



**Conferenza delle Regioni
e delle Province autonome**

Commissione protezione civile

Sottocommissione 8

Attuazione della normativa sismica

Presidenza del Consiglio dei Ministri

Dipartimento della protezione civile

Indirizzi e criteri per la

MICROZONAZIONE SISMICA

Linee Guida

Gruppo di lavoro *“Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica”*

A cura di F. Bramerini, G. Di Pasquale, G. Naso, M. Severino

2.1 Procedure per la predisposizione delle indagini

2.1.1 GENERALITÀ

Le indagini in sito e in laboratorio contribuiscono alla definizione del modello del sottosuolo, in base alle unità litotecniche presenti, ai loro rapporti stratigrafici e geometrici e ai parametri fisico-meccanici che le caratterizzano. La conoscenza di tale modello permette di effettuare valutazioni sui fenomeni di amplificazione locale per le zone stabili e su eventuali fenomeni di instabilità.

Le indagini necessarie per costruire un modello del sottosuolo, possono essere così classificate:

- rilevamenti geologici, geomorfologici e litologico-tecnici
- indagini geofisiche
- indagini geotecniche
 - indagini in sito
 - prove di laboratorio

In Appendice (capitolo 3.4) sono riportate alcune istruzioni tecniche dettagliate per l'esecuzione, l'acquisizione dati e la presentazione dei risultati delle indagini geologiche, geofisiche, geognostiche e geotecniche. Nei seguenti due paragrafi si riportano alcune informazioni e indicazioni di carattere generale.

2.1.2 TIPI DI INDAGINI

Per ricostruire il modello del sottosuolo è importante acquisire:

- una base topografica del territorio; per uno studio di MS, la scala di indagine non deve essere inferiore a 1:10.000;
- carte tematiche del territorio; carte geologiche, geologico-tecniche, idrogeologiche, geomorfologiche, che rappresentano il prodotto di un accurato rilevamento di campagna;
- dati litostratigrafici e geotecnici acquisiti per mezzo di sondaggi meccanici e prove in laboratorio;
- dati geofisici che definiscono la velocità di propagazione delle onde sismiche all'interno dei terreni e la geometria delle unità litotecniche.

Esistono diverse prove che possono essere effettuate. Le più utilizzate sono:

- Le prove penetrometriche standard (SPT), vengono utilizzate per ottenere valori quantitativi sulla resistenza del terreno alla penetrazione. La prova consiste nel far cadere una mazza da 63.5 Kg da un'altezza di 76.2 mm (standard europeo) su una batteria di aste che possiedono, nella parte terminale, un campionatore cilindrico. Il campionatore viene infisso per 15 cm dopo di che si registra il numero di colpi necessario ad ottenere una ulteriore penetrazione nel terreno di 15 + 15 cm; tale valore rappresenta la resistenza alla penetrazione.
- Le prove penetrometriche statiche (CPT), sono basate sull'infissione di una punta nel terreno a velocità costante di 20 mm al secondo. Lo strumento è costituito da una punta e da un manicotto di attrito, che misurano rispettivamente la resistenza alla punta (q_p) e la resistenza laterale (F_s). Il rapporto di questi due valori consente una stima della natura del suolo attraversato (grana fine o grana grossa). Utilizzando opportune correlazioni la resistenza alla punta può essere utilizzata per la stima di alcune proprietà meccaniche ed è possibile ricostruire una stratigrafia approssimata del sottosuolo.



- Le prove scissometriche (*Vane test*), sono effettuate con una attrezzatura formata da una batteria d'aste al cui fondo è posto un sistema di alette a forma di croce, e all'estremità superiore uno strumento di torsione e lettura dello sforzo. Le alette vengono completamente infisse nel fondo di un sondaggio per una profondità di 50 cm; poi, mediante uno strumento di torsione vengono fatte ruotare, in modo da provocare la rottura del terreno su una superficie cilindrica. Dallo sforzo necessario a raggiungere la rottura, o momento torcente [M_t], è possibile risalire al valore della resistenza al taglio non drenata in sito [c_u].
- Le prove dilatometriche (DMT)³⁹, consistono nell'infiggere verticalmente nel terreno, mediante spinta statica, uno strumento di prova a lama, espandendo con del gas in pressione una membrana circolare situata su di un lato dello strumento e misurando le pressioni corrispondenti a due livelli di deformazione predeterminati della membrana. Il dispositivo di spinta può essere costituito da un penetrometro statico da 20 t di spinta effettiva, completo di batteria di aste di spinta, oppure dal dispositivo di spinta di una sonda da perforazione. L'attrezzatura dilatometrica comprende: a) lama dilatometrica (95 x 200 x 15 mm), con membrana metallica laterale espandibile per 1.1 mm al centro; b) centralina di misura; c) cavo elettropneumatico di collegamento del dilatometro con la centralina; d) bombola di gas azoto, con riduttore di pressione. Il dilatometro è spinto verticalmente nel terreno arrestando la penetrazione a intervalli di 20 cm per l'esecuzione delle misure. Raggiunta la quota di prova, si arresta l'infissione e si scarica la spinta sulle aste. Si invia gas alla membrana misurando, tramite la centralina elettro-pneumatica di superficie: a) la pressione alla quale si ha il distacco della membrana (lettura A - il segnale cessa); b) la pressione necessaria per espandere di 1.1 mm il centro della membrana (lettura B - il segnale si riattiva); c) a richiesta può essere anche misurato ed annotato il valore C della pressione che agisce sulla membrana quando, durante lo scarico del gas, la stessa si richiude sulla posizione A di riposo riattivando il segnale acustico.

Per mezzo di prove di laboratorio possono essere invece definite:

- Le proprietà indice del campione: la granulometria, il contenuto d'acqua (w), l'indice plastico (I_p), il peso naturale dell'unità di volume (γ_s), la densità relativa [D_r].
- I parametri meccanici statici - che definiscono la resistenza del terreno in termini di angolo di attrito (ϕ), coesione intercetta in termini di tensioni efficaci [c'] e la resistenza non drenata in termini di tensioni totali [c_u] - e le caratteristiche di deformabilità del terreno che vengono definite dal modulo di Young (E), dal coefficiente di Poisson (ν) e dal modulo edometrico [E_d].
- I parametri meccanici dinamici, che descrivono il comportamento del terreno sottoposto a sforzi ciclici, quindi la eventuale sovrappressione dell'acqua che viene generata (ΔU), il fattore di smorzamento [D] che riassume la dissipazione di energia e il modulo di taglio dinamico a bassa deformazione [G_d]. Il modulo di taglio [G_d] può essere anche ricavato, per mezzo di prove geofisiche, attraverso opportune formule di correlazione.

Tra le prove geofisiche che definiscono la velocità di propagazione delle onde sismiche all'interno dei terreni e contribuiscono alla ricostruzione geometrica dei corpi in profondità, le più importanti sono:

³⁹ La normativa di riferimento per questa prova è: ASTM (2001) "D 6635-01 Standard Test Method for Performing DMT", Book of Standards Volume 04.09; CEN-Eurocode 7 (1999) - "Flat dilatometer test (DMT)", Part 3, Section 9.

- Prove di sismica a rifrazione, che si basano sulla registrazione mediante una serie di geofoni del tempo di arrivo della prima onda sismica generata da una sorgente di energia. I geofoni e le sorgenti si trovano in superficie, in questo modo si ottengono profili sismici lineari.
- Prove Down-Hole e Cross-Hole, che sono indagini sismiche che necessitano di fori di sondaggio opportunamente attrezzati per misurare i tempi di trasmissione di onde sismiche nel terreno: in particolare nel foro vengono disposti geofoni che registrano l'arrivo di dette onde generate artificialmente. Nei Down-Hole il foro è unico e la sorgente dell'onda si trova in superficie, mentre nei Cross-Hole i fori sono generalmente due: uno per il geofono e uno per la sorgente. Dalla individuazione e interpretazione dei tempi di arrivo delle onde S e P è possibile risalire ai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) e di pressione (V_p).
- Prove con dilatometro sismico SDMT, che derivano dalla combinazione della prova dilatometrica classica con una attrezzatura di eccitazione in superficie e con un geofono inserito nella lama: in sostanza si ottiene una configurazione analoga al Down-Hole ma senza il foro e quindi si può misurare anche la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .
- Prove ESAC o SASW, che misurano le velocità delle onde superficiali, dalle quali è ricavata la velocità delle onde S.
- Stendimenti geoelettrici (SEV e SEO), attraverso la misura della resistività dei terreni consentono la definizione della geometria dei litotipi in profondità.
- Sondaggi radar che definiscono la geometria dei litotipi in profondità.
- Misure di microtremori che misurano il periodo e l'ampiezza delle vibrazioni del suolo, dell'ordine di grandezza di 10-4 – 10-2 mm, a cui è soggetto costantemente il nostro pianeta (rumore sismico ambientale o microtremore).

2.1.3 INDICAZIONI E RACCOMANDAZIONI

Le indagini devono essere opportunamente organizzate per l'ottimizzazione dei tempi e dei costi.

Il DM 21 gennaio 1988 stabilisce che "l'ampiezza dell'indagine deve perciò essere proporzionata alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, all'importanza dell'opera, alla complessità del sottosuolo ed allo stato delle conoscenze sulla zona in esame". Questo decreto dà indicazioni di carattere generale per la progettazione dei manufatti, ma accenna solo in breve alle indagini per lo studio su vaste aree.

Le Norme tecniche per le costruzioni riportano:

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. [...] Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive [...]. In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. [...] Deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. [...] Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

Per la progettazione sismica più precisamente si stabilisce che:

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II **Linee guida**

I principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si prevede l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2. Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo.

Anche in questo caso le indagini sono pensate come indirizzate alla progettazione di opere specifiche più che di area vasta.

Il processo di progettazione delle indagini è comunque un processo iterativo, perché i dati man mano acquisiti pongono nuovi problemi che richiedono nuove indagini per una risoluzione; ma lo è anche molto spesso per cause legate ai costi, alle disponibilità di apparecchiature e di professionisti esperti, che impongono una gradualità nell'esecuzione delle indagini.

Quanto accuratamente debbano essere accertate le caratteristiche del sottosuolo è un problema che va deciso in base alla comparazione tra obiettivi, mezzi e tempi a disposizione. In generale si può anche osservare che le indagini devono essere proporzionate anche alla complessità del problema e dei modelli di calcolo per risolverlo; infine, una valutazione dell'incertezza dei parametri dovrebbe essere sempre associata.

Per quanto riguarda la densità areale media dei punti di esplorazione, valori orientativi possono essere desunti dalla letteratura (AGI, 1977 e 2005: 0.1-2 prove /ha). I valori più alti devono essere riservati alle zone con più alto valore espositivo, alle zone con terreni di copertura meno compatti e consistenti ed alle zone che presentano una maggiore variabilità di caratteristiche.

La localizzazione va stabilita in relazione alla possibile maggiore suscettibilità dei terreni a dar luogo a fenomeni locali, allo stato delle conoscenze preesistenti, alla possibilità di accesso.

La profondità è anch'essa in relazione a diversi fattori ambientali. In generale, con i sondaggi e le prospezioni geofisiche dovrebbe essere stimata la profondità del bedrock. Indicativamente alcuni sondaggi dovrebbero raggiungere i 50 m.

I valori indicati non riguardano le zone instabili, dove i punti di esplorazione devono essere molto ravvicinati e le indagini spinte fino alla profondità necessaria per individuare la geometria e i caratteri delle formazioni di caratteristiche scadenti.

2.2 Procedura per la stesura della Carta delle indagini

La Carta delle indagini è un elaborato che viene predisposto per ciascuno dei tre livelli degli studi di MS (capitolo 1.6):

- per il livello 1 devono essere rappresentate le indagini preesistenti;
- per i livelli 2 e 3 devono essere rappresentate, oltre alle indagini preesistenti, anche le prove realizzate *ex-novo*.

Per tutti i livelli devono essere evidenziate le aree dove si ritiene importante o indispensabile che vengano effettuate ulteriori indagini.

2.2.1 FINALITÀ

Nella Carta delle indagini devono essere rappresentati la localizzazione e il tipo delle indagini.

Dalla distribuzione delle indagini per l'area di studio è possibile:

- individuare le aree con minore numero di indagini e pianificare le ulteriori indagini da effettuare;
- valutare preliminarmente la qualità dello studio: maggiore sarà il numero di indagini e di dati, più affidabili saranno l'interpretazione e i risultati.

2.2.2 SCALA DI RAPPRESENTAZIONE

La scala di rappresentazione, coerentemente a quanto previsto per gli studi di MS sarà 1:10.000 o superiore.

La raccolta delle indagini disponibili dovrà essere effettuata per un'area più estesa di quella oggetto dello studio, allo scopo di comprendere e documentare nella loro completezza il modello geologico preliminare e i fenomeni naturali che possono interessare l'area e avere implicazioni nella MS.

2.2.3 RAPPRESENTAZIONE DELLE INDAGINI

Le indagini dovranno essere rappresentate, in forma simbolica per tipologia.

Considerata l'importanza dello spessore delle coperture, delle coltri di alterazione e della profondità del bedrock per la valutazione della risposta sismica locale, nella Carta dovranno essere chiaramente evidenziate le prove che hanno raggiunto il substrato.

Le informazioni relative alle prove in sito e ai punti di prelievo dei campioni, sia preesistenti che di nuova realizzazione, dovranno essere organizzate in una banca dati e georeferenziate su base cartografica CTR, tramite GIS.

Rimandando alla predisposizione di specifiche tecniche per la predisposizione della banca dati georeferenziate delle indagini, si riporta a livello indicativo un elenco, non esaustivo, delle tipologie di indagini a cui far riferimento per una preliminare classificazione:



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

INDAGINI GEOTECNICHE

- S** Sondaggio a carotaggio continuo
- S_d** Sondaggio a distruzione di nucleo
- S_c** Sondaggio da cui sono stati prelevati campioni
- S_p** Sondaggio con piezometro
- S_i** Sondaggio con inclinometro
- SPT** Prova penetrometrica in foro (SPT)
- CPT** Prova penetrometrica statica con punta meccanica (Cone Penetration Test)
- CPTe** Prova penetrometrica statica con punta elettrica
- CPTU** Prova penetrometrica statica con piezocono
- DP** Prova penetrometrica dinamica pesante
- DL** Prova penetrometrica dinamica leggera

- DMT** Prova dilatometrica
- PP** Prova pressiometrica
- VT** Prova scissometrica o Vane Test
- PLT** Prova di carico con piastra
- SDMT** Dilatometro sismico

- P_a** Pozzo per acqua
- P_i** Pozzo per idrocarburi
- T** Trincea o pozzetto esplorativo
- T_v** Trivellazione

INDAGINI GEOFISICHE

- S_r** Profilo sismico a rifrazione
- S_i** Profilo sismico a riflessione
- 3D** Indagine sismica 3D o tomografia sismica
- DH** Prova sismica in foro tipo Down-Hole
- CH** Prova sismica in foro tipo Cross-Hole
- UH** Prova sismica in foro tipo Up-Hole
- ReMi** Prova REfraction Microtremors
- SCPT** Prova penetrometrica con Cono Sismico (Seismic Cone Penetration Test)
- R** Misura di rumore
- SASW** Spectral Analysis of Surface Waves
- MASW** Multichannel Analysis of Surface Waves
- SEV** Sondaggio Elettrico Verticale
- SEO** Sondaggio Elettrico Orizzontale
- PR** Profilo di Resistività

2.3 Procedura per la stesura della Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (livello 1)

La *Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica* (da qui in poi *Carta*) del livello 1 costituisce il documento fondamentale di questo livello di approfondimento. Tale *Carta* è redatta preferibilmente alla scala 1:5.000 – 1:10.000.

Questa sezione descrive i seguenti argomenti:

- delimitazione delle aree oggetto di studio;
- scelta dei dati di base;
- legenda e campo carta;
- individuazione delle sezioni geolitologiche significative.

2.3.1 DELIMITAZIONE DELLE AREE OGGETTO DI STUDIO

Le aree da cartografare sono individuate nell'ambito di confronti tra il soggetto realizzatore degli studi di MS e il soggetto proponente (generalmente rappresentato dai responsabili della pianificazione territoriale e della pianificazione per l'emergenza). La delimitazione concordata è comunque da considerare un'indicazione di massima ed in fase di stesura della *Carta* sono ammesse variazioni in relazione a problematiche geologiche e geotecniche individuate; in particolare, l'area di studio sarà estesa fino a comprendere la zona d'influenza dei fenomeni geologici che possono interessare l'area da microzonare.

2.3.2 SCELTA DEI DATI DI BASE

I dati di base utilizzabili, oltre alla cartografia di base disponibile, sono:

- carte geologiche e geomorfologiche alla scala 1:5.000 – 1:10.000;
- carta litotecnica alla scala 1:5.000 – 1:10.000;
- logs litostratigrafici dedotti da dati di sondaggio;
- sezioni geolitologiche costruite con dati dedotti da a., b. e c.;
- carte di dissesto idrogeologico (es. Progetto IFFI, piani provinciali di dissesto idrogeologico, piani delle Autorità di bacino);
- carta delle indagini.

2.3.3 LEGENDA E CAMPO CARTA



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

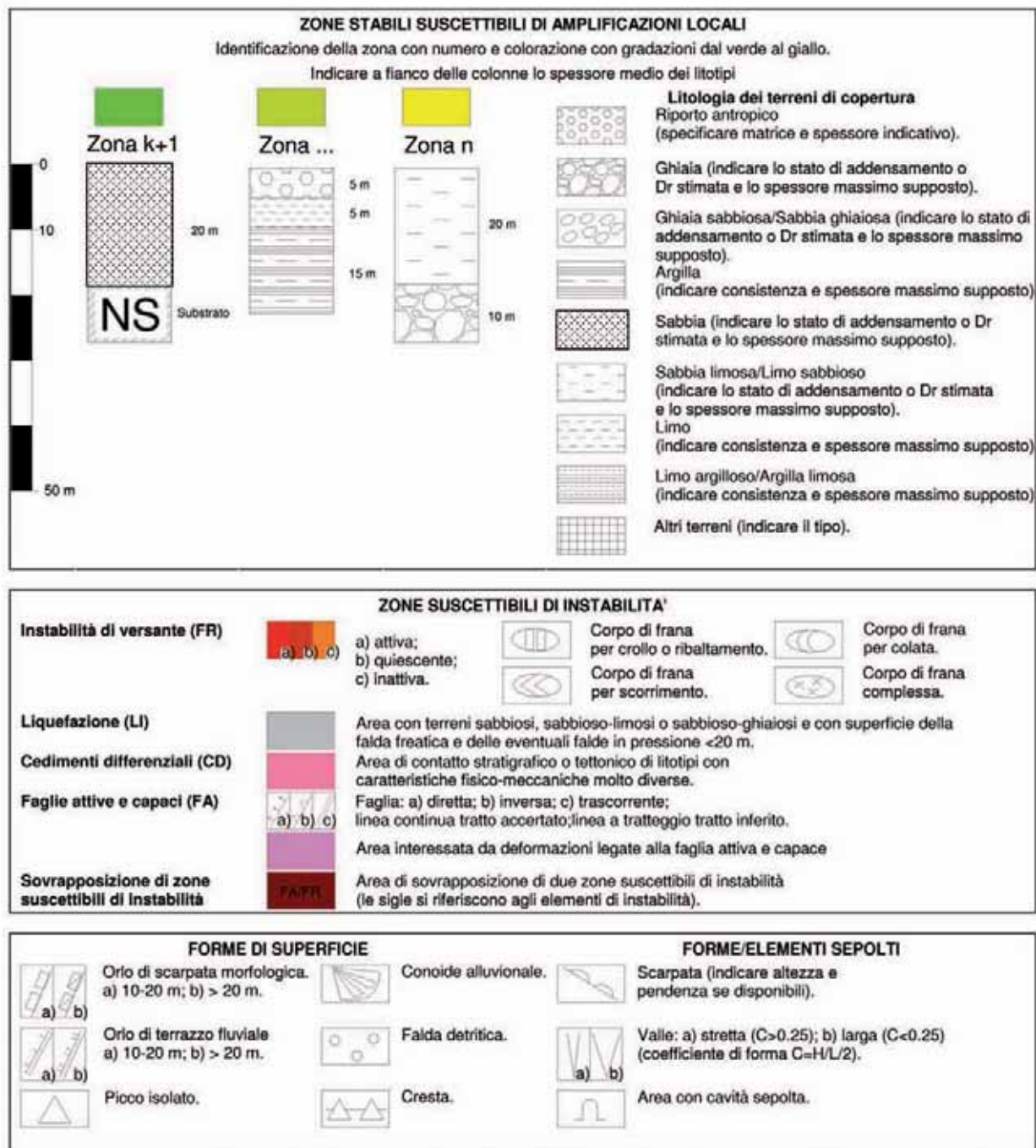


Figura 2.3-1 - Legenda della Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica.

La Carta è realizzata per ottenere un adeguato dettaglio, utile per il raggiungimento dei seguenti obiettivi:

- caratterizzazione del substrato geologico;
- caratterizzazione dei terreni di copertura;
- ricostruzione delle aree potenzialmente interessate da deformazioni permanenti in caso di evento sismico;
- definizione di forme geomorfologiche di superficie e sepolte, particolarmente importanti per problematiche sismiche.

Questi obiettivi sono perseguibili con la distinzione nel campo carta di tre tipologie di zone e con simboli indicanti forme di superficie e forme sepolte (Figura 2.3-1).

a. zone stabili, nelle quali non si ipotizzano effetti di alcuna natura, se non lo scuotimento, funzione dell'energia e della distanza dell'evento.

Sono le zone dove è affiorante il substrato geologico con morfologia pianeggiante o poco inclinata (pendii con inclinazione inferiore a circa 15°)⁴⁰.

Il soggetto realizzatore dovrà, in base alla letteratura, alle proprie conoscenze pregresse del territorio e in base ai dati raccolti, identificare le zone che più probabilmente sono caratterizzate da $V_p \geq 800$ m/s.

Si richiedono nella descrizione della zona alcune informazioni sul substrato:

- tipologia: lapideo, granulare cementato, coesivo sovraconsolidato, alternanza di litotipi, ad esempio depositi flyschoidi (differenza evidenziata con retini);
- stratificazione: sì/no (differenza evidenziata con indici S e NS);
- grado di fratturazione; differenza in base a parametro J_v (si noti che zone con $J_v > 10-15$ potrebbero non essere classificate come zone stabili, ma come zone stabili suscettibili di amplificazioni locali);
- profondità nelle zone dove non affiora (con isobate);
- posizione dei sondaggi che lo intercettano.

Le zone stabili saranno differenziate in base alla tipologia, alla stratificazione e al grado di fratturazione.

Le zone di questa categoria saranno caratterizzate da colori con gradazioni di blu e da un codice progressivo, identificativo per le singole aree, da 1 a k.

Saranno segnalate (con retino apposito di colore rosso su sfondo bianco e non avranno codice identificativo) fasce ad elevatissima fratturazione (es. fasce milonitiche in corrispondenza di lineamenti tettonici).

b. zone stabili suscettibili di amplificazioni locali, nelle quali sono attese amplificazioni del moto sismico, come effetto della situazione litostratigrafica e morfologica locale.

Sono le zone dove sono presenti terreni di copertura, coltri di alterazione del substrato, substrato molto fratturato, o substrato caratterizzato da velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_s < 800$ m/s). Gli spessori di questi terreni devono essere superiori ai 5 m.

Le litologie alle quali si assimilano quelle presenti sul territorio sono:

⁴⁰ Le Norme tecniche per le costruzioni e l'Eurocodice 8 prevedono che gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15° .



1. riporto antropico, con l'indicazione della matrice e dello spessore indicativo;
2. ghiaia, con l'indicazione dello stato di addensamento o la D_r e degli spessori minimi e massimi supposti;
3. ghiaia/sabbiosa-sabbia/ghiaiosa, con l'indicazione dello stato di addensamento o la D_r e degli spessori minimi e massimi supposti;
4. sabbia, con l'indicazione dello stato di addensamento o la D_r e degli spessori minimi e massimi supposti;
5. sabbia/limosa-limo/sabbioso, con l'indicazione dello stato di addensamento o la D_r e degli spessori minimi e massimi supposti;
6. limo, con l'indicazione della consistenza e degli spessori minimi e massimi supposti;
7. limo/argilloso-argilla/limosa, con l'indicazione della consistenza e degli spessori minimi e massimi supposti;
8. argilla, con l'indicazione della consistenza e degli spessori minimi e massimi supposti;
9. deposito alluvionale a granulometria mista o indistinta con l'indicazione degli spessori minimi e massimi supposti;
10. detrito di versante (su pendio con acclività $< 15^\circ$) a granulometria mista o indistinta e degli spessori minimi e massimi supposti;
11. coltre di substrato alterato o intensamente fratturato con l'indicazione degli spessori minimi e massimi supposti;
12. substrato caratterizzato da $V_s < 800$ m/s;
13. altri terreni, con l'indicazione del tipo e degli spessori minimi e massimi supposti.

Le zone stabili suscettibili di amplificazioni locali sono riportate nel campo carta e ognuna ha una corrispondenza univoca con una successione litologica riportata in legenda.

Accanto a ogni litologia è riportato lo spessore medio più rappresentativo del litotipo (tenendo naturalmente conto anche degli spessori minimi e massimi indicati nella legenda). Nelle zone in cui il dato è disponibile si riporta la profondità del substrato geologico. Le successioni litologiche, per quanto è possibile, sono riportate in scala.

Le microzone di questa categoria sono caratterizzate da colori con gradazione dal verde al giallo.

Le zone stabili suscettibili di amplificazioni locali saranno contrassegnate da un codice progressivo da $k+1$ a n .

c. zone suscettibili di instabilità, nelle quali gli effetti sismici attesi e predominanti sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio (non sono naturalmente esclusi per queste zone anche fenomeni di amplificazione del moto).

Le zone identificano quattro categorie di effetti deformativi:

- instabilità di versante [codice progressivo, identificativo per le singole aree, da FR_1 a FR_n].

Distinte per tipo di frana:

- per crollo o ribaltamento
- per scorrimento



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

- per colata
- frana complessa
- e distinte per attività:
 - attiva
 - quiescente
 - inattiva
- liquefazione (LI_f-LI_n).
Area con terreni sabbiosi, sabbioso-limosi o sabbioso-ghiaiosi e con superficie della falda freatica e delle eventuali falde in pressione < 15 m.
- faglia attiva e capace (FA_f-FA_n) (indicare l'area interessata dalle deformazioni legate alla faglia).
Distinte per tipo di faglia:
 - diretta
 - inversa
 - trascorrentee distinte per:
 - tratto accertato
 - tratto inferito
- cedimenti differenziali (CD_f-CD_n).
Area di contatto stratigrafico o tettonico di litotipo con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse.

La sovrapposizione di due zone suscettibili di instabilità deve essere segnalata con la presenza di entrambi i codici.

d. forme di superficie

- orlo di scarpata morfologica
 - 10 – 20m
 - > 20m
- orlo di terrazzo fluviale
 - 10 – 20m
 - > 20m
- picco isolato
- cresta
- conoide alluvionale
- falda detritica

e. forme/elementi sepolti

- scarpata
indicare altezza e pendenza
- valle



- valle stretta $C > 0.25$
- valle larga $C < 0.25$

C coefficiente di forma ($C = h/l$)

dove h è lo spessore della coltre alluvionale, l la sua semiampiezza

- area con cavità sepolta.

2.3.4 INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI GEOLITOLOGICHE SIGNIFICATIVE

In relazione alle caratteristiche geologiche e strutturali, alla morfologia ai rapporti tra depositi di copertura e substrato e alla distribuzione delle aree in studio sono ricostruite sezioni geologico-tecniche utili a prime considerazioni sulla pericolosità sismica locale.

In particolare, sono evidenziate le situazioni (potenziale causa di amplificazione sismica) alle quali è necessario porre attenzione per l'individuazione di sezioni 1D e 2D da sottoporre a modellazione numerica.

In relazione agli effetti dovuti ad una sollecitazione sismica, gli aspetti geologici e geomorfologici principali da considerare nel tracciare le sezioni sono così sintetizzabili:

- a. amplificazione per effetti topografici e morfologici. Sono discontinuità morfologiche che possono comportare l'amplificazione del moto del suolo connessa con la focalizzazione delle onde sismiche, quali:
 - pendii con inclinazione $> 15^\circ$ e dislivello superiore a circa 30 m;
 - bordi di terrazzo o zone di ciglio ($H > 10$ m);
 - creste rocciose sottili (larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$).
- b. amplificazione per effetti litologici. L'amplificazione è legata in primo luogo a differenze in termini di rigidità sismica tra substrato e copertura e secondariamente alla conformazione geometrica con conseguenti fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche: valli fluviali, conoidi, falde di detrito, ammassi rocciosi molto fratturati.
- c. amplificazione per morfologie sepolte. In questo caso il fenomeno di amplificazione è generato a causa di un substrato roccioso con morfologia sepolta molto accidentata (es. presenza di paleo-alvei). Ciò può produrre anche fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche.

In Allegato sono riportati alcuni esempi di tale carta.

2.4 Procedura per la stesura della Carta di microzonazione sismica

La Carta di microzonazione sismica del livello 2 costituisce il documento fondamentale di questo livello di approfondimento. Tale Carta è redatta preferibilmente alla scala 1:5.000 – 1:10.000.

Questa sezione descrive i seguenti argomenti:

- dati di base;
- legenda e campo carta.



ZONE STABILI - Identificazione della zona con colore blu			
	FA	FV	Informazioni sulle zone stabili
1	1		Si ricorda che zone con substrato geologico con $J_v > 10-15$ o con $V_s < 800$ m/s potrebbero non essere classificate come zone stabili
ZONE STABILI SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONI LOCALI - Identificazione della zona con colore dal giallo al rosso			
	FA	FV	Informazioni sulle zone stabili suscettibili di amplificazioni locali
			
			
			
ZONE SUSCETTIBILI DI INSTABILITÀ - Identificazione della zona con colore verde, sigla dell'instabilità e numerazione progressiva da 1 a n			
	Parametri quantitativi		Informazioni sulle zone suscettibili di instabilità
Instabilità di versante (FRT_x , FRR_x)	<i>Terreni(T): max spostamento (cm)</i> <i>Roccia(R): max distanza blocchi (m)</i> Es. $FRT_1 = 20$ cm ... Es. $FRR_n = 150$ m		
ZONE SUSCETTIBILI DI INSTABILITÀ - Identificazione della zona con colore verde, sigla dell'instabilità e numerazione progressiva da 1 a n			
Liquefazione (LI_j)	Potenziale di liquefazione LI Es. $LI_1 = 7$... Es. $LI_n = 18$		
Cedimenti differenziali (CD_z)	[nessuno]		
Faglie attive e capaci (FA_w)	[nessuno]		
Sovrapposizione di zone suscettibili di instabilità a zone stabili suscettibili di amplificazioni locali	Il colore di fondo indica la zona stabile suscettibile di amplificazione locale (da giallo a rosso), mentre la zona suscettibile di instabilità è indicata da un tratteggio sovrapposto verde obliquo, da sinistra a destra e dal basso verso l'alto, dalla sigla e dal numero progressivo.		

Figura 2.4-1 - Legenda della Carta di microzonazione sismica.



2.4.1 DATI DI BASE

La Carta riporta i risultati delle analisi per la quantificazione numerica degli effetti di amplificazione o di instabilità nelle zone la cui geometria è stata riportata nella *Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica* del livello 1.

Sarà possibile comunque, in base alle analisi effettuate in questo livello, che le geometrie delle suddette zone possano essere leggermente modificate.

La Carta sarà costruita sulla base dei valori di amplificazione ottenuti per ciascuna zona attraverso l'uso degli abachi (*FA* e *FV*; capitolo 2.5) e sulla base dei valori numerici attribuiti, con le metodologie semplificate descritte nei capitoli 2.6 e 2.7, per le zone suscettibili di instabilità.

2.4.2 LEGENDA E CAMPO CARTA

Nel campo carta e nella relativa legenda esplicativa (Figura 2.4-1) sono rappresentate tre tipologie di zone. Due di queste tipologie possono essere sovrapposte fra di loro.

Le tipologie di zone sono:

a. Zone stabili, nelle quali non si ipotizzano effetti di alcuna natura, se non lo scuotimento, funzione dell'energia e della distanza dell'evento.

Le zone di questa categoria saranno caratterizzate dal colore blu.

Sarà possibile riportare alcune informazioni di carattere generale sulle zone stabili.

Si ricorda che zone, definite stabili nella *Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica* del livello 1, ma caratterizzate da $J_s > 10-15$ o da $V_s < 800$ m/s potrebbero non essere classificate stabili.

b. Zone stabili suscettibili di amplificazione, nelle quali sono attese amplificazione del moto sismico, come effetto della situazione litostratigrafia e morfologica locale.

Le zone di questa categoria saranno caratterizzate numericamente dai valori di *FA* e *FV*, dedotti dagli abachi.

L'identificazione grafica della zona avverrà con colore dal giallo al rosso, corrispondente a valori di *FA* sempre più elevati.

Sarà possibile riportare in legenda alcune informazioni di carattere generale sulle zone stabili suscettibili di amplificazione.

c. Zone suscettibili di instabilità, nelle quali gli effetti sismici attesi e predominanti sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio. L'identificazione grafica della zona avverrà con il colore verde.

Le zone identificano quattro categorie di effetti deformativi:

- Instabilità di versante. Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla *FRT*, se l'instabilità interessa i terreni e *FRR* se l'instabilità interessa la roccia. Ogni zona sarà identificata da un numero da 1 a *n*. In legenda sarà costruita una tabella con l'identificativo della zona (es. *FRT₂* oppure *FRR₃*) e il parametro quantitativo, risultato delle analisi numeriche semplificate (massimo spostamento in cm per i terreni e massima distanza di arrivo dei blocchi per le rocce in m).



- Liquefazione. Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla $L/$ e da un numero progressivo da 1 a n . In legenda sarà costruita una tabella con l'identificativo della zona (es. $L/3$) e il parametro quantitativo, risultato delle analisi numeriche semplificate (potenziale di liquefazione).
- Cedimenti differenziali. Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla CD e da un numero progressivo da 1 a n . Non sono previsti, in questo livello, parametri quantitativi.
- Faglie attive e capaci. Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla FA e da un numero progressivo da 1 a n . Non sono previsti, in questo livello, parametri quantitativi.

Nel caso di sovrapposizione di **zone suscettibili di instabilità** a **zone stabili suscettibili di amplificazione locali**, il colore di fondo indicherà la zona stabile suscettibile di amplificazione locale (da giallo a rosso), mentre la zona suscettibile di instabilità sarà indicata da un tratteggio sovrapposto verde obliquo, da sinistra a destra e dal basso verso l'alto, dalla sigla e dal numero progressivo.

2.5 Procedura per la composizione e l'utilizzazione degli abachi per amplificazioni (livello 2)

2.5.1 OBIETTIVO

Definire procedure per la composizione e l'utilizzazione di abachi (per amplificazioni litostratigrafiche e per amplificazioni topografiche) che, sulla base di alcuni dati di ingresso quantitativi di semplice ed economica acquisizione, forniscano parametri che caratterizzino la risposta sismica locale in superficie per i casi di seguito specificati.

2.5.2 LIMITI DI UTILIZZO DEGLI ABACHI

2.5.2.1 LIMITI DI UTILIZZO DEGLI ABACHI PER AMPLIFICAZIONI LITOSTRATIGRAFICHE

La procedura, che segue un approccio di tipo quantitativo, fornisce una stima della risposta sismica locale in termini di fattori di amplificazione. La procedura è valida per le modificazioni del moto sismico indotte dalle specifiche caratteristiche litostratigrafiche locali e non tiene conto degli effetti topografici, degli effetti 2D e di eventuali aggravii del moto dovuti a deformazioni permanenti.

È raccomandato l'utilizzo degli abachi per un assetto geologico e geotecnico assimilabile a un modello fisico monodimensionale, cioè a n strati piani, orizzontali, paralleli, continui, di estensione infinita, omogenei a comportamento viscoelastico. Ogni strato è caratterizzato dallo spessore h , dalla densità ρ , dal modulo di taglio iniziale G_0 e da curve di decadimento del rapporto di smorzamento (D). Questi strati giacciono sul basamento sismico (bedrock).

Di grande ausilio sulla scelta di utilizzare o meno gli abachi, saranno gli elementi riportati sulla *Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica* prevista nel livello 1, e, in particolare, gli elementi della carta che fanno riferimento a:

- forme acclivi di superficie (per l'identificazioni di possibili effetti di amplificazione dovuti alla topografia);
- forme articolate del substrato geologico sepolto (per l'identificazione di possibili effetti di amplificazione 2D);
- successioni litostratigrafiche che prevedano terreni rigidi su terreni soffici (profilo di V_s con inversioni di velocità);
- eventuale presenza di aree soggette a instabilità (possibili aggravii delle amplificazioni).

Questi fattori potranno quindi orientare sull'eventuale necessità di ricorrere a modelli più complessi rispetto a quelli utilizzati per la formulazione degli abachi, usando metodi di calcolo appropriati.

In presenza di bacini sepolti, ovvero di forme concave del basamento sismico con riempimenti costituiti da terreni soffici, effetti bidimensionali possono giocare un ruolo dominante e quindi rendere irrealistiche le stime degli abachi. Per valutare in prima approssimazione la presenza di questo tipo di effetti, e quindi l'applicabilità degli abachi, è possibile utilizzare l'approccio semplificato proposto da Bard e Bouchon (1985) e i dati relativi alla morfologia sepolta e al contrasto di impedenza sismica atteso alla base dei sedimenti. Come suggerito nel lavoro citato, la valutazione può essere effettuata con la formula seguente:

$$\frac{h}{l} \leq 0.65 / \sqrt{C_r - 1}$$

dove:

h è la profondità della valle (massimo spessore del deposito)

l la sua semiampiezza

C_v il rapporto fra la velocità V_s nel basamento sismico e quella media nei terreni di riempimento della valle.

Se l'espressione precedente è verificata e se è forte lo smorzamento delle onde di superficie, si potrà stimare, al centro della valle, l'amplificazione con modelli 1D. Allontanandosi dal centro della valle e avvicinandosi ai fianchi, l'approssimazione fornita dal metodo 1D diventa meno soddisfacente.

Se l'espressione precedente non è verificata è necessario utilizzare un'analisi bidimensionale 2D e quindi di fatto passare a un livello di approfondimento superiore (livello 3).

La presenza di una inversione di velocità nel profilo delle V_s di una successione litostratigrafica si intende realizzata quando un terreno rigido sovrasta stratigraficamente un terreno meno rigido (soffice) con un rapporto $V_{s, \text{rig}}/V_{s, \text{sof}} > 2$, con la V_s dello strato più rigido maggiore di 500 m/s. In tali casi è opportuno passare a un livello di approfondimento superiore.

L'uso degli abachi è consentito comunque se l'inversione è dovuta a uno strato più rigido di spessore minore di $V_s/60$, dove V_s è la velocità media di tutta la copertura al di sopra del basamento sismico espressa in m/s. In presenza di aree interessate da deformazioni permanenti, l'uso degli abachi per il calcolo delle amplificazioni locali è sconsigliato e si raccomanda di passare al livello di approfondimento superiore (livello 3).

2.5.2.2 LIMITI DI UTILIZZO DEGLI ABACHI PER AMPLIFICAZIONI TOPOGRAFICHE

In presenza di rilievi particolarmente acclivi, l'Eurocodice 8 indica nell'angolo formato dal pendio (α) e nella altezza del rilievo (H) gli elementi discriminanti per definire un fattore di amplificazione topografica. Sulla base delle indicazioni della norma europea, in prima approssimazione si può non tener conto della topografia, e quindi è possibile usare gli abachi per amplificazioni litostratigrafiche, se $\alpha < 15^\circ$ e $H < 30$ m. In generale, l'effetto litologico prevale sull'effetto morfologico, se si prevede di avere i due effetti congiunti si predilige quello litologico. In seguito si definirà una metodologia che può essere applicata esclusivamente in presenza di un bedrock sismico con particolari caratteristiche topografiche.

2.5.3 CRITERI GENERALI PER LA COMPOSIZIONE DEGLI ABACHI PER EFFETTI LITOSTRATIGRAFICI E TOPOGRAFICI (A CURA DELLA REGIONE)

2.5.3.1 EFFETTI LITOSTRATIGRAFICI

2.5.3.1.1 Dati di ingresso e definizione di modelli

Per la composizione degli abachi la Regione dovrà approntare:

- Input sismici

Gli input potranno essere accelerogrammi, sia sintetici che reali, oppure direttamente spettri di risposta o spettri di densità di potenza.

Il numero minimo di accelerogrammi consigliato da utilizzare per ciascun modello è 4 [NEHRP, 2003]. Il numero di accelerogrammi dipenderà dalla variazione del livello di pericolosità sul territorio della Regione (macrozone sismiche).

Gli accelerogrammi sintetici saranno definiti in conformità agli studi di pericolosità sismica di base e, in particolare, si raccomanda di riferirsi a un livello di scuotimento caratterizzato da una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ($T_{10} = 475$). Per particolari tipi di opere e/o verifiche si potranno scegliere periodi di ritorno diversi (ad es. 72, 975, 2475 anni). È consigliabile uno studio di disaggregazione della pericolosità di base per determinare le coppie magnitudo-distanza più significative in funzione del periodo di ritorno considerato [scheda tecnica 2.8].

Se si utilizzano gli accelerogrammi reali si raccomanda di selezionarli tenendo conto delle caratteristiche sismotettoniche della Regione e, in particolare, del tipo di sorgente (regimi compressivi, estensivi, trascorrenti), delle magnitudo e delle distanze degli eventi che maggiormente contribuiscono alla pericolosità regionale. È necessario scegliere sempre eventi registrati su roccia o, comunque, su terreno molto rigido.

Inoltre, per gli accelerogrammi reali, si consiglia di limitare il più possibile le alterazioni finalizzate a far sì che le singole registrazioni rispettino una forma spettrale assegnata, e a far sì che si ottenga la compatibilità con lo spettro di input come media del set di accelerogrammi. È accettabile un'alterazione ottenuta scalando entro il 20% tutti i punti dell'accelerogramma reale. A scopo conservativo si possono integrare gli accelerogrammi reali così scelti, con accelerogrammi sintetici, con forma spettrale e PGA assegnati.

Poiché gli accelerogrammi (sia sintetici, che reali) sono definiti sulla superficie, in funzione del codice di calcolo adottato, può essere necessario riportare il moto di superficie all'interfaccia fra basamento sismico-terreni di copertura, operando così una deconvoluzione per trasferire il segnale in profondità.

- Modelli litologici di riferimento, intendendo una litologia prevalente per i terreni di copertura e il basamento sismico.

Si definiranno una serie di modelli litologici, alcuni generali, altri specifici di situazioni locali (regionali) importanti e rappresentative, con profondità variabile del basamento sismico, almeno fino a una profondità di 50 metri.

- Curve di decadimento della rigidità e curve di incremento dello smorzamento.

Queste curve saranno associate alle litologie prevalenti di copertura. Generalmente curve di decadimento della rigidità e curve di incremento dei fattori dello smorzamento sono selezionate sulla base di relazioni note in letteratura [Seed *et al.*, 1986; Vucetic e Dobry, 1991; Rollins *et al.*, 1998; Naso *et al.* 2005; Regione Lombardia, 2006]. Specifiche prove di laboratorio sono consigliate, quando le curve di letteratura sono giudicate inadeguate per i tipi di terreni considerati nelle simulazioni numeriche.

- Profili di V_s corrispondenti a differenti V_s medie.

Questi profili saranno associati ai modelli litologici di riferimento. Le V_s medie di questi profili dovranno coprire l'intervallo di velocità tra 100 a 750 m/s con passo a scelta di 50 o 100 m/s.

I profili di V_s dovranno essere generalmente 3: uno con velocità costante (V_s media) per tutto lo spessore dei terreni di copertura, due con gradienti costanti, ma diversi (entrambi questi profili dovranno però avere la stessa V_s media).

2.5.3.1.2 Simulazioni numeriche

Le simulazioni numeriche possono essere sviluppate con codici lineari equivalenti 1D o non lineari. Se la risposta sismica locale è fortemente non lineare (es. alti livelli di accelerazione e terreni molto soffici), è preferibile l'utilizzo di codici non lineari.



In queste simulazioni si dovrà tenere conto delle incertezze associate alla scelta dei fattori che contribuiscono alle stime della risposta sismica locale (input sismico, spessori dei terreni di copertura, curve di decadimento, profilo di V_s). A questo scopo è opportuno eseguire varie simulazioni combinando le diverse scelte possibili. Il risultato finale sarà costituito dai fattori di amplificazione caratterizzati da una probabilità di eccedenza del 50% (valori mediani).

2.5.3.2 EFFETTI TOPOGRAFICI

2.5.3.2.1 Dati di ingresso e definizione di modelli

Profili topografici caratterizzati da diverse forme e caratteristiche geometriche.

2.5.3.2.2 Simulazioni numeriche

Le simulazioni numeriche possono essere sviluppate con codici elastici lineari almeno 2D.

In queste simulazioni si dovrà tenere conto delle incertezze associate alla scelta dei fattori che contribuiscono alle stime della risposta sismica locale (input sismico, diverse caratteristiche geometriche). A questo scopo verranno eseguite varie simulazioni combinando le diverse scelte possibili. Il risultato finale sarà costituito dai fattori di amplificazione caratterizzati da una probabilità di eccedenza del 50% (valori mediani).

2.5.3.3 DETERMINAZIONE DEI FATTORI FA E FV PER GLI EFFETTI LITOSTRATIGRAFICI

2.5.3.3.1 Risultati degli abachi

I risultati degli abachi saranno costituiti da 2 fattori di amplificazione:

- FA , a basso periodo (determinato intorno al periodo proprio per il quale si ha il massimo della risposta in accelerazione);
- FV , a periodo proprio (per il quale si ha la massima risposta in pseudovelocità).

I fattori FA e FV saranno calcolati a partire dai risultati delle analisi di amplificazione mediante la procedura descritta nei paragrafi successivi.

Si distinguono 2 casi in dipendenza della descrizione dell'input:

- spettro di input a probabilità uniforme fornito dalla Regione;
- accelerogrammi (sintetici e reali) di input.

2.5.3.3.2 Determinazione dei fattori FA e FV con input definito da spettro a probabilità uniforme

- a. Si determina il periodo di massimo valore dello spettro di input (TA) e di quello di output (TA_o);
- b. Si calcolano i valori medi degli spettri di input ($SA_{m,i}$) e di output ($SA_{m,o}$) nell'intorno di TA e TA_o .

$$SA_m = \frac{1}{TA} \int_{0.5 \cdot TA}^{1.5 \cdot TA} SA(T) dT$$

dove:

SA_m è il valore medio dello spettro e può essere $SA_{m,i}$ o $SA_{m,o}$

$SA(T)$ è lo spettro di risposta elastico in accelerazione pari a SA_i per l'input, SA_o per l'output

T_A vale T_A per l'input T_A per l'output

c. Si determinano i periodi $[TV]$ e $[TV_e]$ di massimo valore degli spettri di pseudovelocità così definiti:

$$SV(T) = SA(T) \cdot \frac{T}{2\pi}$$

dove:

$SV(T)$ corrisponde rispettivamente a $SV_i(T)$ per l'input e $SV_o(T)$ per l'output

d. Si calcolano i valori medi degli spettri $[SV_m]$ e $[SV_{m,e}]$ nell'intorno di TV_i e TV_e :

$$SV_m = \frac{1}{0.4 \cdot TV} \int_{0.8 \cdot TV}^{1.2 \cdot TV} SV(T) dT$$

dove:

SV_m è il valore medio dello spettro e può essere $SV_{m,i}$ o $SV_{m,e}$

TV può essere TV_i e TV_e rispettivamente per l'input e l'output.

L'intervallo di integrazione è ridotto rispetto a quello dell'accelerazione perché lo spettro di velocità ha, generalmente, un andamento più regolare.

e. Il valore di FA è pari al rapporto $SA_{m,e} / SA_{m,i}$

f. Il valore di FV è pari al rapporto $SV_{m,e} / SV_{m,i}$

2.5.3.3 Determinazione dei fattori FA e FV con input definito da accelerogrammi (sintetici e reali)

a. Si determinano gli spettri di risposta elastici degli accelerogrammi di input e di output.

b. Ci si riconduce al caso precedente regolarizzando⁴¹ ciascuno spettro in modo da poter identificare per ciascuno di essi un unico valore massimo e quindi il periodo $[TA]$ corrispondente.

Si segue la procedura esposta nel paragrafo 2.5.3.3.2, per gli spettri di input a probabilità uniforme a partire dal punto b), agendo sugli spettri regolarizzati.

2.5.4 CRITERI GENERALI PER L'UTILIZZO DEGLI ABACHI (A CURA DEL SOGGETTO REALIZZATORE DELLA MS)

2.5.4.1 DATI DI INGRESSO E MODALITÀ DI UTILIZZO DEGLI ABACHI PER GLI EFFETTI LITOSTRATIGRAFICI

La raccolta dei dati di ingresso per la scelta degli abachi sarà a cura del soggetto realizzatore dello studio della risposta sismica locale. Questi dati comprendono:

⁴¹ Poiché gli spettri di risposta di accelerogrammi sono in genere irregolari ci si riconduce a spettri in cui sia più chiara mente identificabile il periodo proprio in cui si verificano le massime ordinate.

- la macrozona di pericolosità sismica alla quale il sito appartiene; a ogni macrozona corrisponderà un input sismico diverso;
- la litologia prevalente nei terreni di copertura deducibile dai risultati del livello 1;
- la profondità del basamento sismico, ovvero la profondità dove si raggiungono velocità delle onde S superiori a 800 m/s;
- l'andamento della velocità delle onde di taglio con la profondità e la velocità media V_{SH} delle onde S nei terreni di copertura fino al basamento sismico. Questa sarà data da

$$V_{SH} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

dove:

H è lo spessore totale (in metri) dei terreni di copertura fino al basamento sismico;

h_i è lo spessore (in metri) dell' i -mo degli n strati che costituiscono la copertura;

V_{Si} è la velocità (in m/s) dell' i -mo strato.

In linea di principio, queste informazioni sono deducibili dal profilo di velocità delle onde di taglio stimato sperimentalmente. Nei casi in cui il profilo di velocità sperimentale non permetta di determinare la posizione del basamento sismico (es. le velocità misurate non superano 800 m/s) è necessario ricorrere ad indicazioni indirette.

Queste possono essere ottenute combinando i risultati del livello 1 (profondità del substrato geologico) e la misura del periodo proprio T_0 del sito della copertura sedimentaria (identificazione della profondità del contrasto di impedenza più importante). Infatti si ha che

$$T_0 = \frac{4h_s}{V_s}$$

dove:

h_s è la profondità del substrato geologico⁴²;

V_s è la velocità media delle onde S fino a quest'ultima interfaccia e quindi può essere assunta come misura di V_{SH} , ovviamente con minore attendibilità rispetto alle misure dirette.

Avendo a disposizione una stima di massima di V_s è invece possibile risalire ad h_s .

L'uso di V_s e h_s al posto di V_{SH} ed H rispettivamente, può essere preso in considerazione se sono rispettate entrambe le seguenti condizioni, approssimativamente valutabili sulla base della conoscenza della litostratigrafia e dei dati geotecnici dei depositi e del bedrock:

- il contrasto di velocità in h_s è rilevante (orientativamente maggiore di 2);
- il terreno al di sotto di h_s è abbastanza rigido (orientativamente la velocità V_s al di sotto di h_s è almeno pari a 600 m/s; se tale velocità è compresa tra 500 e 600 m/s si possono utilizzare gli abachi, ma il risultato deve essere maggiorato del 10%).

⁴² Occorre tener conto che misure effettuate dalla superficie potrebbero identificare un orizzonte di riflessione, che non è il bedrock sismico, ma un contrasto di impedenza.

In sintesi, l'utilizzatore entrerà nelle tabelle degli abachi per le amplificazioni litostratigrafiche utilizzando i dati sopra descritti, ossia conoscendo:

- la macrozona di pericolosità sismica;
- la litologia prevalente;
- lo spessore dei terreni di copertura H ;
- la V_{sh} media dei terreni di copertura.

2.5.4.2 DATI DI INGRESSO E MODALITÀ DI UTILIZZAZIONE DEGLI ABACHI PER GLI EFFETTI TOPOGRAFICI

Per quanto riguarda gli effetti puramente topografici (creste e scarpate in presenza di bedrock geofisico) e nel caso in cui si abbiano $H \geq 10$ m ed $\alpha > 10^\circ$, i dati di ingresso e per l'utilizzazione degli abachi, da parte del soggetto realizzatore della MS, sono:

- a. per le creste (sono da considerare creste solo quelle situazioni che presentano h maggiore o uguale ad un terzo di H ; Figura 2.5-1):
 - larghezza alla base del rilievo L ;
 - larghezza in cresta del rilievo l ;
 - dislivello altimetrico massimo H e dislivello altimetrico minimo h dei versanti.
- b. per le scarpate (sono da considerare scarpate solo quelle situazioni che presentano β inferiore o uguale ad un quinto di α e h minore ad un terzo di H ; Figura 2.5-2):
 - dislivello altimetrico massimo H e dislivello altimetrico minimo h ;
 - inclinazione (α) del fronte principale;
 - inclinazione (β) del fronte superiore.

2.5.4.3 RICOSTRUZIONE DELLO SPETTRO ELASTICO IN SUPERFICIE PER AMPLIFICAZIONI LITOSTRATIGRAFICHE

Gli abachi forniscono 2 fattori di amplificazione FA e FV (come descritto nel paragrafo 2.5.3) e con questi fattori di amplificazione sarà possibile ricostruire lo spettro elastico in superficie, partendo da:

- spettro di input a probabilità uniforme forniti dalla Regione;
- spettro di norma;
- spettro rappresentativo di un set di accelerogrammi.

La procedura porta ad individuare uno spettro in superficie con forma standard costituita da un ramo ad accelerazione crescente lineare, un ramo ad accelerazione costante, ed un ramo in cui l'accelerazione decresce con $1/T$ e quindi ha pseudovelocità costante.

Per ciascuno dei casi sopra elencati si specifica la procedura da seguire nei paragrafi seguenti.

INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

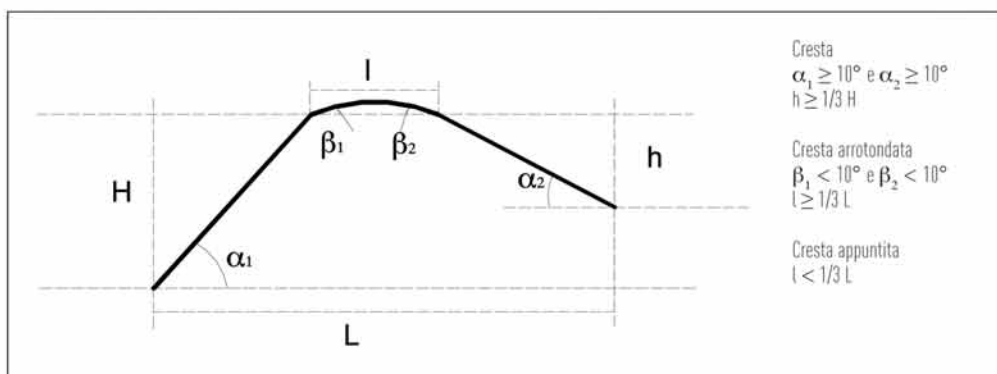


Figura 2.5-1 – Schema di riferimento per la cresta e criteri di riconoscimento.

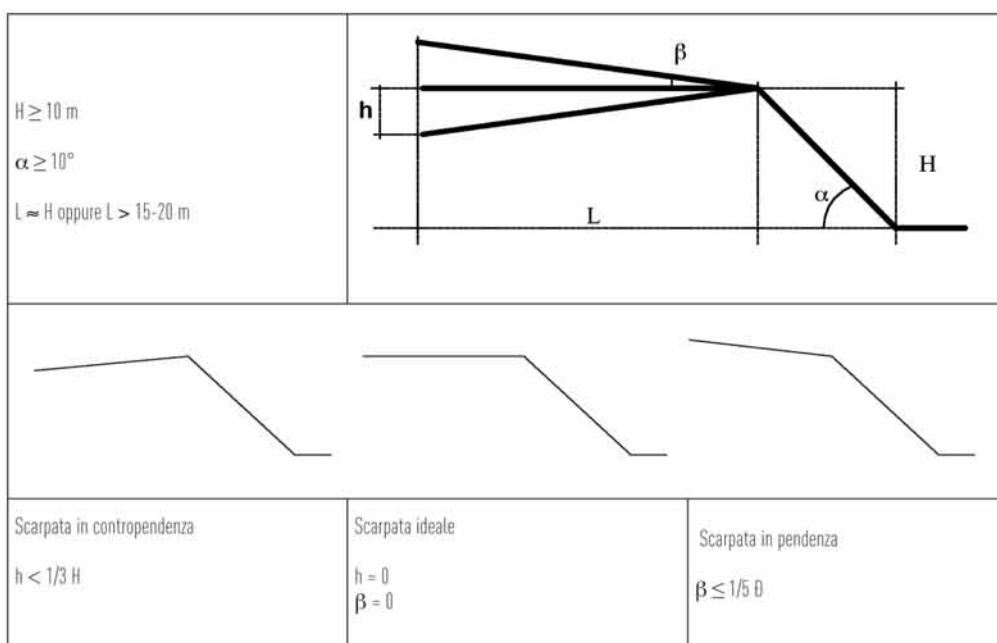


Figura 2.5-2 – Schemi di riferimento per la scarpata e criteri di riconoscimento.

2.5.4.3.1 Spettro di input a probabilità uniforme

I passi procedurali sono:

- Si determina il periodo proprio per il quale è massimo il valore dello spettro di input (TA_i), poiché l'input è definito su roccia, normalmente questo valore è compreso fra 0.1 e 0.3 secondi;
- Si calcola il valore medio dello spettro ($SA_{m,j}$) nell'intorno di TA_i :

$$SA_{m,j} = \frac{1}{TA_i} \int_{0.5 \cdot TA_i}^{1.5 \cdot TA_i} SA(T) dT$$

dove:

SA_i è lo spettro di input (spettro di risposta elastico in accelerazione).

- c. Si determina lo spettro di pseudovelocità di input (SV_i) a partire da quello di accelerazione e quindi il periodo proprio (TV_i) per il quale è massimo il valore dello spettro di pseudovelocità

$$SV_i(T) = SA_i(T) * \frac{T}{2\pi}$$

Generalmente per l'input, TV_i è collocato nella zona di periodi compresa fra 0.6 e 1.4 secondi;

- d. Si calcola il valore medio dello spettro ($SV_{m,i}$) nell'intorno di TV_i :

$$SV_{m,i} = \frac{1}{0.4 * TV_i} \int_{0.8 * TV_i}^{1.2 * TV_i} SV_i(T) dT$$

dove:

SV_i è lo spettro di input (spettro di risposta elastico in velocità).

L'intervallo di integrazione è ridotto rispetto a quello dell'accelerazione perché questo spettro ha un andamento più regolare.

In sostanza lo spettro a probabilità uniforme viene involupato da uno spettro standard avente il ramo ad accelerazione costante pari a $SA_{m,i}$ e il ramo a velocità costante paria $SV_{m,i}$.

- e. Dagli abachi si deducono i valori di FA e FV ;

- f. Si determina il periodo proprio in corrispondenza del quale si incontrano i due rami dello spettro in superficie ad accelerazione costante e velocità costante:

$$T_c = 2\pi \frac{SV_{m,i} FV}{SA_{m,i} FA}$$

- g. Si determina T_B come $1/3 * T_c$;

- h. Il ramo iniziale dello spettro fra $T = 0$ e $T = T_B$ si assume lineare con
 $SA(0) = SA_i(0) * FA$ ed $SA(T_B) = SA_{m,i} * FA$;

- i. Il ramo dello spettro ad accelerazione spettrale costante, fra T_B e T_c ha ordinate pari a $SA_{m,i} * FA$;

- j. Il ramo dello spettro a velocità costante ($T > T_c$) ha ordinate pari a $SA_{m,i} * FA * T_c / T$;

- k. Lo spettro ha l'espressione precedente fino a $T = T_D^{43}$.

43 Il valore del periodo proprio T_D in corrispondenza del quale cessa la validità del ramo a velocità costante è specificato nella norma e in generale è intorno ai 2 secondi.

2.5.4.3.2 Applicazione allo spettro di input della norma (suolo A)

Il valore di $SA_{m,i}$ di cui al caso precedente corrisponde al valore ad accelerazione costante di norma, il valore di $2\pi \cdot SV_{m,i}$ corrisponde al valore dello spettro di norma per $T = 1s$, quindi è sufficiente seguire la procedura precedente dal punto f in poi.

2.5.4.3.3 Accelerogrammi (sintetici e reali) di input

- a. Si determina lo spettro di risposta elastico di ciascun accelerogramma di input;
- b. Si effettua la media degli spettri di cui in a.;
- c. Poiché gli spettri di risposta di accelerogrammi sono in genere irregolari ci si riconduce ai casi precedenti regolarizzando lo spettro di cui in b., in modo da poter identificare un unico valore massimo e quindi il periodo $[T_A]$ corrispondente.

Seguire la procedura per gli spettri di input a probabilità uniforme dal punto b. nel paragrafo 2.5.4.3.1, agendo sullo spettro regolarizzato.

2.5.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bard, P. Y. e Bouchon, M. (1985) - The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 75, N. 2, pp. 519-541.
- Naso, G., Petitta, M. e Scarascia Mugnozza G. (eds.) 2004 - *La Microzonazione sismica. Metodi, esperienze e normativa*. Dipartimento della Protezione Civile - Servizio Sismico Nazionale. CD-Rom. Università di Roma "La Sapienza" - Dipartimento di Scienze della Terra. CD-Rom, Roma.
- NEHRP, National Earthquake Hazards Reduction Program (2003) - *The 2003 NEHRP Recommended Provisions For New Buildings And Other Structures*.
- Regione Lombardia (2006) - *Curve di decadimento di alcuni terreni della Lombardia*. <http://www.regione.lombardia.it>.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B. e Daily, W. D. III (1998) - Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 124, N. 5, May, pp. 396-405.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. e Tokimatsu, K. (1986) - Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 112 (GT11), 1016-1032.
- Vucetic, M. e Dobry, R. (1991) - Effects of the soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 117, N.1.

2.6 Procedura per la definizione delle instabilità di versante (livello 2)

Le procedure di seguito illustrate, volte a fornire una stima "quantitativa" degli effetti di un terremoto in una determinata area potenzialmente instabile, sono indirizzate alla pianificazione e gestione del territorio e hanno lo scopo di stabilire una gerarchia di pericolosità relativa tra le diverse zone, utile per valutazioni sull'uso del territorio, come piani territoriali e/o di emergenza.

In particolare dovranno essere delimitate le aree in frana o suscettibili di movimenti franosi durante e/o dopo il terremoto di riferimento, distinguendo tra le frane in pendii di terreno e le frane in roccia. Nel caso in cui si disponga di sufficienti dati morfologici, geologici, pluviometrici, stratigrafici, geotecnici si potrà procedere ad una quantificazione della pericolosità di frana in condizioni sismiche attraverso analisi semplificate predisposte per lo studio comparativo della franosità a scala vasta.

2.6.1 FRANE IN PENDII DI TERRENO

I metodi di analisi utilizzati per le verifiche di stabilità di un pendio in condizioni sismiche sono essenzialmente di due tipi: metodi "pseudostatici", metodi "dinamici".

I metodi pseudostatici, derivanti dall'originaria proposta di Okabe (1924), assumono che l'azione sismica sia costante nel tempo e nello spazio e valutano la stessa come una forza d'inerzia proporzionale al peso W della massa potenzialmente instabile tramite un coefficiente di proporzionalità, detto "coefficiente sismico". Il valore di detto coefficiente è definito dalle normative sismiche nazionali in relazione alla sismicità dell'area. L'Eurocodice 8 suggerisce di adottare i seguenti valori per le componenti del coefficiente sismico nelle direzioni orizzontale e verticale:

$$K_h = 0.5a$$

$$K_v = 0.5 K_h$$

dove:

$a = a_{max}/g$ è il rapporto tra l'accelerazione massima di progetto e l'accelerazione di gravità g .

Il DM 14 gennaio 2008 prevede valori più articolati.

Si assume che la rottura si verifichi nei casi in cui il coefficiente di sicurezza allo scivolamento F_d , inteso come rapporto tra la resistenza disponibile e quella mobilitata, risulta uguale o minore di 1. Convenzionalmente si assume che la stabilità è verificata se F_d risulta maggiore di 1.15. Tale criterio di verifica può risultare particolarmente cautelativo in quanto, per la rapida variabilità temporale delle sollecitazioni sismiche, il coefficiente di sicurezza può risultare minore del valore di soglia prefissato soltanto durante brevi intervalli di tempo.

In particolare, trattandosi di stabilire delle priorità di intervento, ad esempio per la pianificazione dell'emergenza, non sarebbe possibile effettuare un tale tipo di valutazione basandosi esclusivamente sul fattore di sicurezza pseudostatico (minore dell'unità indistintamente per tutte le zone potenzialmente instabili).

Per valutare le condizioni di stabilità del pendio in presenza di scosse sismiche è, in generale, prefe-

ribile, pertanto, utilizzare il secondo criterio di analisi, per il quale tuttavia le informazioni necessarie per dar luogo a risultati attendibili potrebbero non rientrare in un'analisi di MS di livello 2.

I metodi di analisi dinamica basati su modelli matematici e sperimentazioni di laboratorio, prevedono innanzitutto un confronto tra lo stato tensionale indotto dal terreno e le caratteristiche di resistenza del materiale (in condizioni dinamiche).

Nel caso in cui non risulti una significativa diminuzione di resistenza, tali metodi prevedono il calcolo dello spostamento permanente verso valle che il pendio subirà sotto l'azione di un terremoto di riferimento, descritto realisticamente nelle sue caratteristiche di ampiezza e durata (Newmark, 1965).

Il calcolo degli spostamenti permanenti indotti dalle scosse sismiche, viene sviluppato in tre tappe successive:

1. Mediante un'analisi di stabilità convenzionale, imponendo la condizione che il fattore di sicurezza sia uguale ad 1, si valuta l'accelerazione esterna massima per cui il pendio si trova in condizioni di equilibrio limite ovvero di incipiente rottura. Tale valore dell'accelerazione esterna viene indicato convenzionalmente con il termine di "accelerazione di soglia" a_c che, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità, prende il nome di "coefficiente sismico critico" K_c . Tale coefficiente, nell'ipotesi in cui non si consideri la variazione delle pressioni interstiziali, dipende esclusivamente dalla geometria del pendio e dalle proprietà meccaniche dei terreni in gioco. Il metodo originario assume che il coefficiente sia costante nel tempo e nello spazio. Tuttavia, assumere K_c costante nel tempo equivale ad ignorare gli effetti dinamici di *strain softening* e di incremento delle pressioni interstiziali e gli effetti viscosi nei terreni coesivi. Assumere K_c costante nello spazio significa invece considerare un campo di accelerazione uniforme e quindi trascurare gli effetti di amplificazione della risposta sismica. Più corretto sarebbe considerare per K_c l'espressione seguente:

$$K_c(t) = K_c(0) \cdot R(t) \cdot D(t)$$

in cui $K_c(0)$ è il coefficiente sismico critico iniziale; $R(t)$ è un coefficiente che mette in conto la variazione della resistenza con la velocità di applicazione dei carichi sismici; $D(t)$ è un coefficiente di degradazione ciclica (Crespellani, 1995).

2. Si calcola, quindi, la distribuzione nel tempo delle accelerazioni indotte al bedrock dall'evento sismico assunto ai fini dell'analisi (accelerogramma di riferimento).
3. Si determinano, infine, gli spostamenti lungo la superficie di rottura mediante una doppia integrazione numerica dell'accelerogramma che rappresenta l'andamento nel tempo delle accelerazioni inerziali indotte dal sisma nel pendio, limitando l'integrazione agli intervalli di tempo in cui la porzione di terreno delimitata dalla superficie di rottura presenta velocità diversa da quella della rimanente parte del pendio.

Ciò premesso, considerata la difficoltà di poter definire puntualmente le grandezze interessate compatibilmente con il livello di approfondimento considerato, e fermo restando l'intento di stabilire una gerarchia di pericolosità tra le diverse zone in potenziale frana, si possono considerare dei metodi alternativi, numerosi in letteratura, più cautelativi, ma di più immediato utilizzo per la previsione di grandezze indirettamente legate agli spostamenti permanenti indotti.

Tali metodi dinamici semplificati, che consistono in una valutazione semplificata eseguita con il metodo di Newmark sulla base dell'inclinazione del pendio e di un range stimato di caratteristiche meccaniche e di posizione della falda, conducono a delle correlazioni a validità areale, generalmente limitata, costruite da vari autori (fra cui Ambraseys e Menu, 1988), tra la grandezza D , espressa in unità di lunghezza, (che rappresenta il limite superiore dei risultati ottenuti e che si potrebbe definire un indicatore di spostamento), ed il rapporto di accelerazione critica K_c/k_m , dove $K_c = a_c/g$ (g = accelerazione di gravità, a_c = accelerazione critica) e $k_m = a_{max}/g$.

Una correlazione di validità regionale in tal senso, è stata prodotta per la Regione Irpinia da Simonelli e Fortunato (1996), i quali hanno stabilito, per il caso di pendio indefinito in terreni incoerenti ed in diverse condizioni di falda, la relazione tra spostamento permanente indotto e il rapporto K_c/k_m , adoperando accelerogrammi derivati dai segnali registrati dalla rete ex Enel durante il terremoto del 23/11/1980. Altri studi proposti a riguardo, mirano a definire l'espressione del coefficiente sismico critico al variare del meccanismo di rottura ipotizzato e della eventuale presenza di rinforzi nel pendio e a studiarne, in seguito, la correlazione con lo spostamento permanente indotto.

Si cita fra questi lo studio di Cavallera e Brancucci (1995), del quale si riportano le varie espressioni del coefficiente sismico critico e la correlazione tra quest'ultimo (calcolato nell'ipotesi di pendio indefinito) e lo spostamento permanente indotto D , per otto accelerogrammi artificiali spettro-compatibili su suolo rigido definiti, in accordo con le disposizioni dell'allegato 2 dell'OPCM 3274/2003, considerando un suolo di fondazione di categoria A in zona sismica 2.

Si ottiene in particolare:

- per superficie di scivolamento piana (pendio indefinito)

$$K_c = \frac{A_1 + A_2 - A_3 + A_4}{A_5} \quad (2.6-1)$$

dove:

$$A_1 = c' / \cos \alpha$$

$$A_2 = \gamma z (\cos \alpha \tan \phi' - \sin \alpha)$$

$$A_3 = \gamma_w z_w \cos \alpha \tan \phi'$$

$$A_4 = T_{amm} (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi')$$

$$A_5 = \gamma z (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi')$$

con:

c' = coesione del terreno

α = inclinazione del piano campagna

γ = peso dell'unità di volume del terreno

z = altezza della striscia

ϕ' = angolo di attrito interno del terreno

γ_w = peso dell'unità di volume dell'acqua

z_w = quota del livello della falda a partire dalla potenziale superficie di scivolamento

T_{amm} = resistenza a trazione ammissibile del rinforzo presente in una striscia di larghezza unitaria

INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

- per superficie di scivolamento a blocco (rottura a cuneo)

$$K_c = \frac{B_1 + B_2 - B_3 + B_4}{B_5} \quad [2.6-2]$$

dove:

$$B_1 = c' H / \sin \theta$$

$$B_2 = W [\cos \theta \tan \phi' - \sin \theta]$$

$$B_3 = U \sin \theta$$

$$B_4 = S_{amm} [\cos \theta + \sin \theta \tan \phi']$$

$$B_5 = W [\cos \theta + \sin \theta \tan \phi']$$

con:

H = altezza del cuneo di rottura

θ = inclinazione della superficie di rottura

W = peso proprio del cuneo di rottura

U = pressione esercitata dalla falda sulla superficie di rottura

S_{amm} = resistenza a trazione ammissibile totale esercitata da tutti i rinforzi sistemati nel pendio

per superficie di scorrimento circolare

$$K_c = \frac{\sum_{i=1}^n [C_1 / C_2] + \sum_{i=1}^m C_3 - \sum_{i=1}^n C_4}{\sum_{i=1}^n C_5} \quad [2.6-3]$$

dove:

$$C_1 = [c' \Delta x_i + (w_i - u_i \cos \theta_i) \tan \phi'] r$$

$$C_2 = \cos \theta_i [1 + \tan \phi' \tan \theta_i]$$

$$C_3 = T_{amm,i} y_i$$

$$C_4 = w_i r \sin \theta_i$$

$$C_5 = w_i y_{Gi}$$

con:

n = numero delle strisce in cui è stato suddiviso il pendio

Δx_i = larghezza della striscia i-esima

w_i = peso della striscia i-esima

u_i = pressione neutra agente sulla base della striscia i-esima

θ_i = inclinazione media della base della striscia i-esima rispetto all'orizzontale

r = raggio del cerchio critico; m = numero dei rinforzi previsti nel pendio

$T_{amm,i}$ = resistenza a trazione ammissibile del rinforzo i-esimo

y_i = distanza del rinforzo i-esimo rispetto al centro del cerchio critico

y_{Gi} = distanza del centro di massa della striscia i-esima rispetto al centro del cerchio critico

INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

Per il caso del pendio indefinito si ottengono i risultati illustrati nell'abaco di Figura 2.6-1.

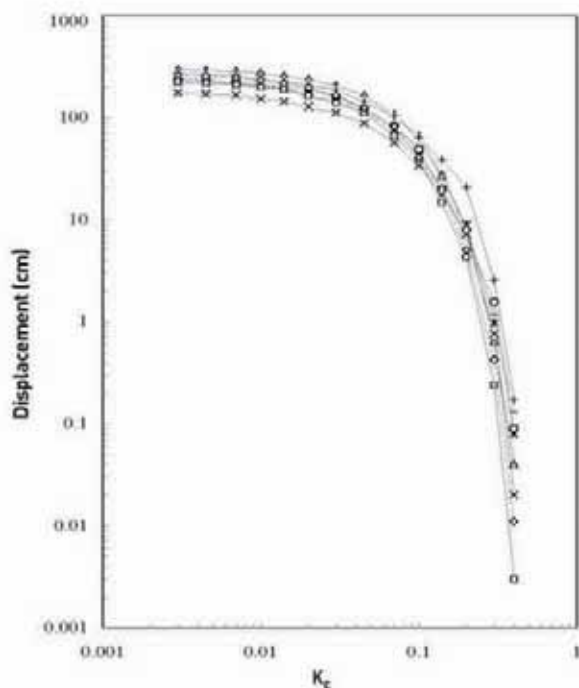


Figura 2.6-1 - Spostamento permanente indotto-coefficiente sismico critico per otto accelerogrammi artificiali spettro compatibili su suolo rigido A, zona sismica 2, per il caso del pendio indefinito. (Cavalera e Brancucci, 1995).

Si ricorda infine l'esistenza di correlazioni empiriche semplificate che consentono il calcolo dello spostamento permanente indotto (sempre inteso come indicatore di pericolo e non come una vera e propria entità fisica) noti: la magnitudo epicentrale, la distanza epicentrale, il coefficiente sismico critico k_c (Romeo, 2000).

L'espressione proposta da Romeo è la seguente:

$$\log_{10} D = -1,281 + 0,648M - 0,934 \log_{10} \sqrt{RE^2 + 3,5^2} - 3,699K + 0,225S \pm 0,418 \quad (2.6-4)$$

dove:

M = magnitudo epicentrale del terremoto

RE = distanza epicentrale (km)

$K = k_c g / a_{max}$

S = coefficiente di amplificazione dovuto alla litologia affiorante; è compreso tra 0 (roccia o terreno rigido) e 1 (terreno soffice con $V_s < 400$ m/s e spessore < 20 m)

Per il calcolo di K si possono utilizzare formule particolareggiate del tipo precedentemente introdotto (espressioni 2.6-1, 2.6-2, 2.6-3) o espressioni ulteriormente semplificate (Jibson, 1993) del tipo:

$$a_c = (FS - 1)g \cdot \sin \psi_p \quad (2.6-5)$$

dove:

FS è il fattore di sicurezza del pendio in condizioni statiche;

g l'accelerazione di gravità;

ψ_p l'angolo di inclinazione della superficie di scorrimento, nell'ipotesi di una traslazione piana.

2.6.1.1 IMPIEGO DEI RISULTATI OTTENUTI CON METODI DINAMICI SEMPLIFICATI

Si precisa nuovamente che gli abachi, tabelle e grafici ottenuti con tali metodi hanno valore solo comparativo e non possono assolutamente considerarsi esportabili alla scala di manufatto, poiché sarebbe rischiosissimo sia sotto il profilo della sicurezza sia sotto il profilo dei costi.

I valori ottenuti degli spostamenti massimi attesi di un pendio, potenzialmente instabile, devono considerarsi esclusivamente come indicatori del livello di danno che la zona considerata può subire in occorrenza di un evento sismico di determinata entità e non come reali spostamenti. Si raccomanda pertanto, ai fini progettuali, di passare a livelli di approfondimento maggiori per quanto riguarda:

- la definizione del cinematismo di rottura;
- la procedura di calcolo delle sollecitazioni indotte dal sisma lungo il pendio, in relazione alla non linearità del legame costitutivo e alle possibili discretizzazioni geometriche adottabili;
- la scelta del modello costitutivo del terreno;
- la previsione degli effetti legati alle variazioni di pressione interstiziale;
- la previsione dell'insorgere di eventuali fenomeni di rottura progressiva.

Per segnalare infine quanto l'argomento sia complesso e dunque poco adatto ad essere rappresentato con abachi o tabelle, se non per stime comparative, si precisa che persino tali metodi più evoluti possono incontrare elevati limiti di attendibilità.

2.6.2 FRANE IN ROCCIA

Per le frane sismoindotte che coinvolgono ammassi rocciosi fratturati si perviene a stime relative alla delimitazione dell'area di accumulo di frana, a sua volta connessa con le massime distanze percorse dai blocchi/diedri di roccia soggetti a crollo. Tale delimitazione areale deriva da relazioni empiriche basate su:

- classificazione di ammasso roccioso in relazione a suscettibilità di frana sismoindotta per crollo;
- parametri quali l'angolo d'ombra minimo ovvero l'angolo di attrito equivalente;
- osservazioni di carattere prevalentemente geomorfologico su forme e depositi legati a precedenti fenomeni di crollo.

2.6.2.1 CLASSIFICAZIONE DI AMMASSO ROCCIOSO IN RELAZIONE A SUSCETTIBILITÀ DI FRANA SISMOINDOTTA PER CROLLO

In relazione alla definizione della suscettibilità di frana sismoindotta per crollo, si raccomanda di fare riferimento all'approccio introdotto da Harp e Noble (1993) e relativo ad aree interessate da fenomeni di crollo/ribaltamento indotti da un terremoto $M = 6.0$. Sulla base del valore di qualità dell'ammasso roccioso (Q), determinato in sito secondo la classificazione di Barton modificata (1998), e a seguito dell'introduzione di una relazione esponenziale della forma $M = Ne^{aQ}$ è possibile determinare indicativamente il numero di crolli/ribaltamenti attesi.

$$\ln M = 1.81 - 0.49 Q$$

dove:

M numero medio di eventi di crollo/ribaltamento per sito;

Q indice di qualità dell'ammasso roccioso secondo Barton;

È possibile prevedere la probabilità relativa di crolli/ribaltamenti per un terremoto di magnitudo 6 per dif-

ferenti tipi di versanti in roccia con definiti intervalli di Q . Dall'applicazione della relazione proposta a casi reali ne deriva la discretizzazione in classi di suscettibilità crescente in funzione del valore di Q dell'affioramento di ammasso roccioso considerato [categoria A, con $Q = 0.1 - 1.41$ molto suscettibile, categoria B, con $Q = 1.42 - 2.83$ suscettibile, categoria C, con $Q = 2.84 - 3.87$ moderatamente stabile e categoria D, con $Q > 3.87$]. Sulla base delle categorie introdotte, sono di conseguenza delimitate, lungo il versante considerato, aree con valori omogenei di Q modificato [cfr. Barton, 1998].

2.6.2.2 PARAMETRI QUALI L'ANGOLO D'OMBRA MINIMO OVVERO L'ANGOLO DI ATTRITO EQUIVALENTE

La valutazione semiquantitativa delle traiettorie attese per i blocchi soggetti a crollo è basata sulla stima dei massimi avanzamenti potenziali, in modo da ottenere una zonazione del territorio per diversi livelli di pericolosità [Varnes, 1984]. Tale approccio si basa sul concetto del cosiddetto *cono d'ombra* che consiste nell'individuazione del punto di massimo arrivo, utilizzando valori limite di angoli zenitali (es. 28°) inteso quale angolo, rispetto all'orizzontale, formato dalla congiungente il punto di massimo avanzamento e l'apice del cono detritico (angolo d'ombra minimo).

2.6.2.3 OSSERVAZIONI DI CARATTERE PREVALENTEMENTE GEOMORFOLOGICO SU FORME E DEPOSITI LEGATI A PRECEDENTI FENOMENI DI CROLLO

La validazione dei risultati conseguiti mediante le analisi, di cui ai primi due punti del paragrafo 2.6.2, deriverà da un confronto con le evidenze geologico-tecniche e geomorfologiche relative alla presenza di depositi detritici di versante che attestino, inoltre, lo stato di attività dei fenomeni di frana eventualmente riconosciuti.

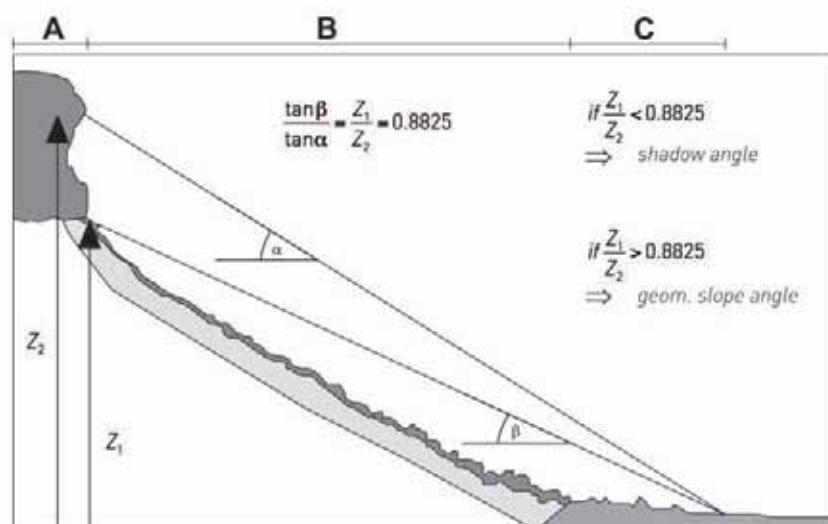


Figura 2.6-2 – Parametri del terreno per l'applicazione del metodo di Onofri e Candian (1979).

Un altro metodo consiste [Onofri e Candian, 1979] nell'utilizzo dell'angolo di attrito equivalente o angolo di inclinazione del versante (ϕ_e), calcolato partendo dal punto più alto della zona di distacco, congiungendolo con il masso che ha raggiunto la massima distanza di espansione, che in genere fornisce valori compresi tra 28.34° e 40.73° . L'elaborazione statistica dei dati ha indicato una distribuzione gaussiana delle frequenze percentuali

cumulate di Φ_p ed ha individuato in $\Phi_p = 27.15^\circ$ il limite inferiore per un livello di confidenza $P = 0.99$.

La scelta tra i due metodi può essere effettuata in modo teorico utilizzando la relazione riportata in Figura 2.6-2 e che può essere così sintetizzata:

- se il rapporto $Z_1/Z_2 < 0.8825$ si utilizza l'angolo d'ombra minimo;
- se tale rapporto è maggiore di 0.8825, si utilizza l'angolo di inclinazione del versante.

Per crolli in massa (volumetrie tra 1000 e alcune centinaia di migliaia di metri cubi) esistono alcuni metodi empirici che consentono di calcolare la distanza massima raggiungibile dalla frana sulla stima, in prima approssimazione, dei volumi potenzialmente instabili. Andrà utilizzato il metodo empirico più adatto alle volumetrie ipotizzate e alle caratteristiche litologiche del sito. La larghezza e la forma dell'accumulo di frana vanno delimitate tenendo conto della morfologia del pendio e dell'area di possibile espansione. I metodi sopra citati sono validi soprattutto per volumetrie elevate.

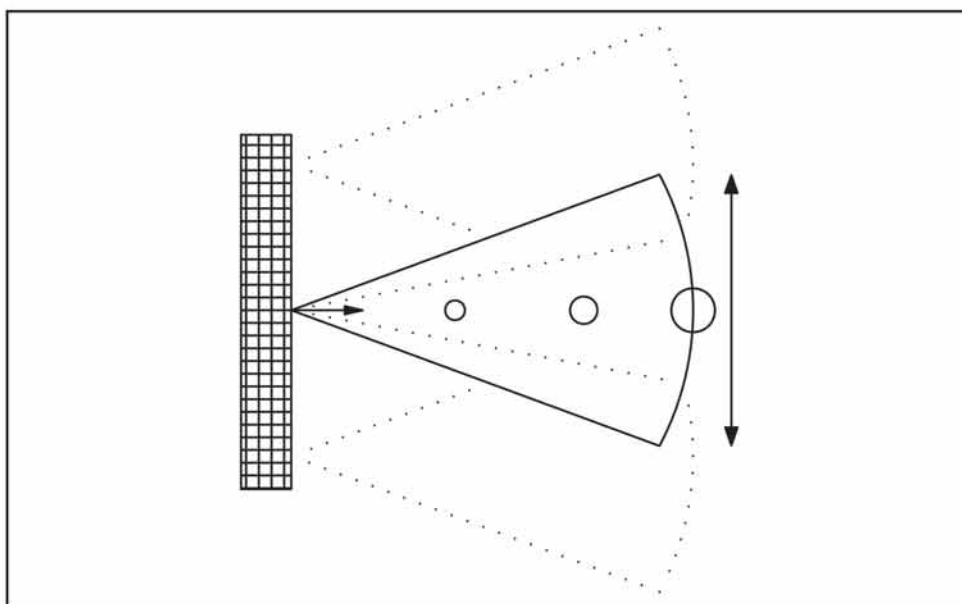


Figura 2.6 3 – Vista in pianta del cono d'ombra che contiene la traiettoria di caduta più probabili.

La metodologia proposta di seguito è del tutto indicativa e necessita di approfondimenti per ogni caso specifico.

Scheidegger (1973) fornisce la formula:

$$\log f = a \cdot \log V + b$$

dove:

$$f = H/x$$

x = distanza massima raggiungibile dalla frana in metri

H = dislivello in metri

V = volume presunto della massa coinvolta

$$a = -0.15666$$

$$b = 0.62419$$



Davies (1982) propone invece un legame tra il volume (V) e la distanza raggiunta (R_g), secondo la formula:

$$R_g = 9.98 \cdot V^{0.33}$$

Tianchi (1983) mette in relazione il volume (V) della frana con la distanza raggiunta (L), secondo la formula:

$$\log (H/L) = A + B \log V$$

dove:

H = dislivello in metri

A = 0.6640

B = -0.1529

Nelle Appendici è riportata una scheda tecnica di approfondimento [scheda tecnica 3.1.2].

2.6.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ambraseys, N.N. e Menu, J. (1988) - Earthquake-induced ground displacements. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, vol. 16.
- Barton, N. (1998) - Quantitative description of rock masses for the design of NMT reinforcement. *International Conference on Hydropower Development in Hymalayas*. Ed. V.D. Choubey. April 20-22, 1998, Shimla.
- Cavaleria, L. e Brancucci, A. (1995) - Comportamento dei pendii rinforzati in zona sismica. *Atti del 7° Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica*, Siena.
- Crespellani, T. (1995) - Previsione del comportamento sismico e post-sismico dei pendii naturali. *Atti del 7° Convegno Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia*, Siena, vol. I, 93-102.
- Davies, T.R.H. (1982) - Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization. *Rock Mechanics*, 15, 9-24.
- Harp, E.L. e Noble, M.A. (1993) - An Engineering rock classification to evaluate seismic rock-fall susceptibility and its application to the Wasatch Front. *Bull. Ass. Engng Geologists*, vol. 30, 293-319.
- Jibson, N. (1993) - Predicting Earthquake induced landslides displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record* vol. 1441, TRB, National Research council, Washington D.C. pp. 9-17.
- Li Tianchi (1983) - A mathematical model for predicting the extent of a major rockfall. *Z. Geomorph.*, 27, 473-482.
- Newmark, N.M. (1965) - Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Journal of Geotechnical Division*, ASCE, vol. 105.
- Okabe, S. (1924) - General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam. *Journal Japan Society of Civil Engineering*, 10(6), 1277-1323.
- Onofri, R. e Candian, C. (1979) - *Indagine sui limiti di massima invasione dei blocchi rocciosi franati durante il sisma del Friuli del 1976. Considerazioni sulle opere di difesa*. Reg. Aut. friuli Venezia Giulia, Cluet, Trieste, 1-42.
- Romeo, R. (2000) - Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology*, vol. 58, N.3.
- Scheidegger, A.E. (1973) - On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. *Rock Mechanics*, 5, 231-236.
- Simonelli, A.L. e Fortunato, E. (1996) - *Effects of earth slope characteristics on displacement based seismic design*. Proceed. XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- Varnes, D.J. (1984) - *Hazard Zonation: A Review of Principal and Practice*. Commission of Landslide of IAEG, UNESCO, Natural Hazards, N. 3, 61 p.

2.7 Procedura per la valutazione della possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione (livello 2)

2.7.1 VALUTAZIONE DELLA POSSIBILITÀ DI OCCORRENZA DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Il pericolo liquefazione deve essere accertato in base alla possibilità di concomitanza di fattori scatenanti (caratteristiche dei terremoti attesi) e predisponenti (susceptibilità dei terreni).

La susceptibilità del terreno deve essere valutata sulla base di prove in sito (SPT e/o CPT e/o prove geofisiche in foro del tipo DH, CH e/o SCPT), esplorando un numero di verticali adeguato all'importanza dell'opera e all'estensione dell'area di indagine e sufficiente ad accertare la variabilità spaziale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del deposito. Dovrà anche essere determinata con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e nelle analisi dovrà considerarsi la condizione meno cautelativa.

Nelle verticali esplorate la stima del potenziale di liquefazione dovrà essere effettuata con i "metodi semplificati" di seguito specificati, e a tal fine in ogni verticale dovrà essere valutato il picco di accelerazione a_{max} alla superficie del deposito mediante analisi della risposta sismica locale. L'analisi della risposta sismica locale può essere omessa se nell'area sono stati già eseguiti studi di microzonazione di livello 2 che forniscano nel sito i valori di a_{max} .

Per l'analisi della risposta sismica locale dovranno essere eseguite prove in sito per la misura di V_s e prove dinamiche di laboratorio (prove di colonna risonante e/o di taglio torsionale ciclico) per la determinazione delle leggi di variazione del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione di taglio γ . Se si adoperano codici di calcolo che eseguono l'analisi della risposta sismica locale in termini di tensioni efficaci, su alcuni campioni rappresentativi (che dovranno essere indisturbati e di ottima qualità), dovranno essere effettuate prove cicliche di resistenza alla liquefazione, mirate a conseguire i parametri necessari per la loro applicazione.

I risultati dello studio devono essere presentati riportando l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione in ciascuna delle verticali esplorate. Per ogni verticale dovrà anche essere valutato l'indice del potenziale di liquefazione I_L di seguito definito.

Se è:

- $0 < I_L \leq 5$ il pericolo di liquefazione è basso
- $5 < I_L \leq 15$ il pericolo di liquefazione è elevato
- $I_L > 15$ il pericolo di liquefazione è estremamente elevato

2.7.1.1 CASI IN CUI SI PUÒ ESCLUDERE CHE SI VERIFICHINO FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

La probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni⁴⁴:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5 (capitolo 2.8);

⁴⁴ Vedi anche Linee guida AGI, 2005.

2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
3. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine⁴⁵, FC , superiore al 20%, con indice di plasticità $PI > 10$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_f)_{80} > 20$;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_f)_{80} > 25$

dove $(N_f)_{80}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT, definito dalla relazione: $(N_f)_{80} = N_{SPT} C_N$, in cui il coefficiente C_N è ricavabile dall'espressione $C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$ essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_v la tensione efficace verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 2.7-1 (a) nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 2.7-1 (b) per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna⁴⁶.

2.7.1.2 METODI PER LA STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione vanno impiegate le procedure che nell'Ingegneria geotecnica sismica vengono denominate 'metodi semplificati'. Tali metodi sono basati su prove geotecniche di tipo corrente e sulla valutazione, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 20 m, del fattore di sicurezza

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF \quad \text{dove:}$$

$$CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

è la resistenza normalizzata (rispetto alla tensione efficace verticale iniziale σ'_{v0}) che può essere valutata attraverso abachi, quali quelli indicati nella Figura 2.7-2, in funzione di parametri desunti da prove SPT, CPT e da misure della velocità delle onde di taglio V_s ;

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad \text{è la tensione indotta dal terremoto}$$

dove:

a_{max} è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento

g è l'accelerazione di gravità;

σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;

r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo e

45 La frazione di fine è definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm).

46 L'indicatore è valido solo nel caso di piano campagna orizzontale, in presenza di edifici con fondazioni superficiali. Nel caso di pendii e/o in presenza di fondazioni profonde, le analisi di liquefazione devono essere estese a profondità maggiori.

47 Vedi Linee guida AGI, 2005, Appendice E.

che può essere determinato con la relazione semplificata $r_d = 1 - 0.015z$;

MSF è un fattore di scala che può essere valutato mediante la Tabella 2.7-1 in funzione della magnitudo dei terremoti attesi⁴⁸.

Tra i metodi semplificati, quelli basati su prove CPT sono particolarmente raccomandati. Se il fattore è $F_L > 1.25$ la liquefazione è da escludere; se è $F_L < 1.25$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione. È da osservare che anche quando $F_L > 1$ si possono avere, dopo il terremoto, cedimenti permanenti del terreno.

2.7.1.3 DEFINIZIONE E CALCOLO DELL'INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

L'indice del potenziale di liquefazione, I_L , è definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove:

z è la profondità dal piano campagna in metri

$w(z) = 10 - 0.5z$ è una funzione che pesa il contributo del fattore F con la profondità.

Ad una data quota z il fattore $F(z) = F$ vale:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } F_L > 1.0$$

dove:

F_L è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

2.7.2 STIMA DEI CEDIMENTI PERMANENTI NEI TERRENI GRANULARI SATURI LIQUEFACIBILI

In prima approssimazione il cedimento permanente post-sismico ΔH dei terreni liquefacibili ($F_L \leq 1$) può essere stimato con l'espressione:

$\Delta H = \varepsilon_v H$ dove H è l'altezza dello strato liquefacibile ed ε_v (%) è la deformazione volumetrica

$$\varepsilon_v = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

in cui α è una costante sperimentale che in prima approssimazione può essere posta uguale a 1;

e_0 è l'indice dei vuoti iniziale;

C_r è l'indice di consolidazione postciclica

$\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ è il rapporto di pressione interstiziale⁴⁹.

48 Il valore di magnitudo (M), come per l'accelerazione al bedrock (a_{bed}), dipende dalla probabilità di eccedenza nel periodo di osservazione (T).

49 Nelle Linee guida AGI (2005), per i terreni granulari si propone per la valutazione dell'incremento di pressione interstiziale generato dalla sollecitazione sismica la seguente relazione empirica:

$$\frac{\Delta u_{N_s}}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \cdot \sin^{-1} \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2} \right]$$

In prima approssimazione:

- l'indice di riconsolidazione postciclica C_r può essere posto pari a $C_r = 0.225 C_c$ (dove C_c è l'indice di compressione ottenuto in prove edometriche);
- il rapporto di pressione interstiziale $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ può essere valutato con il grafico di Figura 2.7-3 o con la Tabella 2.7-2, in funzione della ampiezza della deformazione di taglio massima γ_{max} indotta dal terremoto;
- l'ampiezza della deformazione di taglio massima γ_{max} può essere valutata con l'espressione

$$\gamma_{max} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma'_v r_d \frac{1}{G}$$

dove:

a_{max} è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento; g è l'accelerazione di gravità; σ'_v è la tensione totale verticale; r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che mette in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato con la relazione semplificata $r_d = 1 - 0.015z$; G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ_{max} , che può essere determinato o utilizzando le leggi di variazione $G(\gamma)$ ottenute con prove dinamiche in laboratorio o mediante la Tabella 2.7-3 applicando un fattore riduttivo al modulo di taglio G_r .

Nel caso in cui sia $F_L > 1$ la quantità $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ può essere ricavata con la relazione: $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = F_L^{-0.7}$.

I risultati devono essere riportati in una carta dove, oltre alla perimetrazione dell'area indagata, devono essere indicati la localizzazione delle verticali esplorate e il valore del cedimento cumulato.

Nel caso in cui al di sopra della falda vi siano terreni granulari non saturi e/o terreni coesivi molli, nella carta in corrispondenza di ogni verticale, dovrà essere riportato il valore del cedimento totale relativo agli strati non saturi e/o coesivi e agli strati liquefacibili sotto falda.

2.7.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AGI Associazione Geotecnica Italiana (2005) – *Linea guida. Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore, Bologna.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1982) – *Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.

dove Δu è l'incremento di pressione interstiziale dopo N cicli di carico, σ'_0 il valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata, N è il numero di cicli di carico di ampiezza costante equivalente al sisma ed N_f è il numero di cicli di carico necessari per produrre la liquefazione nel terreno. La costante sperimentale a può essere valutata mediante la seguente relazione proposta in funzione della densità relativa, D_r (in frazione):

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.83} \cdot \epsilon_0$$

Il termine ϵ_0 ha distribuzione log-normale con valore medio unitario e varianza pari a 0.12.

Si fa presente che il numero dei cicli di carico N può essere stimato in funzione della magnitudo del terremoto mediante la tabella di seguito riportata, mentre il numero di cicli che portano a liquefazione il terreno N_f deve essere determinato in laboratorio con prove triassiali cicliche o di taglio semplice ciclico.

M	N
5.0	3.8
5.5	4.0
6.0	4.5
6.5	7.0
7.0	10.0

INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

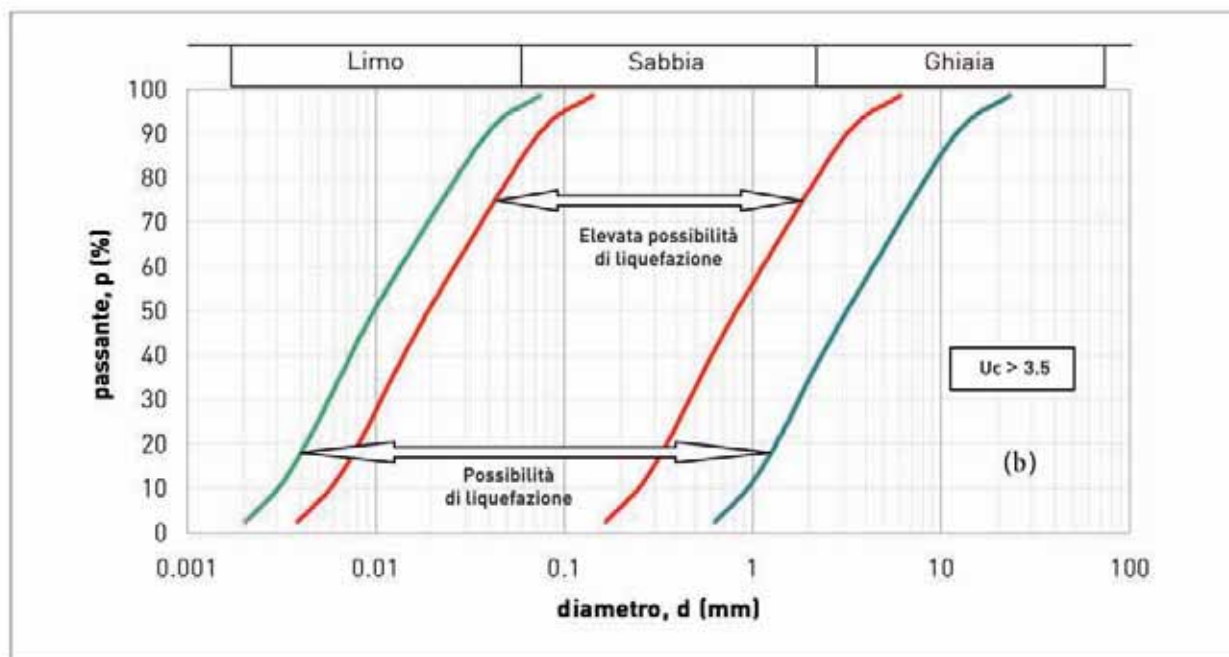
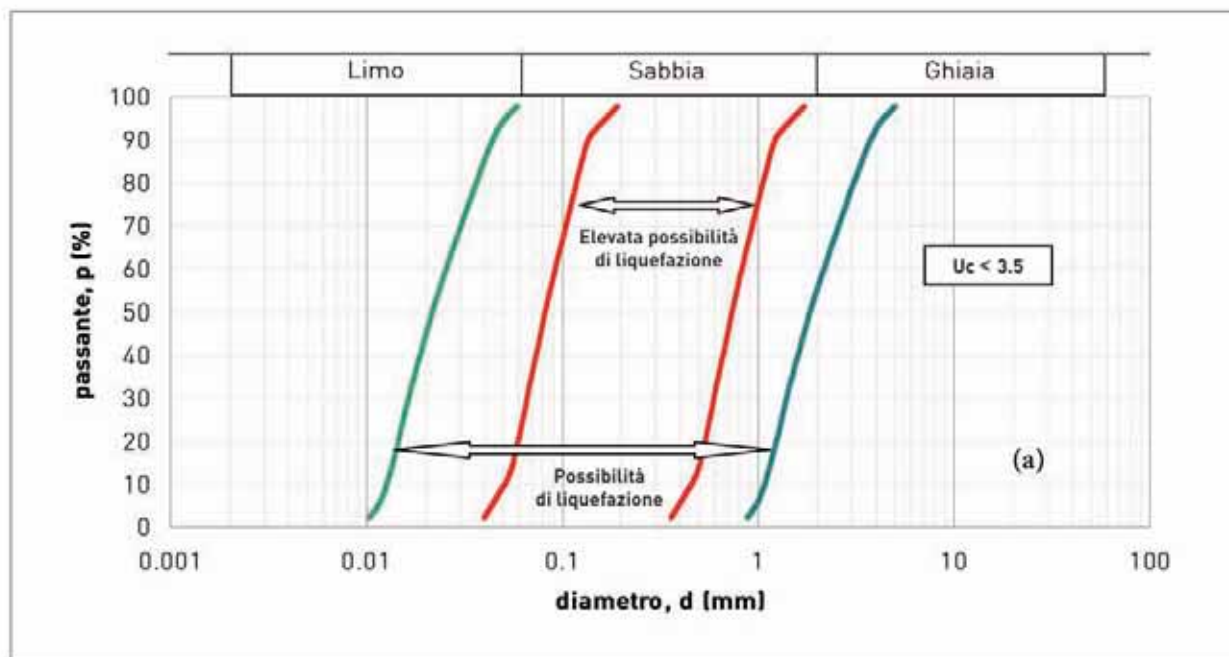
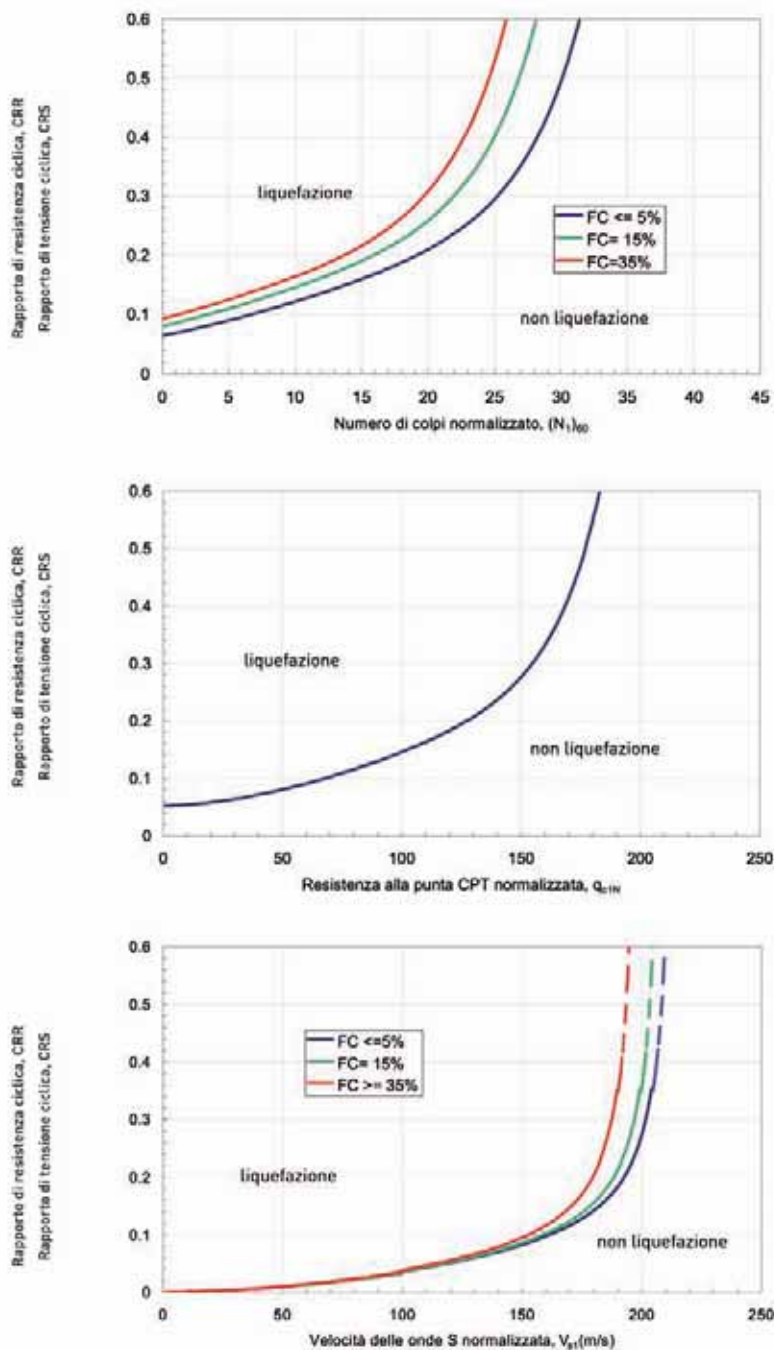


Figura 2.7-1- Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (da AGI, 2005).

INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA



II Linee guida

$$(N_1)_{60} = N_{SP} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove:

$$C_N = \left(\frac{p_s}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0716 \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

C_N non deve superare il valore di 1,7

p_s (pressione atmosferica = 100 kPa) e σ'_v sono espresse nelle stesse unità di misura

$$C_E C_B C_R C_S = 1$$

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{p_s}$$

dove:

p_s (pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa) e q_c sono espresse nelle stesse unità di misura

$$C_Q = \left(\frac{p_s}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.294(q_{c1N})^{1.26}}$$

$$V_{s1} = C_V V_s$$

dove:

p_s (pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa) e σ'_v sono espresse nelle stesse unità di misura

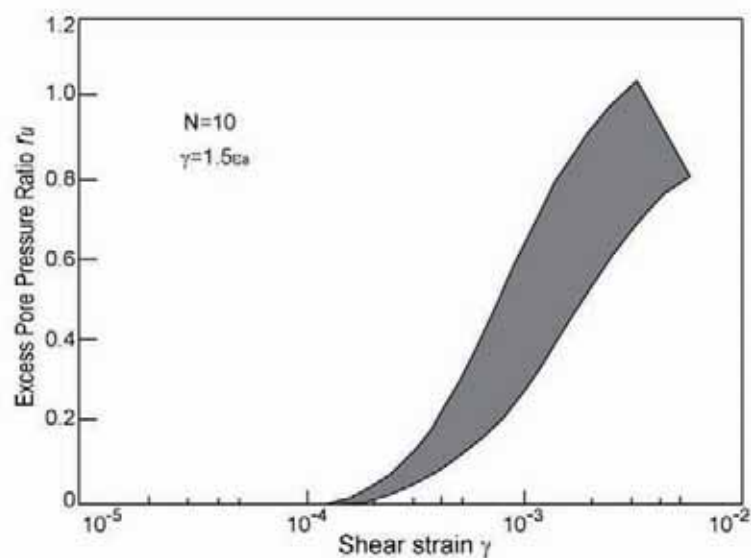
$$C_V = \left(\frac{p_s}{\sigma'_v} \right)^{0.25}$$

Figura 2.7-2 - Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo in funzione della percentuale di fino FC e sulla base dei valori di N_{SP}, q_c e V_s corretti.



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

Figura 2.7-3 - Valore del rapporto di pressione interstiziale r_u in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terremoto

$$\gamma_{max} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma'_{vg} \frac{1}{G}$$

da Seed e Idriss, 1982.

Tabella 2.7-1 - Fattore di correzione MSF (Seed e Idriss, 1982)

Magnitudo	MSF
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19

Tabella 2.7-2 - Rapporto di pressione interstiziale $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}$ in funzione di γ_{max}

γ_{max} [%]	r_u
5×10^{-3}	0.2
1×10^{-2}	0.4
2×10^{-2}	0.6
4×10^{-2}	0.8
5×10^{-2}	0.95

Tabella 2.7-3 - Fattore di riduzione del modulo di taglio G nei primi 20 m in funzione dell'accelerazione a_{max}

a_{max} [g]	G/G_0
0.10	0.60
0.20	0.50
0.30	0.35
0.40	0.28

2.8 Procedura di stima della magnitudo attesa, per le analisi nelle zone suscettibili di instabilità

2.8.1 PREMESSA

Nelle verifiche di liquefazione (capitolo 2.7) ed in quelle di stabilità dei versanti (capitolo 2.6) si deve tener conto della magnitudo attesa. Nelle verifiche di liquefazione il valore di M determina:

- se sia possibile non effettuare la verifica (insieme ad altre condizioni);
- il valore del coefficiente MSF (Magnitude Scale Factor) che corregge il valore del rapporto fra CRR e CSR per determinare il valore attuale del fattore di sicurezza.

Nelle verifiche di stabilità dei versanti il valore di M e della distanza epicentrale (R) sono utilizzati in correlazioni empiriche, che definiscono il coefficiente sismico critico per pendii in terreno o il numero medio di crolli per sito per frane in roccia.

La ragione per la quale la magnitudo entra in gioco è che, tanto più è elevata, tanto maggiore è l'energia rilasciata e, quindi, la capacità di generare cicli di deformazione del terreno di numero ed ampiezza tali da produrre sovrappressioni neutre e fenomeni di liquefazione. Per le stesse ragioni, eventi di M elevata possono produrre impulsi in grado di conferire elevate energie cinetiche a parti di terreno o di rocce e quindi fenomeni di instabilità.

2.8.2 VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO

La magnitudo è una grandezza molto importante per la definizione della pericolosità sismica e quindi dell'azione sismica. È una grandezza che ha carattere aleatorio e come tale viene trattata negli studi di pericolosità. Analogo carattere dovrebbe quindi conservare quando utilizzata per la definizione a fini di progettazione o di studio di MS .

Un metodo semplice e in favore di sicurezza che può essere utilizzato per stimare quale sia il valore di magnitudo da considerare ai fini delle valutazioni, preferibilmente per le verifiche di liquefazione, per il sito o la microzona di interesse, è il seguente:

1. Si considera sempre la zonazione sismogenetica [ZS9] (Figura 2.8-1), secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima M_{maxi} .
2. Per i siti che cadono in una delle 36 zone sismogenetiche predette si assume come M il valore di M_{maxi} (Tabella 2.8-1).
3. Ai fini della verifica a liquefazione e per i siti che non ricadono in alcuna zona sismogenetica si determinano le minime distanze $[R_i]$ dalle zone $[i]$ circostanti e si controlla per ciascuna di esse se la magnitudo M_i della zona è inferiore alla magnitudo fornita dalla relazione $M_i = 1 + 3 \log(R_i)$. Se ciò accade, la verifica a liquefazione non è necessaria. Se invece è necessaria, si assume il valore di magnitudo M_i più alto fra quelli per i quali la verifica è necessaria.
4. Ai fini della verifica di stabilità dei versanti, qualora si utilizzi la relazione semiempirica di Romeo (2000) si utilizzano i valori più gravosi derivanti dall'applicazione di tutte le coppie M_i/R_i deducibili dalle zone sismogenetiche vicine al sito di interesse.

50 I dati forniti sono in termini di magnitudo momento M_w . Essi possono essere espressi anche in termini di altre scale di magnitudo utilizzando le correlazioni riportate in Gruppo di lavoro (2004). In particolare ciò va fatto per la verifica della distanza alla quale si può ritenere non presente il rischio di liquefazione, che è data in termini di M_w .

Tabella 2.8-1 – Valori di M_{wmax} per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	M_{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Il secondo metodo che si propone ha l'obiettivo di consentire in qualunque sito la stima di una coppia di riferimento magnitudo – distanza (nel seguito M-R), da assumere preferibilmente per le valutazioni delle instabilità di versante.

Vengono utilizzati i risultati degli studi di pericolosità di base effettuati nell'ambito della definizione della mappa di riferimento nazionale da parte dell'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia (Gruppo di lavoro, 2004), per pervenire alla determinazione di coppie di valori (M-R) caratteristici di ogni sito⁵¹.

L'informazione di partenza è costituita dalla zonazione sismogenetica (ZS9) del territorio nazionale secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone (Figura 2.8-1), a ciascuna delle quali è associata una legge di ricorrenza della magnitudo⁵².

Fra i risultati forniti dallo studio condotto da INGV (Spallarossa e Barani, 2007) c'è anche la disaggregazione (o deaggregazione) della pericolosità sismica (Bazzurro e Cornell, 1999): un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M . Poiché le mappe di pericolosità sismica sono state elaborate in termini di mediana della distribuzione dei valori di pericolosità ottenuti con diversi alberi logici, la disaggregazione è stata condotta adottando quali input i modelli ed i valori dei parametri lungo un solo ramo dell'albero logico, al quale corrispondono i valori di pericolosità più prossimi a quelli mediani. Il risultato è fornito per 9 periodi di ritorno (RP): 30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 1000 e 2500 anni.

È possibile ottenere i valori medi $\overline{M-R}$ e modali $[M^* - R^*]^{53}$ a seguito della disaggregazione dei valori di accelerazione orizzontale di picco su suolo rigido (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Spallarossa e Barani, 2007), o con altre probabilità di superamento in funzione degli altri scopi della valu-

51 Tali studi hanno fornito valori dei parametri di pericolosità per punti sul territorio distribuiti secondo una griglia regolare in termini di coordinate geografiche.

52 I dati forniti sono in termini di magnitudo momento M_w . Essi possono essere espressi anche in termini di altre scale di magnitudo utilizzando le correlazioni riportate dal Gruppo di lavoro (2004).

53 Il valore medio si ottiene come media pesata delle magnitudo, dove il peso di ciascuna è dato dal contributo che la stessa fornisce alla pericolosità. Il valore modale M^* è il valore di M che fornisce il maggior contributo alla pericolosità.

tazione. Nella tabella Comuni_MR (nel Dvd allegato) sono stati riportati valori medi e modali per ciascun comune, attribuendo i valori massimi dei punti della griglia che ricadono all'interno del territorio comunale, oppure i valori del punto della griglia più vicino al confine comunale. Una rappresentazione di tali valori è riportata in Figura 2.8-2, Figura 2.8-3, Figura 2.8-4, Figura 2.8-5 e Figura 2.8-6.

I risultati riportati in mappa possono essere utilizzati per verificare le condizioni di stabilità di versante o di liquefazione per opere alle quali è associato un periodo di riferimento (RP) non superiore a quello per il quale la mappa è stata dedotta.

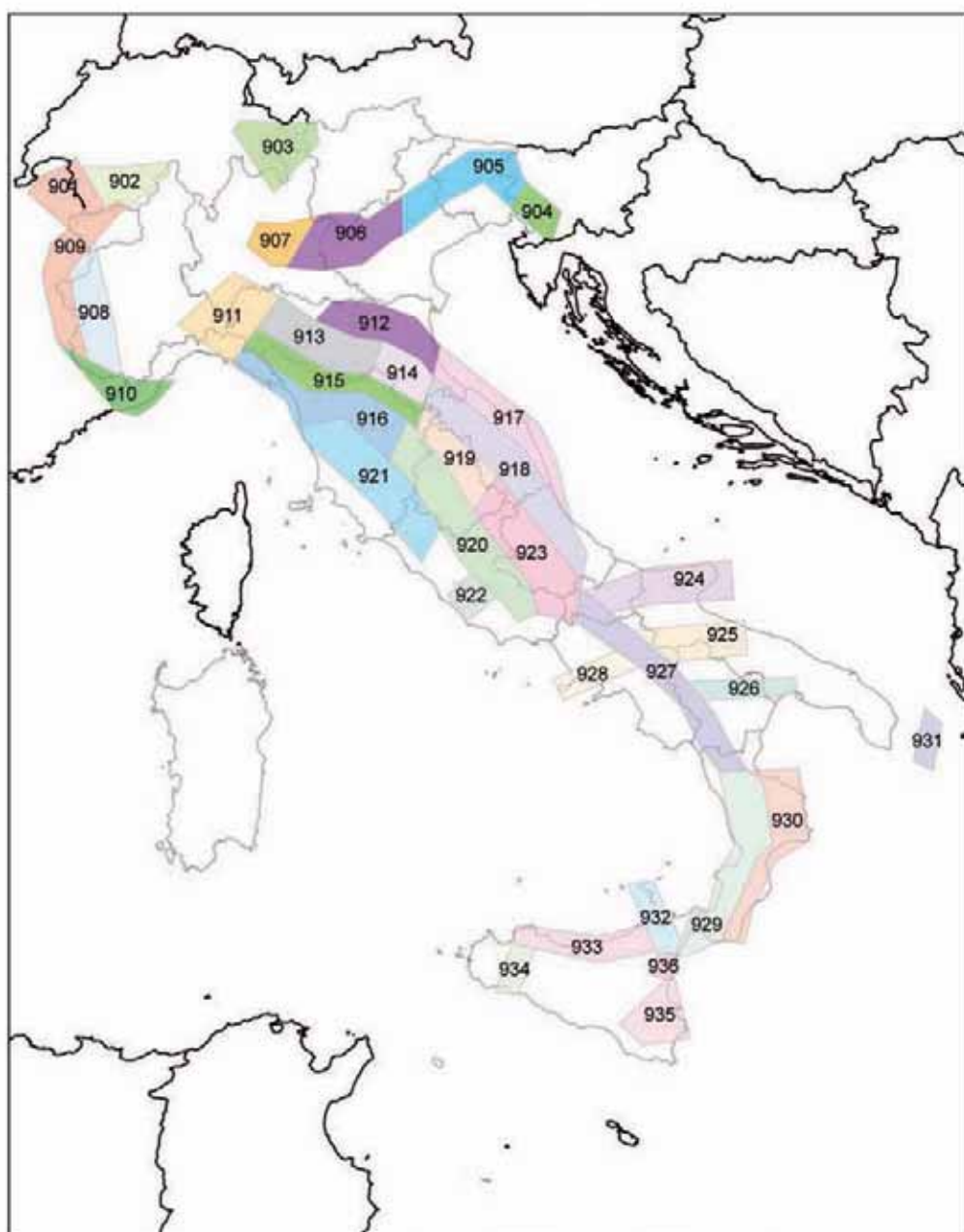


Figura 2.8-1 - Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento (Gruppo di lavoro, 2004).



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

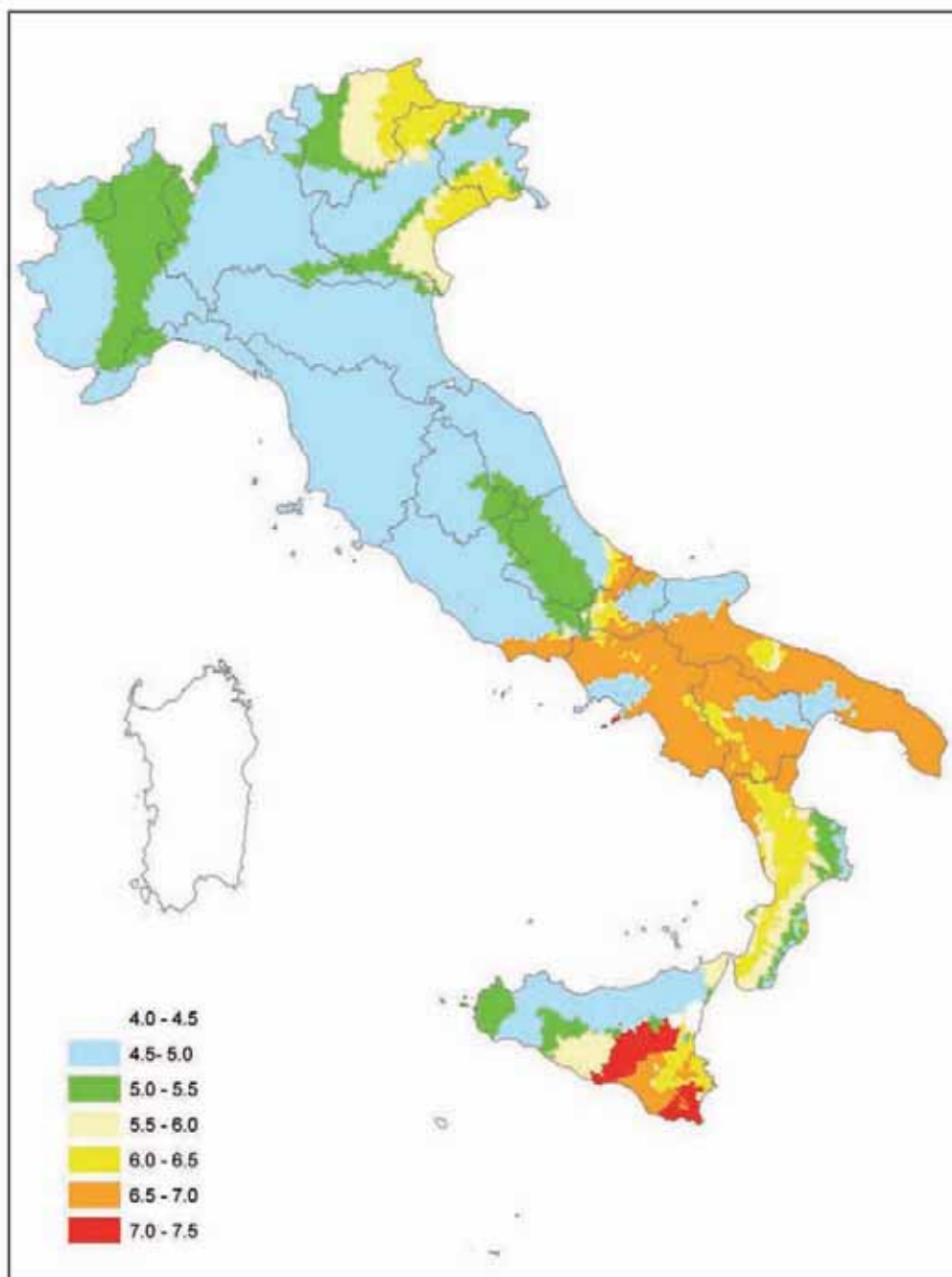


Figura 2.8-2 - Valori modalì di M per comune, ottenuti a seguito della disaggregazione della pericolosità con periodi di ritorno di 475 anni [elaborazione su dati da Spallarossa e Barani, 2007].



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

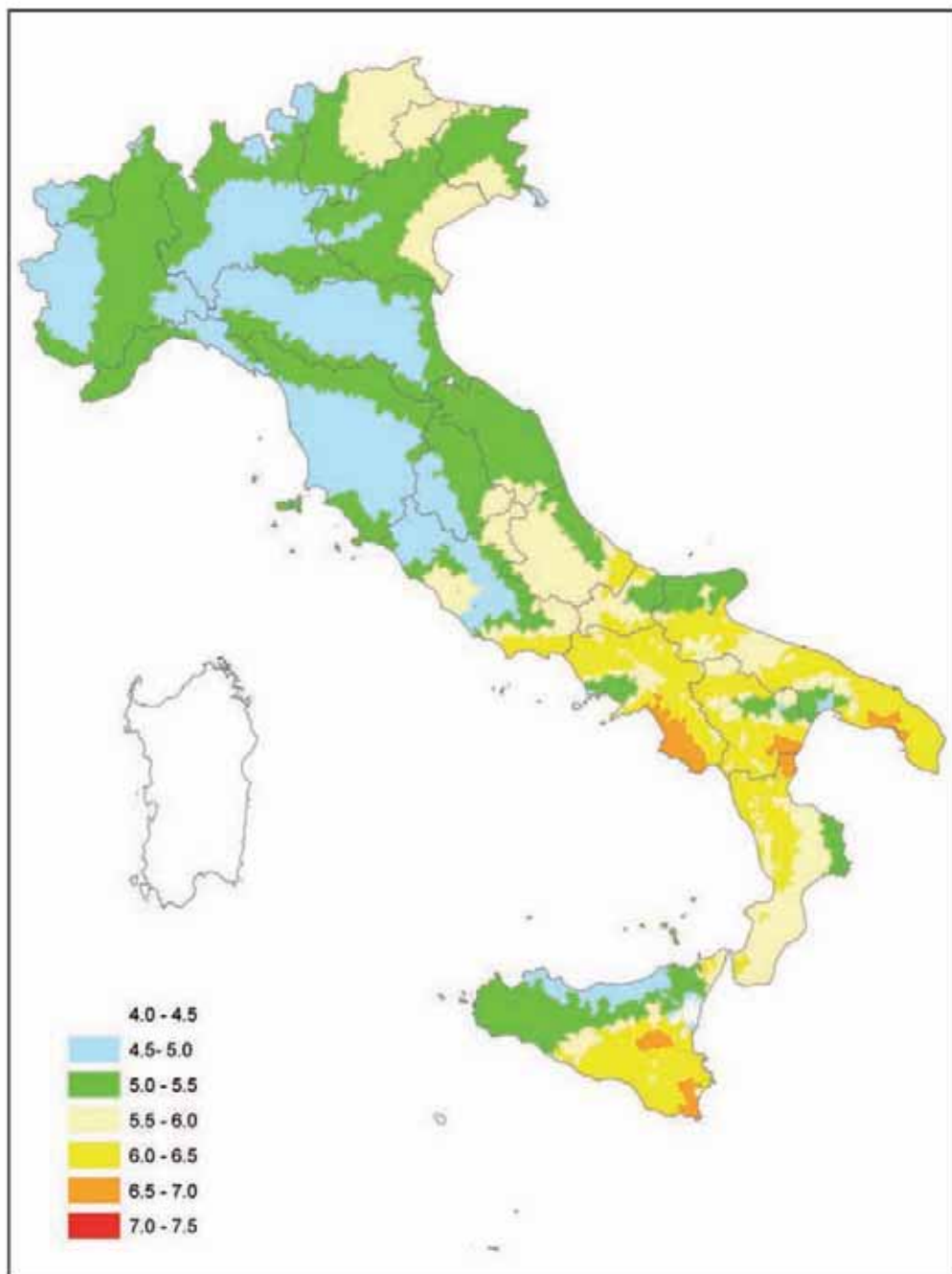


Figura 2.8-3 - Valori medi di M per comune, ottenuti a seguito della disaggregazione della pericolosità con periodi di ritorno di 475 anni (elaborazione su dati da Spallarossa e Barani, 2007).



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

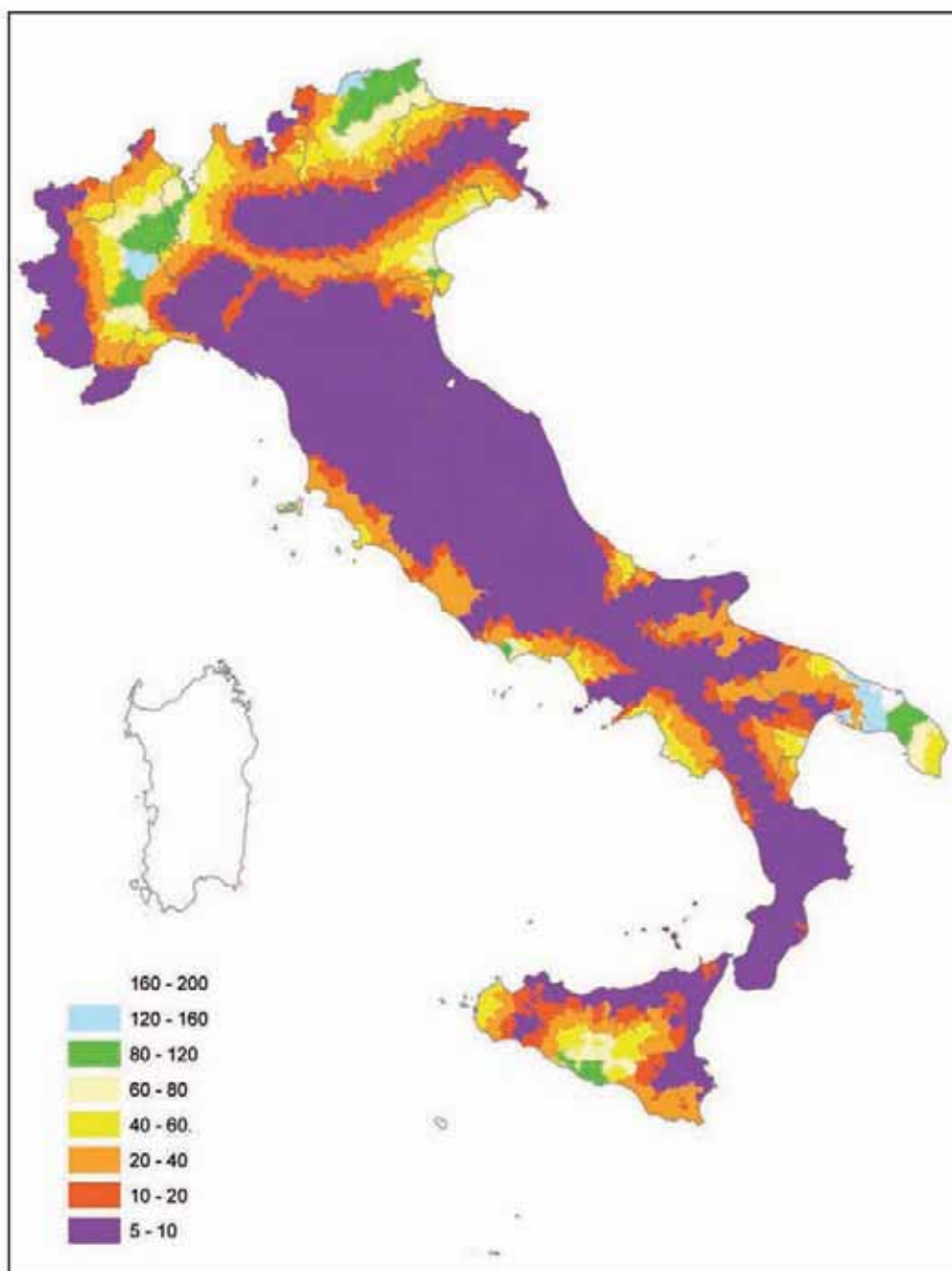


Figura 2.8-4 - Valori modali di R per comune, ottenuti a seguito della disaggregazione della pericolosità con periodi di ritorno di 475 anni (elaborazione su dati da Spallarossa e Barani, 2007).



INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

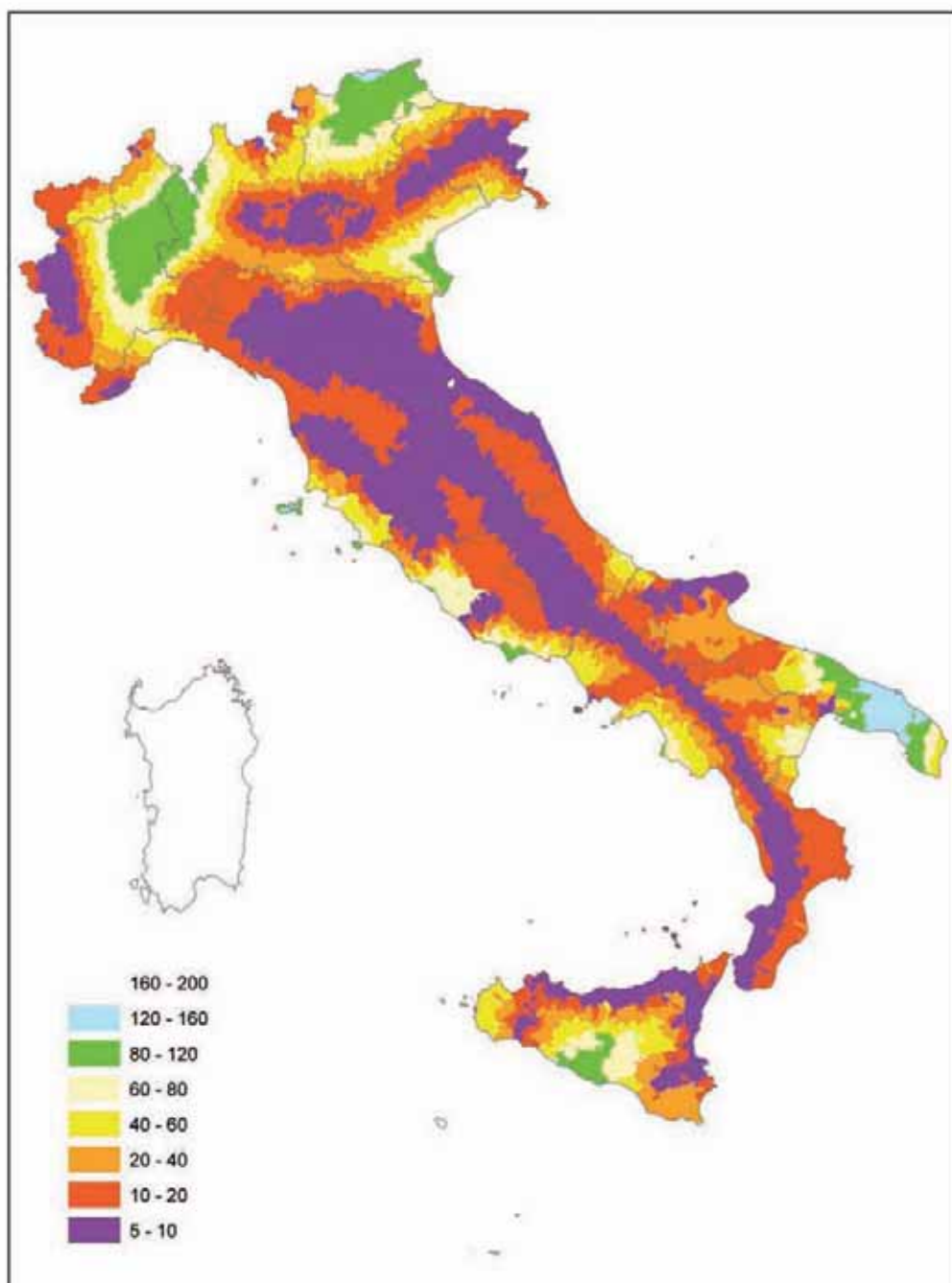


Figura 2.8-5 - Valori medi di R per comune, ottenuti a seguito della disaggregazione della pericolosità con periodi di ritorno di 475 anni (elaborazione su dati da Spallarossa e Barani, 2007).

INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

II Linee guida

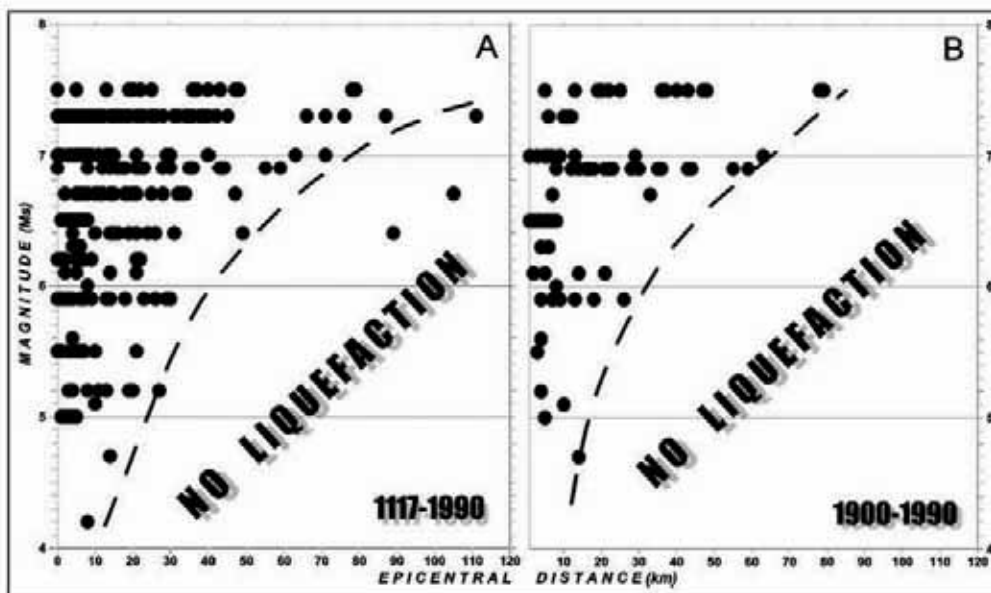


Figura 2.8-6 - Casi osservati di fenomeni di liquefazione in termini di M_s e distanza epicentrale (da Galli, 2000).

2.8.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bazzurro, P. e Cornell, C.A. (1999) – Disaggregation of seismic hazard. *Bulletin of Seismological Society of America*, 89, 2, 501-520.
- Galli, P. (2000) - New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction. *Tectonophysics* N. 324 pp. 169-187, Elsevier (www.elsevier.com/locate/tecto).
- Gruppo di lavoro (2004) - Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N. 3274 del 20/3/03. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004.
- Romeo, R.W. (2000) - Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology*, 58, 337-351.
- Spallarossa, D. e Barani, S. (2007) - Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di M-R. Progetto DPC-INGV S1, <http://esse1.mi.ingv.it/d14>.