rightarrow Sd = \alpha_d d_g$
- lunghi periodi ($T \geq E \cong 10s$) $\rightarrow Sd = d_g$ *spostamento di picco*
- si collegano i diversi rami e si rappresenta lo spettro in maniera alternativa, se preferito, come mostrato nell'ultima delle figure in basso, che riporta lo spettro in sola accelerazione con la forma regolarizzata tipica di uno spettro di norma.

I coefficienti di amplificazione $\alpha_{a,v,d}$ dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento di picco, sono espressi in forma analitica in funzione del rapporto di smorzamento

rispetto al critico (β in %) e per due livelli di probabilità dello spettro corrispondenti al valore mediano (50° percentile) ed all'84° percentile di una distribuzione lognormale. L'avvertenza è che, qualora i valori di picco siano stati determinati dai valori mediani delle leggi di attenuazione, sono raccomandati i coefficienti di amplificazione all'84° percentile, viceversa, per valori derivati dalle leggi di attenuazione incorporandone l'incertezza, sono raccomandati i coefficienti di amplificazione mediani.

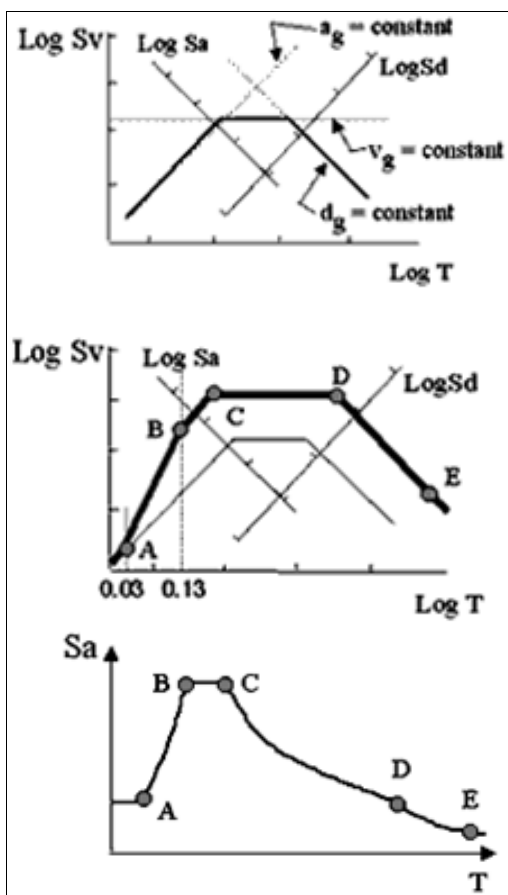


Figura 11. Tecnica di Newmark-Hall (1982) per la regolarizzazione degli spettri tipo 'norma'.
Newmark-Hall's (1982) technique to obtain reference code-like spectra.

mediana	84° percentile
$\alpha_a = 3.21 - 0.68 \cdot \ln \beta$	$\alpha_a = 4.38 - 1.04 \cdot \ln \beta$
$\alpha_v = 2.31 - 0.41 \cdot \ln \beta$	$\alpha_v = 3.38 - 0.67 \cdot \ln \beta$
$\alpha_d = 1.82 - 0.27 \cdot \ln \beta$	$\alpha_d = 2.73 - 0.45 \cdot \ln \beta$

I punti singolari C e D, che segnano il passaggio, rispettivamente, dal ramo ad accelerazione costante a quello a velocità costante, e dal ramo a velocità costante al ramo a spostamento costante, sono proporzionali a:

$$C \propto v_g/a_g \qquad D \propto a_g \cdot d_g/v_g^2$$

Un'applicazione del metodo alla sismicità italiana e le sue ripercussioni sulla zonazione (o classificazione) sismica del territorio è stata esplorata da Prestininzi et al. (2005), evidenziando la discrepanza esistente tra spettri zona-dipendente rispetto a quelli sito-dipendenti derivanti non da un accorpamento in zone o classi dei comuni Italiani, ma utilizzando direttamente gli spettri a pericolosità uniforme derivanti da una formale analisi di pericolosità sismica.

La disponibilità di analisi di pericolosità sismica, rende peraltro facilmente implementabile gli esiti di detti studi nella definizione di uno spettro elastico di risposta tipo 'norma', ossia di forma regolarizzata utilizzabile a fini progettuali. La procedura, utilizzata nelle norme americane a partire dalla fine degli anni '90, consiste nel determinare i valori di pericolosità attesi per due sole ordinate spettrali, a breve periodo (usualmente $T=0.2s$) e medio periodo ($T=1s$), rappresentativi in genere delle massime accelerazioni e velocità spettrali su suolo rigido di riferimento. Nel campo delle accelerazioni e delle velocità costanti, di maggiore importanza nella comune pratica ingegneristica (tra 0.2s e 2s circa), lo spettro di norma è costruito secondo quanto illustrato in figura 12.

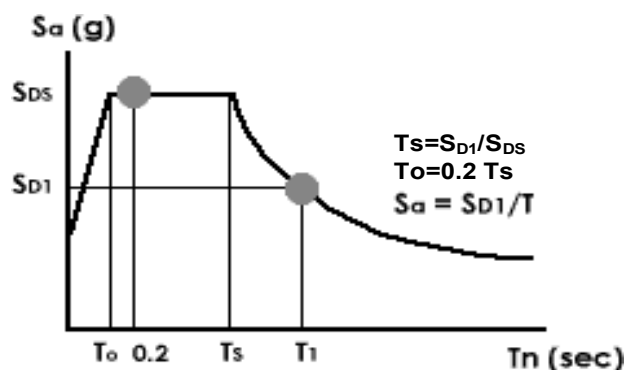


Figura 12. Spettro di norma: S_{DS} e S_{D1} , accelerazioni spettrali a breve (in genere 0.2s) e medio ($T=1s$) periodo.
Code-like spectrum: S_{DS} and S_{D1} , respectively, short (0.2s) and medium (1.0s) period spectral accelerations.

Le procedure descritte hanno valenza generale, nel senso che possono essere applicate una volta che si abbia a disposizione qualunque tipo di spettro registrato (o empiricamente derivato) in qualsiasi condizione. Tuttavia essi derivano da un'esperienza che storicamente nasce dalla registrazione di terremoti in campo far-field (ossia lontani dalla sorgente) e su terreni sufficientemente rigidi da escludere fenomeni significativi di non-linearità. In linea generale, in campo vicino (*near-field*) sia a_g che v_g aumentano, a causa di pulsazioni di lungo periodo; nel caso invece di terreni soffici (*soft*), questi hanno in genere valori di a_g prossimi o inferiori a quelli del terreno rigido di riferimento (*firm*), ma valori più elevati di v_g e d_g (vd. figura 13).

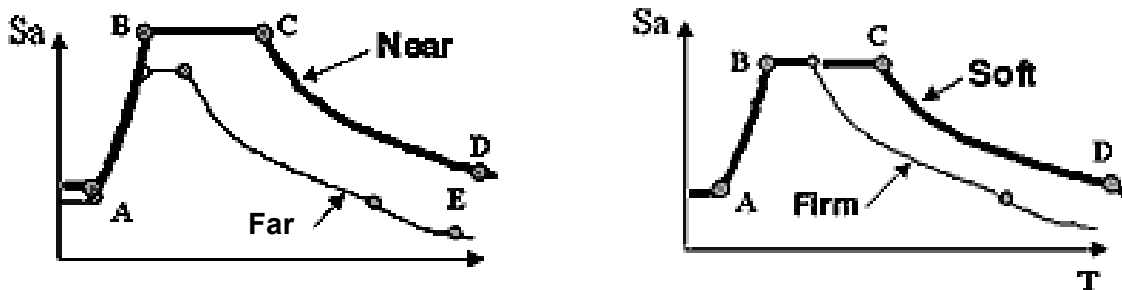


Figura 13. Effetti di sorgente e di sito sulla forma spettrale.
Source and site effects influence on the spectral shape.

La risposta sismica locale

Gli studi sperimentali e teorici sulla risposta sismica locale (RSL) trovano inevitabilmente riverbero nelle normative sismiche di moderna impostazione. Nella formulazione più semplice essa si presenta sotto la veste di una forma spettrale predefinita associata ad una categoria di suolo di fondazione per un dato livello di intensità dello scuotimento di riferimento. Tale modalità trova poi applicazione sia nella progettazione strutturale sito-dipendente, sia negli studi areali di microzonazione sismica.

Quasi tutte le più recenti normative sismiche internazionali (NEHRP2004, IBC2003, UBC1997, EC82003), emanate a seguito di forti terremoti che hanno interessato a vari livelli di severità ambiti urbani di elevata rilevanza socio-economica, hanno importato le osservazioni teorico-sperimentali effettuate durante questi eventi con le necessarie semplificazioni che una norma di valenza generale deve possedere.

Tra le novità di maggior rilievo delle ultime versioni di queste norme, c'è innanzitutto la dipendenza del livello di

amplificazione dalla severità dello scuotimento: a bassi valori di intensità si hanno maggiori livelli di amplificazione per il comportamento in campo quasi-elastico dei terreni; contrariamente, ad elevati valori di intensità dello scuotimento il terreno manifesta un comportamento marcatamente non lineare con una riduzione dei livelli di amplificazione spettrale (vd. figura 14).

In talune norme (IBC2003) vi è anche una differenziazione degli effetti in campo vicino per la medesima magnitudo. In accordo con le molteplici evidenze sperimentali, vengono inoltre introdotti livelli di amplificazione maggiorati per quelle situazioni sismostratigrafiche costituite da ridotte coperture di terreni sciolti soprastanti un substrato rigido che comportano marcati contrasti di impedenza. Infine, vi è una sempre più attenta e dettagliata definizione delle categorie di suolo di fondazione a riconoscimento dell'importanza e dell'estrema variabilità che tale fattore ha nel determinare i livelli di amplificazione attesi.

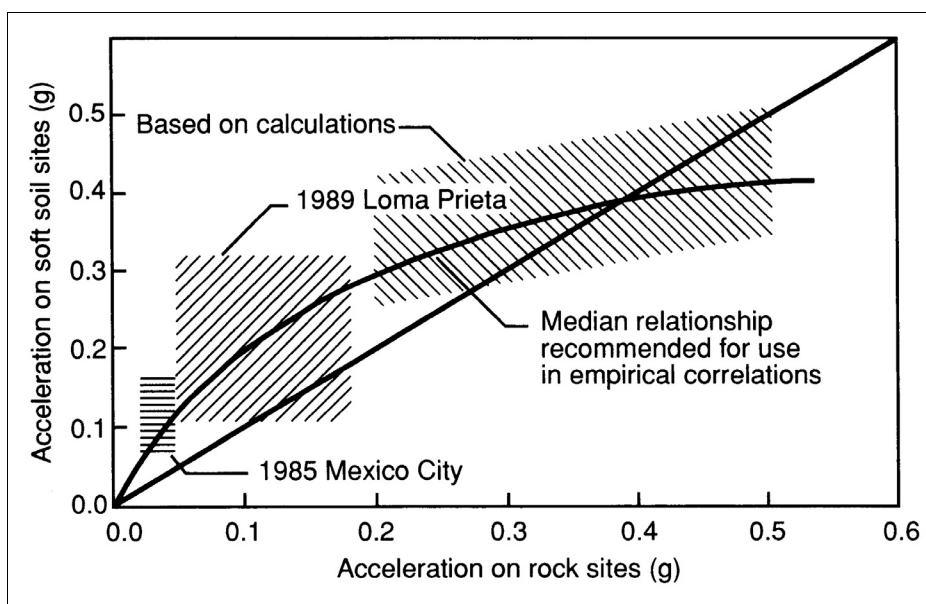


Figura 14. Relazioni tra accelerazioni di picco su suolo rigido e soffice.
Relationship between peak round accelerations on rock and soft sites. (Idriss, 1990)

A partire dallo studio capostipite di Seed et al. (1976), i parametri che nelle norme sismiche tengono in conto gli effetti di sito sono: a) le categorie dei suoli e i corrispondenti: b) fattori di amplificazione e c) forme spettrali. Le successive migliorie apportate sono affidate soprattutto alle analisi numeriche monodimensionali, corroborate dal fatto che gli effetti 1D legati ai contrasti di impedenza esercitano in genere una maggiore influenza di quelli 2D legati a particolarità morfologiche. Ciononostante, nell'EC8-5 (geotechnical aspects in seismic areas, sezione stabilità dei pendii) vi è un tentativo di schematizzare gli effetti di amplificazione topografica la cui modellazione e il cui corretto uso a fini regolatori non hanno ancora raggiunto una sufficiente base di consenso da parte della comunità scientifica (Pitilakis et al., 2001).

Modelli più sofisticati di analisi o di modellazione in campo non lineare dei terreni non trovano in genere applicazione né a fini normativi né a livello professionale nelle convenzionali opere di ingegneria civile, sia per l'elevato numero di parametri richiesti sia perché in genere

forniscono livelli di amplificazione minori rispetto ai più approssimati ma cautelativi modelli semplificati. Malgrado molti aspetti di RSL di primaria importanza non vengano ancora considerati nelle moderne norme tecniche (ad es., effetti di direttività e impulsi in velocità, effetti di bordo e di bacino, variabilità spaziale e asincronismo del moto, ...), è indubbio che le attuali norme internazionali e la medesima NTC2005 italiana costituiscano un enorme passo in avanti rispetto ai precedenti approcci con coefficiente scalare ad effetto incrementale delle azioni sismiche di progetto (il coefficiente di fondazione e della precedente norma).

Sia l'EC8 che le NTC schematizzano il suolo di fondazione in strati dal profilo omogeneo di rigidità, individuando 5+2 categorie-tipo riportate in tabella 1. Le categorie di sottosuolo indicate con la sigla S_1 e S_2 rappresentano categorie speciali di suoli suscettibili di deformazioni permanenti anche sotto l'azione di terremoti di moderata intensità, alle quali non è pertanto applicabile l'analisi convenzionale suggerita dalle Norme.

Tabella 1. Categorie di suolo di fondazione dell'EC8 e delle NTC.
Ground conditions of Eurocode 8.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{spr} (blows/30cm)	S_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 metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	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 cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Per le altre 5 classi (indicate con le sigle da A ad E) sono invece applicabili gli spettri convenzionali che definiscono l'azione sismica di Norma, in quanto si assume che gli stessi terreni si comportino in maniera elastica o ricorrendo alle approssimazioni dei modelli lineari-equivalenti.

Il vantaggio di una siffatta classificazione dei suoli di fondazione risiede soprattutto nella immediatezza di identificazione del profilo di riferimento, affidata alla determinazione di parametri di facile misurazione costituiti dalla velocità delle onde di taglio (V_S), dal numero di colpi della prova penetrometrica dinamica (N_{SPT}) o dalla resistenza al taglio non drenata (S_u). Va precisato al riguardo che dei tre parametri l'unico che esprime in maniera diretta e coerente con la teoria la rigidità del terreno è la velocità delle onde di taglio ($G = \rho V_S^2$). Per contro, si suppone che gli effetti siano tutti concentrati nei primi 30 metri, attraverso un profilo equivalente definito dal parametro:

$$Y_H = H / \sum_{i=1,n} h_i/y_i$$

dove H è limitato appunto ai primi 30 metri, Y è uno dei tre parametri di identificazione del profilo di riferimento riportati in tabella 1, n sono gli strati in cui è suddiviso il profilo di riferimento.

L'interpretazione del profilo equivalente Y_{30} calcolato a partire dalla quota di imposta delle fondazioni è concettualmente errata, essendo le amplificazioni, e le forme spettrali loro associate, definite in campo libero.

Tale schematizzazione è valida solo nel caso in cui al di sotto dei 30 metri sia presente un substrato rigido, caratterizzato cioè da un marcato contrasto di impedenza con i terreni soprastanti (idealmente un terreno di classe A o superiore). Sono pertanto esclusi i casi di profili verticali caratterizzati da un notevole spessore di terreni poco addensati (per i quali le autorità nazionali sono chiamate a dare indicazioni in proprio), o i casi di brusche variazioni di rigidità entro i primi 30 metri (anche con inversioni) e substrato giacente a grande profondità. Tale schematizzazione nasce tuttavia dall'esperienza di progetti

di ricerca internazionali (Turkey flat, Ashigara Valley, ...) in cui il profilo di riferimento è ricondotto ai primi 30 metri sulla base di un rapporto costi/benefici, avendo osservato che nel caso di terreni caratterizzati da una certa omogeneità, la rigidità aumenta all'aumentare della pressione di confinamento e pertanto, anche in assenza di un substrato prossimo alla superficie, le prime decine di metri sono quelle più significative ai fini dell'amplificazione locale, in relazione anche all'economicità e alla capacità esplorativa delle usuali indagini geofisiche e geognostiche.

I livelli di amplificazione sono introdotti dalle nuove norme, così come nelle precedenti, sotto forma di coefficienti scalari che incrementano le azioni sismiche di progetto, anche se, come vedremo al punto successivo, la loro influenza va vista in funzione anche della conseguente modificazione della forma dello spettro. I coefficienti vanno da 1 (nessuna amplificazione, terreno di classe A) fino ad un massimo di 1,4 (terreno di classe E). Al riguardo si sottolinea come le NTC accorpino i profili EC8 in tre sole classi di amplificazione (e rispettivi spettri di risposta elastici), accomunando gli effetti dei profili B-C-E. Il vantaggio, certamente più convincente nella forma proposta dall'EC8 che non dalle NTC considerata l'estrema varietà delle condizioni sismostratigrafiche riscontrabili in natura rispetto ad una semplificazione a sole 5 classi (addirittura 3 nelle NTC), consiste nel linearizzare, semplificandolo, un fenomeno marcatamente non lineare, quale quello della riduzione della rigidezza con il crescere della deformazione che comporta un progressivo aumento del contrasto di impedenza rispetto al substrato e, pertanto, un aumento dell'ampiezza del moto in superficie.

Lo svantaggio è costituito dal fatto che non si tiene conto delle capacità dissipative del mezzo, anch'esse dipendenti dal livello di deformazione raggiunto ma in senso riduttivo delle ampiezze del moto, così come le forme spettrali di Seed et al. (1976) mostrano chiaramente (figura 15).

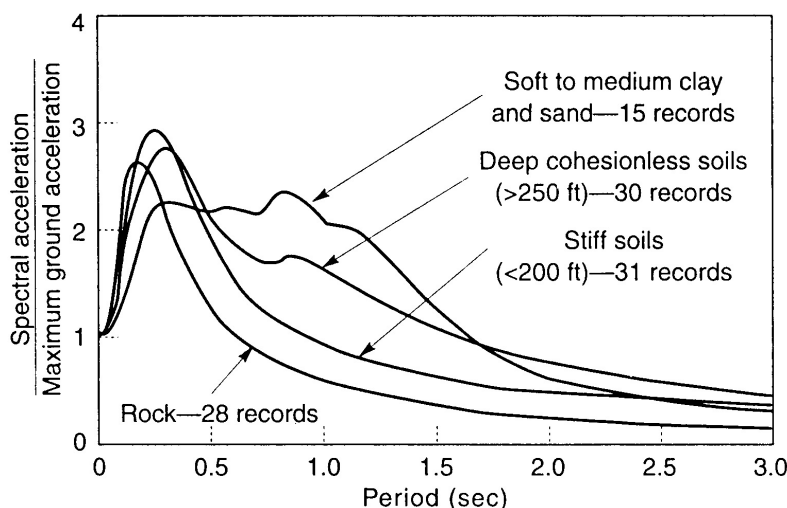


Figura 15. Spettri di risposta derivanti da accelerogrammi registrati in diverse condizioni di sito.

Soil-dependent response spectra derived from strong motion records. (Seed et al., 1976)

Le forme spettrali dipendono dalla classe di terreno, nel senso che al diminuire della rigidità del profilo equivalente di terreno si allarga la banda in frequenza del plateau in accelerazione, ossia il ramo dello spettro ad accelerazione costante, coerentemente con la teoria che vede il periodo fondamentale di risonanza del terreno aumentare al

diminuire della rigidezza. In Tabella 2 sono confrontati i coefficienti di amplificazione delle classi di terreno dell'EC8 e delle NTC (insieme al previgente D.M. 16/01/1996), nonché i periodi spettrali che caratterizzano le variazioni di forma dei rispettivi spettri elastici di risposta.

Tabella 2. Confronto tra i coefficienti di amplificazione (S) delle classi di terreno dell'EC8 e delle NTC. La categoria di suolo per la quale il DM96 prevedeva un'amplificazione corrisponde alla classe E dell'EC8. I periodi spettrali (T_B , T_C , T_D) indicano i punti di passaggio, rispettivamente, ai rami ad accelerazione, velocità e spostamento costanti.

Comparison of Eurocode 8, the current Italian code (NTC 2005) and the previous one (DM '96), about site amplifications (S) and vibration periods (T) marking the beginning of the spectral branches at constant acceleration, velocity and displacement (T_B , T_C , T_D , respectively); the soil type for which DM96 provide a site amplification coefficient corresponds to soil type E of EC8.

D.M. 96	Tutti i terreni $\epsilon=1$ $T_b=0$		Depositi alluvionali, H=5-20m $\epsilon=1.3$ $T_C=0.8$		
EC8	A S=1 $T_B=0.15$ $T_C=0.4$ $T_D=2$	B S=1.2 $T_B=0.15$ $T_C=0.5$ $T_D=2$	C S=1.15 $T_B=0.20$ $T_C=0.6$ $T_D=2$	D S=1.35 $T_B=0.20$ $T_C=0.8$ $T_D=2$	E S=1.4 $T_B=0.15$ $T_C=0.5$ $T_D=2$
NTC 2005	A S=1 $T_B=0.15$ $T_C=0.4$ $T_D=2$	B C E S=1.25 $T_B=0.15$ $T_C=0.5$ $T_D=2$			D S=1.35 $T_B=0.20$ $T_C=0.8$ $T_D=2$

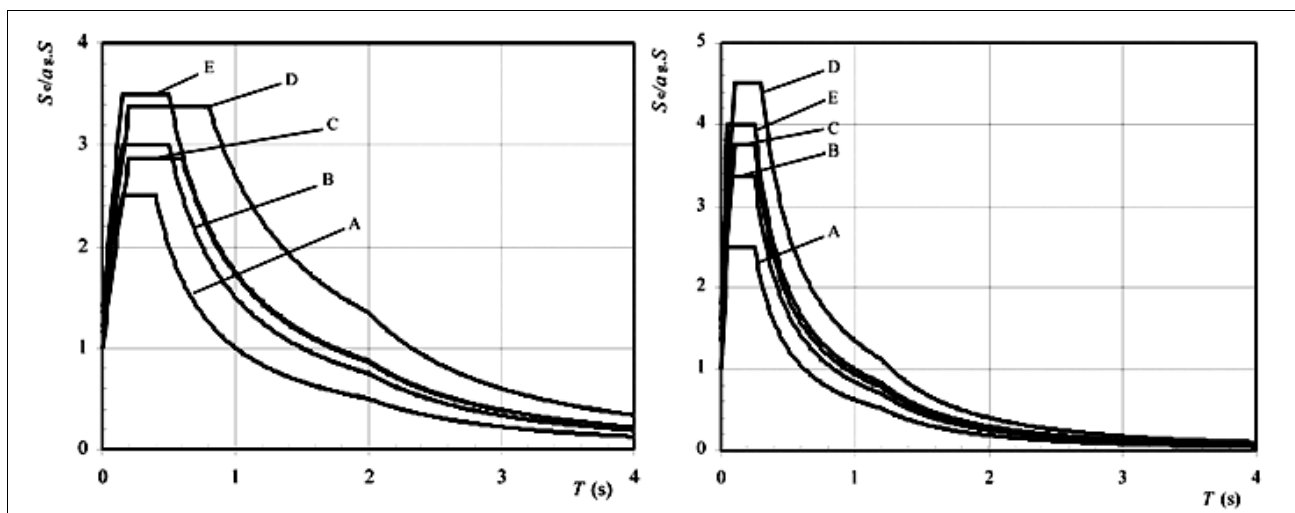


Figura 16. Spettri di risposta previsti dall'Eurocode 8 per diverse categorie di suoli e per alta ($M > 5.5$ a sinistra) e bassa ($M \leq 5.5$ a destra) sismicità.

Response spectra provided by Eurocode 8 for different soil conditions and for high (left) and low (right) seismicity ($M = 5.5$ being the threshold magnitude).

Un'ultima osservazione riguarda infine la dipendenza delle forme spettrali sito-dipendenti (intendendo per sito il profilo di terreno equivalente) dalla severità dello scuotimento di base. Nell'EC8 tale influenza è tenuta in conto attraverso 2 famiglie di spettri, una valida nel caso di magnitudo fino a 5.5 (figura 16 a destra), l'altra per magnitudo maggiori (figura 16 a sinistra). Tale considerazione nasce dal fatto che la magnitudo influenza sia l'ampiezza che il contenuto in frequenza della sollecitazione trasmessa dal substrato ai terreni di copertura, per cui, a bassi valori di sollecitazione, si osserva nei terreni un comportamento in campo quasi elastico con livelli di amplificazione maggiori concentrati alle alte frequenze; viceversa, per stati di sollecitazione maggiori, i terreni dissipano parte dell'energia trasmessa dalle onde sismiche, riducendo i corrispondenti livelli di amplificazione che si allargano però verso il campo delle basse frequenze. Ecco la ragione delle due famiglie di spettri che, nel caso delle NTC, si riducono ad una sola coincidente con quella per $M_s > 5.5$ dell'EC8.

Va inoltre osservato che per le verifiche allo stato limite ultimo, gli spettri delle NTC, come per l'EC8, assumono che l'accelerazione di ancoraggio degli spettri (accelerazione di progetto a_g), è definita come l'accelerazione di picco (PGA) su suolo libero attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, cui corrisponde un tempo di ritorno pari a 475 anni. Le NTC fissano 4 zone sismiche con valori di a_g convenzionali, al cui valore viene ancorato lo spettro di riferimento suolo-dipendente. La forma dello spettro è costituita da un ramo ascendente linearizzato, da un plateau in accelerazione e da due rami, detti rispettivamente a velocità e spostamento costanti, con andamento $\propto T^{-1}$ e $\propto T^{-2}$, rispettivamente, alle medie e alle basse frequenze (seguono cioè la forma linearizzata proposta da Newmark-Hall). Se consideriamo che le comuni opere di ingegneria civile hanno periodi propri compresi tra 0,1s÷1,0s, assume particolare importanza il punto di passaggio dal ramo ad accelerazione costante a quello a velocità costante, denominato T_C dalle norme. Questa frequenza di passaggio determina l'ampiezza del ramo ad accelerazione costante, particolarmente importante per la sicurezza di strutture rigide o caratterizzate da un basso rapporto di snellezza. Il valore di T_C può essere determinato a partire dai valori calcolati dello spettro a pericolosità uniforme imponendo che sia $SA_{\max} = SV_{\max} \cdot \omega$, essendo SA_{\max} il valore massimo dell'accelerazione spettrale (usualmente intorno a $T=0,2s$) e

SV_{\max} il valore massimo della velocità spettrale (usualmente intorno a $T=1,0s$), per cui risulta essere $T_C = SA_{1,0s} / SA_{0,2s}$. Questo fa sì che calcolando direttamente la pericolosità per 3 soli valori spettrali (PGA, $SA_{0,2s}$ e $SA_{1,0s}$) sia possibile determinare lo spettro di sito *ad hoc* secondo la forma regolarizzata prevista dalle Norme, senza il ricorso ad alcuna attribuzione di zona sismica. L'analisi semplificata che fa ricorso alle zone sismiche, comporta infatti un'approssimazione che, sintetizzata, si traduce in una sovrastima delle azioni convenzionali alle basse frequenze e ad una sottostima alle alte frequenze per i siti la cui pericolosità è determinata da terremoti di media severità, e viceversa per i siti influenzati da terremoti di elevata magnitudo (Prestininzi et al., 2005).

Conclusioni

Sono stati illustrati i principi su cui sono basate le moderne norme tecniche internazionali in tema di definizione delle azioni sismiche di progetto, ivi incluse lo standard europeo (EC8) e le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2005). Per tutte, le azioni sismiche sono basate su un mix di pericolosità sismica, che definisce lo scuotimento atteso al bedrock in funzione delle caratteristiche sismotettoniche a scala regionale, e di valutazione degli effetti locali. Quest'ultimi, di cui si riconosce la rilevanza, sono trattati in modo ancora molto semplificato, attraverso il riconoscimento di un profilo sismostratigrafico tipo, cui è associata una forma spettrale predefinita, al più dipendente dal livello di scuotimento di base. L'approccio rigoroso, basato su una formale analisi della risposta sismica locale con metodi empirici o soluzioni numeriche, è riservata a non meglio identificate 'opere di particolare importanza'. In questo senso è auspicabile, così come sta progressivamente affermandosi il concetto di valutazione dello scuotimento al bedrock determinato ad hoc per ogni sito, che anche la valutazione ad hoc della RSL entri per default nella prassi progettuale, riservando l'approccio semplificato con categorie di suolo di fondazione, a ben definite 'opere di minore importanza'.

Va sottolineato infine, a doveroso riconoscimento di chi ha dedicato la propria vita professionale all'argomento trattato in questa nota, che i fondamenti dell'azione sismica su cui sono basate le 'moderne norme', come si può evincere dall'allegata bibliografia, derivano da studi compiuti almeno vent'anni or sono, a dimostrazione che *nihil melius est quam discere ab patribus suis*.

Bibliografia

- Arias, A., 1970. A measure of earthquake intensity. MIT Press, Cambridge, MA, 438-483.
- Bolt, B.A., 1969. Duration of strong motion. Proceedings 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1304-1315.
- Boore, D.M., 1983. Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra. Bulletin Seismological Society of America, 73, 1865-1884.
- Castenetto, S., Rebuffat, M., Romeo, R.W. & Tranfaglia G., 1991. Banca dati dei più forti terremoti italiani del XX secolo. X Convegno Nazionale di Geofisica della Terra Solida, Novembre 1991, Roma, 335-358.
- Cornell, C.A., 1968. Engineering seismic risk analysis. Bulletin Seismological Society of America, 58, 1583-1606.
- D.M. 14.09.2005, Norme Tecniche per le Costruzioni. (G.U. 222 del 23/09/2005, S.O. 159).

- EN 1998-1:2004. Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- EPRI (Electric Power Research Institute), 1988. Seismic Hazard Methodology for Central and Eastern United States. EPRI NR-4726, vols. 1-10.
- Grünthal, G., 1998. The European Macroseismic Scale, EMS. European Seismological Commission, Luxembourg 1998, ISBN 2-87977-008-4.
- Gutenberg, B. & Richter, C.F., 1944. Frequency of earthquakes in California. *Bulletin Seismological Society of America*, 34(4), 1985-1988.
- Gutenberg, B. & Richter, C.F., 1956. Earthquake magnitude: intensity, energy and acceleration. *Bulletin Seismological Society of America*, 46, 104-145.
- Housner, G.W., 1959. Behaviour of structures during earthquakes. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 85(EM14), 109-129.
- Hanks, T.C. & Kanamori, H., 1979. A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research*, 84, 2348-2350.
- Idriss, I.M., 1990. Response of soft soil sites during earthquakes. In J.M. Duncan ed., Proc. H.B. Seed Memorial Symposium, BiTech Publ., Vancouver, BC, 2, 273-289.
- Muir-Wood, R., 1993. From global seismotectonics to global seismic hazard. *Annali di Geofisica*, 36(3-4), 153-168.
- Newmark, N.M. & Hall, W.J., 1982. Earthquake spectra and design. EERI Research Report, 82-71183, 103 pp.
- Pitilakis, K.D., Makra, K.A. & Raptakis, D.G., 2001. 2D vs. 1D site effects with potential applications to seismic codes. Proceedings XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, 123-133.
- Prestininzi, A., Pugliese, A. & Romeo, R.W., 2005. Proposta di classificazione e azioni sismiche da applicare al territorio italiano. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, 1(1), 57-70.
- Reid, H.F., 1911. The elastic rebound theory of earthquakes. *Bulletin of the Department of Geology, University of Berkeley*, 6, 413-444.
- Reiter, L., 1990. *Earthquake Hazard Analysis*. Columbia University Press, NY, 254 pp.
- Richter, C.F., 1958. *Elementary Seismology*. W.H. Freeman and Co., San Francisco, 768 pp.
- Schwartz, D.P. & Coppersmith, K.J., 1984. Fault behaviour and characteristic earthquakes: example from the Wasatch and San Andreas fault zones. *Journal of Geophysical Research*, 89(B7), 5681-5698.
- Seed, H.B., Ugas, C. & Lysmer, J., 1976. Site-dependent spectra for earthquake-resistant design. *Bulletin Seismological Society of America*, 66, 221-243.
- Seed, H.B. & Idriss, I.M., 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. EERI Research Report, 82-84224, 134 pp.
- Sieberg, A., 1930. *Geologie der Erdbeben*. *Handbuch der Geophysik*, 2(4), 552-555.
- Trifunac, M.D. & Brady, A.G., 1975. A study of the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin Seismological Society of America*, 65, 581-626.
- Wells, D.L. & Coppersmith, K.J., 1994. New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bulletin Seismological Society of America*, 84, 974-1002.