



REGIONE CAMPANIA
Area Generale di Coordinamento LL.PP.
Settore Geologico Regionale

LINEE GUIDA FINALIZZATE ALLA
MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

Indagini ed analisi geologiche,
geofisiche e geotecniche

Documento redatto da: Commissione Tecnico Scientifica
L. Cascini, E. Cosenza, P. Gasparini,
B. Palazzo, A. Rapolla, F. Vinale

Il Dirigente del
Settore Geologico Regionale
Ing. Luigi A. M. Cicalese

Il Coordinatore
dell'A.G.C. LL.PP.
Dott. Italo Abate

INTRODUZIONE

Tra le competenze del Settore Geologico Regionale rientra la redazione di Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico per le infrastrutture pubbliche ed il patrimonio edilizio pubblico e privato presente nel territorio regionale.

L'esigenza di predisporre tali Linee guida scaturisce dall'obiettivo, che la Regione Campania si è posta nel 2003, di programmare e attuare interventi che mirano alla salvaguardia, al recupero e/o all'adeguamento sismico di detto patrimonio, da realizzarsi attraverso:

- la verifica sistematica delle condizioni strutturali del patrimonio edilizio e infrastrutturale
- l'analisi e la caratterizzazione geologica in prospettiva sismica del territorio campano.

A tal fine, la Giunta Regionale della Campania, con deliberazioni n. 335 del 31/01/2003 e n. 2322 del 18/07/2003 (quest'ultima necessaria per dare attuazione alle disposizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003) ha approvato la "Procedura tecnico-amministrativa per la verifica strutturale del patrimonio pubblico e l'analisi geologica in prospettiva sismica del territorio campano".

Con la delibera n. 2322 è stato costituito un tavolo di lavoro interdisciplinare coordinato dal dirigente del Settore Geologico Regionale con la partecipazione dei Settori Regionali "Geotecnica, Geotermia e Difesa del Suolo", "Interventi di Protezione Civile sul Territorio", "Urbanistica" e "Provinciale del Genio Civile di Napoli" ed è stata confermata la costituzione della Commissione tecnico-scientifica, già operata con la delibera n. 335.

Infine, con Decreto del Presidente della Giunta Regionale della Campania n. 770 del 13/11/2003 è stata emanata la suddetta procedura tecnico-amministrativa e costituita la Commissione tecnico-scientifica, composta dai Professori Universitari Leonardo Cascini, Edoardo Cosenza, Paolo Gasparini, Bruno Palazzo, Antonio Rapolla e Filippo Vinale.

La Commissione, tenendo conto delle norme tecniche vigenti e delle conoscenze tecnico-scientifiche più recenti, ha elaborato le seguenti Linee guida:

- **Linee guida finalizzate alla definizione delle indagini ed analisi geologiche, geofisiche e geotecniche**
- **Linee guida finalizzate alla verifica strutturale degli edifici in cemento armato in attuazione dell'O.P.C.M. 3274/2003.**

Le prime si prestano a un duplice uso: alla scala della singola opera, esse illustrano i procedimenti (good practice) utilizzabili per l'analisi del comportamento del sistema struttura-terreno di fondazione sotto le azioni prodotte da un evento sismico; alla scala

territoriale, invece, espongono i procedimenti “di buona pratica” con cui tenere conto degli effetti che le condizioni locali di sito inducono sul moto sismico.

Tali Linee guida potranno risultare utili, pertanto, sia ai geologi ed agli ingegneri geotecnici coinvolti, a vario titolo, nelle verifiche tecniche e nelle progettazioni sui singoli manufatti, sia ai geologi incaricati di svolgere le attività finalizzate alla microzonazione sismica.

Le Linee guida indicate al secondo punto si rivolgono agli ingegneri ed agli architetti chiamati ad effettuare le verifiche tecniche strutturali degli edifici costruiti in cemento armato, nonché le progettazioni degli interventi di adeguamento sismico, miglioramento o miglioramento controllato.

Esse tracciano un “percorso guidato” nell’applicazione delle norme tecniche contenute nell’allegato 2 dell’O.P.C.M. 3274/2003, che si ritiene potrà essere apprezzato anche in relazione al carattere innovativo delle norme tecniche citate rispetto a quelle previgenti.

Il Dirigente del Settore
Geologico Regionale
Ing. Luigi A. M. Cicalese

Il Coordinatore
dell’A.G.C. LL.PP.
Dott. Italo Abate



INDICE

1.1	Premessa	1
1.2	Caratterizzazione dei terreni in campo sismico	7
1.2.1	Introduzione	7
1.2.2	Prove penetrometriche.....	8
1.2.3	Prove sismiche in sito.....	11
1.2.4	Prove di laboratorio.....	14
1.2.5	Integrazione tra le indagini in sito ed in laboratorio	17
1.3	Zonazione sismica.....	19
1.3.1	Premessa	19
1.3.2	Contenuti delle Mappe di Microzonazione	22
1.3.3	Scala di analisi e rappresentazione cartografica	22
1.3.4	Legami con le normative vigenti in Italia e nella regione Campania.....	23
1.4	Metodi di zonazione sismica.....	26
1.4.1	Introduzione	26
1.5	Zonazione sismica per amplificazione del moto sismico	28
1.5.1	Metodi di I livello (Macrozonazione del territorio)	28
1.5.2	Metodi di II livello (Sottozonazione/Microzonazione dei territori comunali).....	28
1.5.3	Metodi di III livello (Risposta sismica Locale o di Sito)	31
1.5.4	Zonazione sismica per fenomeni di instabilità dei pendii	36
1.5.5	Metodi di I livello [1:1.000.000 ÷ 1:50.000].....	37
1.5.6	Metodi di II livello [1:100.000 ÷ 1:10.000].....	40
1.5.7	Metodi di III Livello [1:25.000 ÷ 1:5.000].....	43
1.6	Zonazione per suscettibilità alla liquefazione.....	48
1.6.1	Metodi di I livello.....	49
1.6.2	Metodi di II livello	52
1.6.3	Metodi di III livello	55
1.7	Bibliografia	57

1.1 Premessa

La Giunta Regionale della Campania, nella seduta del 31 Gennaio 2003 (deliberazione n. 335), avviò la *“Procedura tecnico-amministrativa per la verifica strutturale del patrimonio pubblico e l’analisi geologica in prospettiva sismica del territorio campano”*, successivamente riapprovata con deliberazione n. 2322 del 18 luglio 2003, con le modifiche e le integrazioni necessarie per l’adeguamento all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. In particolare, per effetto di quest’ultima delibera, venne istituita la Commissione Tecnico-Scientifica, composta dagli scriventi:

- Leonardo Cascini
- Edoardo Cosenza
- Paolo Gasparini
- Bruno Palazzo
- Antonio Rapolla
- Filippo Vinale.

All’Articolo 1 dell’Allegato alla delibera n. 335 vennero chiaramente indicati gli obiettivi della procedura in discorso:

“... rendere operative azioni mirate alla mitigazione del rischio sismico attraverso la verifica sistematica delle condizioni strutturali del patrimonio pubblico e ad uso pubblico, comparata con l’analisi e la caratterizzazione geologica in prospettiva sismica del territorio campano, al fine di programmare e attuare interventi mirati alla salvaguardia, al recupero e/o all’adeguamento sismico del patrimonio edilizio ed infrastrutturale pubblico.”

“L’obiettivo finale è la predisposizione di Linee Guida per la mitigazione del rischio sismico per il patrimonio pubblico e privato e l’adozione di una normativa regionale in materia di difesa del territorio dal rischio sismico.”

Negli articoli successivi vennero indicate l’organizzazione (Art. 2) e la metodologia (Art. 3) da adottare. In tale contesto la delibera si pose come obiettivo strategico “la definizione di una normativa regionale in materia di difesa del territorio dal rischio sismico finalizzata a:

- aggiornare e attualizzare la L.R. n. 9 del 7 gennaio 1983;
- recepire le normative nazionali e comunitarie vigenti in materia;

- unificare e collegare le procedure, in considerazione delle attuali normative regionali e in funzione degli strumenti di pianificazione territoriali esistenti o in corso di definizione.”

In tale quadro politico e normativo si collocano queste LINEE GUIDA, finalizzate alla definizione delle indagini ed analisi geologiche, geofisiche e geotecniche di dettaglio, preliminari agli interventi di salvaguardia e/o recupero di singoli edifici e/o infrastrutture pubbliche vulnerabili e a rischio.

Alla scala della singola opera, le linee guida sono indirizzate ad illustrare i procedimenti (good practice) con i quali analizzare il comportamento del sistema struttura-terreno di fondazione sotto le azioni prodotte da un evento sismico.

Alla scala territoriale, le Linee Guida sono finalizzate ad illustrare i procedimenti (good practice) con i quali analizzare e quantificare l'influenza che le condizioni locali di sito (morfologia superficiale e sepolta, regime delle acque sotterranee, costituzione del sottosuolo, proprietà fisico meccaniche dei terreni e delle rocce) hanno sul moto sismico e sugli effetti indotti da un terremoto.

Con riferimento a questo punto, come è stato già ricordato nella Relazione *“Pericolosità sismica in Campania”*, redatta da questa stessa Commissione tecnico scientifica, teoria ed esperienze nazionali ed internazionali, mostrano con estrema chiarezza che i danni prodotti da un terremoto all'ambiente fisico ed all'ambiente costruito possono variare in modo consistente in porzioni limitate di territorio. Le diverse caratteristiche stratigrafiche e meccaniche dei terreni, che, come noto, possono variare in maniera macroscopica in aree limitate, si traducono in una più o meno marcata “vulnerabilità” di questi allo stesso evento sismico. La valutazione della pericolosità sismica a scala locale non può pertanto prescindere da studi di tipo geologico, geofisico e geotecnico finalizzati alla valutazione dei fenomeni di amplificazione del moto sismico, alla valutazione della suscettibilità alla liquefazione, al potenziale innesco di frane. Gli studi così effettuati conducono alla cosiddetta “zonazione”, cioè alla suddivisione del territorio in aree omogenee riguardo alla risposta sismica ed alle conseguenze dirette o indirette derivanti dall'evento sismico, come verrà illustrato in seguito. Il problema della ricerca di un'ideale rappresentazione analitica del fenomeno della risposta sismica locale è illustrato schematicamente in Figura 10 della Parte 1.

Dal punto di vista strettamente fenomenologico, per risposta sismica locale si intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando

gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie libera (S). Tale fenomeno dipende innanzitutto dalle caratteristiche del moto sismico al tetto della formazione di base, nonché dalle caratteristiche geometriche profonde e superficiali dei terreni, dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni, dalle caratteristiche di permeabilità e dalle condizioni idrogeologiche al contorno.

Dalla stessa definizione del fenomeno, discende che i terreni di copertura possono modificare sostanzialmente le frequenze dominanti dell'evento. In particolare, può accadere che in corrispondenza di alcune frequenze si abbia un fenomeno di amplificazione, mentre in corrispondenza di altre il segnale sismico si attenui.

Gli effetti locali possono essere tali da produrre variazioni del livello di pericolosità del sito, anche maggiori di quelle che derivano dalle differenti categorie proposte nella classificazione nazionale e in quella regionale. In tal senso, come peraltro è da anni internazionalmente riconosciuto, la pericolosità sismica di un'area ha un significato più ampio rispetto a quello normalmente inteso. Più in generale, alla definizione della pericolosità sismica¹ di un sito concorre anche la valutazione della suscettibilità dell'ambiente fisico rispetto a fenomeni quali: fratture superficiali e subsidenza, maremoti, moti ondosi in bacini d'acqua confinati. La gran parte di questi fenomeni è fortemente condizionata dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della porzione più superficiale di sottosuolo, in particolare di quella coltre di terreni che si estende dal piano di campagna fino ad una profondità di poche decine di metri.

La necessità di produrre Linee Guida che affrontino le problematiche sopra elencate nasce da una chiara volontà politica della Regione Campania, espressa con la delibera n. 335 del 31 gennaio 2003. A tale proposito va segnalato che in Campania, così come in Italia, lo stato delle conoscenze tecnico-professionali nel settore dell'ingegneria sismica strutturale è certamente più evoluto e consolidato di quanto non accada in ambito geologico, geofisico e geotecnico applicati ai problemi di ingegneria sismica. D'altronde, studi sistematici in tali ambiti si sono sviluppati nel mondo solo a partire dalla seconda metà degli anni '60 a seguito degli effetti devastanti di alcuni terremoti i cui nomi sono passati alla storia: Niigata, Giappone del 1964 ed Anchorage, Alaska del 1964. Come conseguenza di tale situazione, gli studi sismici geologici, geofisici e geotecnici a scala territoriale effettuati in Campania sono stati a volte carenti nell'impostazione metodologica, nelle indagini e nelle analisi a supporto degli studi di zonazione sismica. E ciò nonostante che la Regione si fosse dotata da anni di strumenti

¹ Si noti che in questa fase termini quali pericolosità sismica e rischio sismico vengono impiegati nel loro significato comune.



legislativi innovativi, come la L.R. n. 9 del 7 gennaio 1983. Tale Legge, trascorsi ormai oltre venti anni dalla sua emanazione, potrebbe essere aggiornata anche sulla base delle indicazioni presenti in questo documento, che rispecchiano lo stato dell'arte sulle conoscenze tecnico-professionali in ambito geologico, geofisico e geotecnico applicati ai problemi di ingegneria sismica, stato delle conoscenze che ha fatto recentemente sensibili progressi. In tal senso, le Linee Guida in discorso si propongono di garantire la compatibilità di eventuali nuove normative con le conoscenze tecniche e professionali attuali.

Si segnala che la letteratura internazionale ed, in parte, quella nazionale offrono numerose linee guida, normative o manuali che affrontano i problemi trattati in queste Linee Guida. Ad esse si è fatto riferimento nella stesura di questo documento.

A tal proposito, si ricordano:

- Building Seismic Safety Council, B.S.S.C., 2003. The 2003 NEHRP recommended provisions for new buildings and other structures. National Institute of Building Sciences. <http://www.bssconline.org>
- California Geological Survey. 1997. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California. State Mining and Geology Board Special Publication 117 <http://gmw.consrv.ca.gov/shmp/webdocs/sp117.pdf>
- California Geological Survey. 2004. Recommended criteria for delineating seismic hazard zones State Mining and Geology Board Special Publication 118 http://gmw.consrv.ca.gov/shmp/webdocs/sp118_revised.pdf
- (pr)EN 1998-1 (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium
- (pr)EN 1998-5 (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium, December 2003, Final Draft
- ISSMGE-TC4, 1999. Manual for zonation on seismic geotechnical hazards. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, M.C.E.E.R. 1995.
- The New York City seismic code. Local Law 17/95. http://mceer.buffalo.edu/publications/sp_pubs/99-SP06/default.asp
- Nevada Earthquake Safety Council, 2000. Guidelines for evaluating liquefaction hazards in Nevada <http://www.nbmng.unr.edu/nesc/liquefaction.htm>

- PIANC (2001). Seismic Design Guidelines for Port Structures. Working Group no. 34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, 474 pp., Balkema, Lisse 2001
- Resource Information Standards Committee (1994). Preliminary Seismic Microzonation Assessment for British Columbia. The Province of British Columbia. <http://srmwww.gov.bc.ca/risc/pubs/earthsci/seismic/index.htm>
- Southern California Earthquake Center, 1999. Recommended procedures for implementation of DMG special publication 117 guidelines for analyzing and mitigating liquefaction hazards in California.
<http://www.scec.org/resources/catalog/LiquefactionproceduresJun99.pdf>
- Southern California Earthquake Center, 2002. Recommended procedures for implementation of DMG special publication 117 guidelines for analyzing and mitigating landslide hazards in California.
<http://www.scec.org/resources/catalog/LandslideProceduresJune02.pdf>
- World Institute for Disaster Risk Management, Inc., 2004. Seismic Microzonation for Municipalities. Manual www.DRMonline.net
- Centro Nazionale Terremoti <http://www.ingv.it/~roma/> Classificazione sismica e normativa
- http://www.sito.regione.campania.it/lavoripubblici/RischioSismico/RischioSismico_index.htm

Sul tema degli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica l'Associazione Geotecnica Italiana ha da poco prodotto delle proprie Linee Guida (AGI, 2005) che affrontano le tematiche dell'analisi e della verifica delle opere e dei sistemi geotecnici sottoposti a sollecitazioni derivanti dagli eventi sismici, ed a cui si rimanderà in questo documento quando si affronteranno le problematiche inerenti non alla scala territoriale ma a quella della singola costruzione. Sia nel testo sia in appendice si sono privilegiati gli aspetti pratico-divulgativi, curando, nei limiti del possibile, di raggiungere un ragionevole equilibrio tra rigore, da un lato, e chiarezza ed immediatezza espositiva, dall'altro, immaginando di rivolgersi ad un fruitore tipo dotato delle conoscenze di base di geologia, geofisica e geotecnica applicate ai problemi di ingegneria sismica. In particolare, per i temi propri dell'ingegneria geotecnica, che tra le discipline in discorso è quella di minore diffusione quando applicata al campo sismico, le Linee Guida sono strutturate in modo tale che il lettore che possieda già i fondamenti di ingegneria



geotecnica sismica può eventualmente approfondire i singoli argomenti rivolgendosi all'Appendice o consultando la manualistica italiana esistente sui temi specifici ed articoli sullo stato dell'arte, che hanno segnato il progresso su tale materia (vedi Bibliografia)

Per quanto riguarda invece gli aspetti fondamentali più propriamente geofisici e geosismologici teorici ed applicati in generale, si rimanda oltre che ai vari testi didattici di Geofisica e di Prospezioni geofisiche ed alla Relazione “La Pericolosità Sismica in Campania” di questa Commissione, ai lavori citati in Bibliografia

1.2 Caratterizzazione dei terreni in campo sismico

1.2.1 Introduzione

La caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni in campo sismico, sia essa finalizzata all'analisi del rischio a scala territoriale oppure alla progettazione di singole opere geotecniche, richiede sempre l'uso di procedure sperimentali; a questo fine talvolta è sufficiente rivolgersi a metodi di prova convenzionali, talaltra è necessario impiegare metodi propri dell'Ingegneria Geotecnica Sismica.

Nel loro insieme le procedure sperimentali in discorso possono essere raggruppate nelle seguenti categorie principali:

- prove penetrometriche in sito;
- prove sismiche in sito;
- prove di laboratorio.

In linea di principio, la tipologia, il grado di approfondimento, l'accuratezza e l'estensione delle indagini geotecniche da programmare e svolgere per ottenere la caratterizzazione geotecnica di un'area sono legate direttamente alla metodologia di analisi che si intende adottare. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica deve essere estesa ad un volume significativo di sottosuolo legato alla natura delle sollecitazioni ed allo specifico problema in studio. In particolare, in campo statico il volume significativo è quella porzione di sottosuolo nella quale si verifica un'apprezzabile variazione degli stati tensionali prodotti dalle costruzioni rispetto alle tensioni geostatiche.

Di converso, in campo sismico il volume significativo è quella porzione di sottosuolo compresa tra il piano campagna ed il basamento rigido da cui parte il moto sismico. Laddove la profondità del tetto del basamento rigido sia molto elevata, ovvero non sia presente una formazione lapidea di base, è possibile limitare la caratterizzazione agli strati più superficiali (per una profondità variabile secondo le circostanze, che può limitarsi anche a qualche decina di metri dal piano campagna). In ogni caso, è questa porzione più superficiale di sottosuolo quella alla quale occorre prestare particolare attenzione, in quanto tipicamente condiziona in modo sensibile l'entità degli effetti dei terremoti.

In questo paragrafo verranno in prevalenza segnalate le procedure sperimentali utili per analizzare la risposta locale di un sottosuolo, rimandando all'Appendice ed a paragrafi specifici ulteriori informazioni sulle prove di sito e/o di laboratorio di supporto

ad analisi di Risposta Sismica locale, di liquefazione, stabilità dei pendii, subsidenza, fratturazione superficiale, etc.

Questa scelta è giustificata dalla considerazione che qualunque sia il fenomeno sismico da analizzare è indispensabile far precedere l'analisi specifica da un'analisi di risposta locale, che serve a valutare le azioni sismiche agenti su quella porzione di sottosuolo.

In questa sede è opportuno ricordare che quale che sia la problematica da analizzare è sempre assolutamente necessario disporre di una valida caratterizzazione geologica, geofisica e geotecnica “convenzionale”, vale a dire quella necessaria per lo studio delle problematiche in campo statico. Si segnala inoltre che il livello di accuratezza e dettaglio della caratterizzazione del sottosuolo deve essere legato al livello di accuratezza e dettaglio dell'analisi che si vuole effettuare. Quest'ultima, come verrà chiarito in seguito, è legata alle dimensioni dell'area da investigare, quando si lavora a scala territoriale, o alla classe di prestazione richiesta all'opera quando ci si riferisce ad una data costruzione.

È chiaro poi che tra i criteri che devono essere seguiti nel programmare le indagini per la determinazione della stratigrafia, delle condizioni idrauliche e delle proprietà meccaniche dei terreni, ha un ruolo rilevante quanto ciascun tipo di prova, in sito e/o in laboratorio, possa essere impiegato in modo estensivo e quindi non solo a livello locale, ma anche a livello territoriale. In particolare, dovrà essere individuato un giusto equilibrio tra gli impegni tecnici, temporali ed economici sottesi da ciascun tipo di prova, nonché l'adeguatezza dei diversi tipi di prova alle caratteristiche dei terreni dei quali occorre valutare sperimentalmente il comportamento meccanico in condizioni di sollecitazioni sismiche.

In effetti è spesso consigliabile ricorrere alle prove di laboratorio per studi a carattere locale ovvero quando si ragiona alla scala della singola costruzione e si è in presenza di depositi a granulometria medio-fine (i.e. -sabbie fini, limi, argille), mentre le indagini di sito, pur indispensabili a tale scala, sono quelle maggiormente adoperate negli studi a carattere territoriale e, comunque, ogniqualvolta si debbano caratterizzare terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie) non cementati dai quali, quindi, non è possibile prelevare campioni indisturbati.

1.2.2 Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche statiche (CPT) e dinamiche (SPT) sono spesso utilizzate per determinare le proprietà meccaniche di un terreno nei problemi di risposta

sismica locale, di valutazione del potenziale di liquefazione e di analisi delle opere geotecniche sotto sollecitazioni sismiche.

Non si descrivono in questa sede procedure di prova e tecniche di interpretazione dei dati, poiché ampiamente formalizzate nella letteratura tecnica nazionale ed internazionale (AGI, 1977; ASTM D1586-99; ASTM D3441-98; BS 1377-9-1990) e largamente diffuse nella pratica professionale quotidiana.

Le prove penetrometriche nascono con l'intento di contribuire a definire la stratigrafia di un sottosuolo e di valutare la resistenza dei terreni che lo costituiscono.

Le prove penetrometriche vengono anche impiegate per valutare la rigidità a taglio iniziale, G_0 . In questo caso la loro affidabilità è limitata e legata a quella delle correlazioni semiempiriche tra resistenza penetrometrica alla punta (q_c per CPT, NSPT per SPT) e velocità delle onde di taglio, VS, o modulo di taglio iniziale, G_0 .

Nelle tabelle 1.1-1.2 sono riportate alcune delle correlazioni di letteratura più conosciute.

E' da notare che ciascuna di queste correlazioni è stata ricavata in uno specifico e limitato ambito regionale e che pertanto il loro impiego è ragionevole solo se riguarda lo stesso ambito territoriale. In altri termini, come tutte le correlazioni empiriche rivolte a valutare caratteristiche fisiche e/o meccaniche dei terreni, la loro estrapolazione a contesti territoriali diversi da quelli propri, può dar luogo a valutazioni scorrette e pertanto il loro uso è fortemente sconsigliato, specie ai non addetti ai lavori.

Discorso a parte merita l'impiego dei risultati di prove penetrometriche per la valutazione del potenziale di liquefazione di un deposito sabbioso saturo.

Tale tema sarà trattato nelle pagine dedicate all'analisi di questo particolare fenomeno.

AUTORE	RELAZIONE	TIPO DI MATERIALE	UNITA' DI MISURA	DI	OSSERVAZIONI
Ohsaki e Iwasaki (1973)	$G=120N^{0,8}$	Terreni sabbiosi poco coesivi			R=0,78
Ohta & Goto (1978)	$V_S=280N_{SPT}^{0,340}$		V_S in ft/s		
Ohta & Goto (1978)	$V_S=284,9N_{SPT}^{0,340}S$		V_S in ft/s		S= 1 per l'argilla S= 1.018 per la sabbia S= 1.086 per la ghiaia
Ohta & Goto (1978)	$V_S=155,3N_{SPT}^{0,251}H^{0,222}$		V_S in ft/s		H è la profondità espressa in ft
Ohta & Goto (1978)	$V_S=156,3N_{SPT}^{0,218}H^{0,228}S$		V_S in ft/s		S= 1 per l'argilla S= 1.073 per la sabbia S= 1.199 per la ghiaia
Ohta & Goto (1978)	$V_S=793N_{SPT}^{0,175}H^{0,195}SG$		V_S in ft/s		S= 1 per l'argilla S= 1.085 per la sabbia S= 1.189 per la ghiaia G=1 per età geologica alluviale G=1.306 per età geologica diluviale
Imai & alii (1982)	$V_S=75,4N_{SPT}^{0,351}$ $V_S=87,8N_{SPT}^{0,202}$ $V_S=107N_{SPT}^{0,274}$	Ghiaia Sabbia Argilla	V_S in m/s		
Imai & Tonouchi (1982)	$G_d=144N^{0,68}$	Sabbia	G_d in kg/cm ²		R= 0,867
Sykora e Stokoe (1983)	$V_S=330N_{60}^{0,29}$	Terreni granulari	V_S in ft/s		

Tabella 1.1

AUTORE	RELAZIONE	TIPO DI MATERIALE	UNITA' DI MISURA	DI	OSSERVAZIONI
Seed et alii (1983)	$V_S=185N_{60}^{0,5}$	Sabbie e Sabbie argillose	V_S in ft/s		
Seed et alii (1986)	$G_{max}=20(N_1)_{60}^{1/3}(s^*m)^{0,5}$	Terreni granulari	G_{max} e s^*_m in lb/ft ² ;		
Yoshida et alii (1988)	$V_S=49N_J^{0,25} \sigma_v^{0,14}$ $V_S=56N_J^{0,25} \sigma_v^{0,14}$	Terreno fine Terreno da fine a grossolano	V_S in m/s s^*_v in KPa		$N_J=60/78$ (N60) come suggerito da Lum & Yan (1994); $s^*_v=100$ KPa
Mele e Rapolla (1995)	$V_S=96N_{SPT}^{0,38}$	Sabbia	V_S in m/s		
Dickenson (1994)	$V_S=290(N_{60}+1)^{0,29}$	Sabbie	V_S in ft/s		
Fear e Robertson (1995)	$V_{S1}=89,8(N_1)_{60}^{0,25}$ $V_{S1}=113(N_1)_{60}^{0,25}$	Sabbie di Ottawa Sabbie di Alaska (FC=30%)	V_{S1} in m/s		
Andrus a Stokoe (2000)	$V_{S1}=93,2(N_1)_{60}^{0,231}$	Sabbie non plastiche con FC<10%	V_{S1} in m/s		
Piratheepan e Andrus (2002)	$V_S=66,7N_{60}^{0,248}Z^{0,138}$ $V_S=72,3N_{60}^{0,228}Z^{0,152}$ $V_S=72,9N_{60}^{0,224}Z^{0,130}$ $V_{S1}=95,5(N_1)_{60}^{0,226}$ $V_{S1}=103(N_1)_{60}^{0,205}$ $V_{S1}=102(N_1)_{60}^{0,205}$	Sabbie con FC<10% Sabbie con FC=10-35% Sabbie con FC<40% Sabbie con FC<10% Sabbie con FC=10-35% Sabbie con FC<40%	V_S e V_{S1} in m/s Z in m		$R^2=0,823$ $R^2=0,951$ $R^2=0,788$ $R^2=0,688$ $R^2=0,878$ $R^2=0,719$
Andrus et alii (2003)	$(V_{S1})_{CS}=87,7[(N_1)_{60CS}]^{0,253}$	Sabbie non cementate	$(V_{S1})_{CS}$ in m/s		$R^2=0,719$

Tabella 1.2

1.2.3 Prove sismiche in sito

Come già detto, in sito sono state adattate al campo di interesse, ben note e consolidate procedure sperimentali di origine geofisica.

Queste prove sono in genere basate sulla misura della velocità di propagazione nel terreno di onde sismiche generate artificialmente. La maggior parte delle tecniche sperimentali è mirata alla misura della velocità delle onde di taglio, V_s , in quanto questa dipende esclusivamente dalle caratteristiche dello scheletro solido. Il livello di deformazione che si sviluppa in tali prove è sempre minore di 0.001%. Ne consegue che il terreno è sollecitato nel campo di comportamento pseudo-lineare. Il campo di frequenze è generalmente maggiore di quello dei terremoti.

Le prove sismiche in sito si possono distinguere in prove di superficie e prove in foro. Tra le prove di superficie si segnalano le prove di Sismica di Rifrazione (RIFR) e di Riflessione (ROFL), di sismica tomografica (TOMO), le prove SASW e MASW. Tra le prove in foro si segnalano le prove Cross-Hole, Down-Hole, Up-hole, Suspension Logging, le prove penetrometriche con cono sismico e le prove con il dilatometro sismico SDMT. Di tutte queste viene data una sintetica informativa in Appendice.

Così come accade sempre, in campo sperimentale è essenziale che le prove siano curate da personale specializzato onde evitare che gli impegni temporali ed economici siano vanificati.

La scelta del tipo di prova sismica in sito da adoperare dipende dalla disponibilità economica, dalla risoluzione desiderata per il profilo di rigidità del sottosuolo indagato, dalle condizioni ambientali, dal campo di profondità da investigare.

Per un'analisi comparativa tra le differenti procedure sperimentali si rimanda alla tabella 1.3 che fa riferimento ad alcune delle prove finora citate:

- Rifrazione (RIFR)
- Riflessione (RIFLE)
- Tomografia (TOMO)
- cross-hole (CH)
- down-hole (DH)
- up-hole (UH)
- suspension logging (SL)
- cono sismico (SCPT)
- dilatometro sismico (SDMT)
- seismic analysis of surface waves (SASW)

- multichannel analysis of surface waves (MASW)

Al fine di orientare nella scelta il professionista incaricato di eseguire e/o controllare le indagini e le analisi sismiche si propongono le seguenti considerazioni sintetiche. La scelta del tipo di prova sismica in sito da adoperare dipende dalla disponibilità economica, dalla risoluzione desiderata per il profilo di rigidezza del sottosuolo indagato, dalle condizioni ambientali, dal campo di profondità da investigare e dall'ipotesi formulata circa la complessità del sottosuolo, se rappresentabile, cioè, con modellistica solo unidimensionale o se necessita di modellizzazione più completa a causa, ad esempio di eterogeneità laterali nel sottosuolo.

In particolare tra le prove sismiche in foro il cross-hole assicura una definizione del profilo di rigidezza del sottosuolo sufficientemente elevata, ma è anche la procedura più onerosa, sia per impegno economico sia per tempi di realizzazione delle prove. Il down-hole richiede impegni economici e temporali poco minori rispetto al CH e ciononostante presenta incertezze sperimentali tali da porlo certamente in secondo piano rispetto al CH. L'UH prevede vantaggi e difficoltà simili al DH ma ha il vantaggio di poter, in maniera semplice, essere eseguito in modo da permettere una interpretazione 2D che può mettere in evidenza eventuali eterogeneità laterali. Il SASW o il più avanzato MASW richiedono impieghi economici minori rispetto ai precedenti ma hanno una minore capacità di risoluzione.



	RIFR	RIFLE	TOMO	CH	DH	UH	SL	SCPT	SDMT	SASW	MASW
Numero di fori necessari	Nessuno	Nessuno	Nessuno	=2	1	1	1			Nessuno	Nessuno
Ingombro	Moderato	Notevole	Moderato	Limitato	Modesto	Limitato	Modesto	Modesto	Modesto	Notevole	Notevole
Misure inclinometriche	NO	NO	NO	SI	SI	SI	NO	NO	NO	NO	NO
Disturbo terreno per installazione fori	NO	NO	NO	Medio	Modesto	Modesto	Modesto	Modesto	Modesto	Nullo	Nullo
Massima profondità investigabile	Illimitata	Illimitata	Illimitata	Illimitata	50 m	Illimitata	Illimitata	50 m	50 m	50 m	Illimitata
Possibilità prelievo campioni indisturbati	NO	NO	NO	SI	SI	SI	NO	NO	NO	NO	NO
Sensibilità a disturbi ambientali	Bassa	Bassa	Bassa	Bassa	Medio-bassa	Bassa	Bassa	Medio-bassa	Medio-bassa	Media	Media
Onde indagate	P-SH	P	P-SH	SV	SH	SH	SH	SH	SH	R	R-L
Necessità di orientazione dei ricevitori	SI	NO	SI	NO	SI	SI	NO	NO	NO	SI	NO
Volume campionato	Variabile con la profondità	Variabile con la profondità	Variabile con la profondità	Costante	Variabile con la profondità	Variabile con la profondità	Costante	Variabile con la profondità	Variabile con la profondità	Variabile con la profondità	Variabile con la profondità
Attenuazione delle vibrazioni con la profondità	SI	SI	SI	NO	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI
Rifrazione delle onde	Inevitabile	Inevitabile	Inevitabile	Possibile	Inevitabile	Inevitabile	Possibile	Inevitabile	Inevitabile	Inevitabile	Inevitabile
Capacità di risoluzione	Media	Media-alta	Alta	Alta	Media	Media	Alta	Media	Media	Media	Media-alta
Costo di esecuzione	Medio-bassa	Alto	Medio	Alto	Medio	Medio-alto	Medio	Medio	Medio	Basso	Medio
Difficoltà di interpretazione	Medio	Elevata	Elevata	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Elevata	Elevata
Significatività areale dei risultati	Monodimensionale	Mono/bidimensionale	Bidi/tridimensionale	Mediata tra i 2 fori	Mono/bidimensionale *	Mono/bidimensionale *	Monodimensionale	Monodimensionale	Monodimensionale	Monodimensionale	Monodimensionale

Tabella 1.3

Il cono sismico SCPT e il dilatometro sismico SMDT soffrono in parte degli stessi limiti delle prove down-hole e delle prove dilatometriche. Peraltro, alcune limitazioni delle prove DH possono essere superate nella versione a doppio ricevitore che permette una migliore definizione delle velocità di propagazione delle onde utilizzando

per le interpretazioni la velocità di intervallo, criterio adoperato spesso anche nelle prove SDMT.

Decisamente promettenti sembrano anche le prove di tipo suspension logging che, a fronte della necessità di realizzazione di un foro di sondaggio hanno una risoluzione elevata e possono essere spinte, se necessario, anche molto in profondità.

Per quanto riguarda infine le prove sismiche da superficie RIFR, RIFL e TOMO c'è da sottolineare la loro relativa economicità ed, in particolare per la RIFR, la grande semplicità di acquisizione ed interpretazione che lo rende di fatto il metodo più utilizzato in assoluto. E' necessario però, tener conto del fatto che i metodi di RIFR portano a valutare il valore medio delle velocità degli strati presenti nel volume investigato.

Questo, se da un lato è un vantaggio rispetto ai risultati ottenuti dai metodi da pozzo (che hanno invece risultati puntuali), d'altro lato ha lo svantaggio di non mettere in evidenza eventuali eterogeneità laterali presenti nel sottosuolo. In caso si ipotizzi una possibile eterogeneità laterale, dovendosi escludere per ragioni economiche un numero notevole di perfori, l'unica metodologia applicabile è quella della Tomografia sismica, che presenta però lo svantaggio di essere più complessa nelle procedure di acquisizione e di elaborazione. E' stato recentemente proposta la metodologia Refraction Microtremor, ReMi (Louie, 2001) che sembra essere di notevole interesse anche se non sufficientemente diffusa nella comunità professionale.

In conclusione, specie quando si affronta uno studio a scala territoriale o anche quando è indispensabile ricorrere a tecniche non invasive, considerazioni legate a tempi e costi di esecuzione e al loro carattere non invasivo, possono far preferire alcune prove rispetto ad altre. In ogni caso si raccomanda di curare con particolare attenzione la scelta delle imprese alle quali si affida l'esecuzione delle prove sismiche in sito.

Occorre che esse siano adeguatamente qualificate e siano particolarmente attente alle procedure sperimentali, alla scelta delle sorgenti sismiche e dei criteri di interpretazione delle prove. Infatti non è infrequente il caso che scelte poco attente abbiano condotto a misure di velocità di propagazione delle onde sismiche palesemente irrealistiche.

1.2.4 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio consentono di analizzare il comportamento meccanico dei terreni, controllandone le condizioni al contorno, in termini di stati tensionali e deformativi nonché di condizioni di drenaggio, libero o impedito.



In ragione della velocità di variazione nel tempo delle sollecitazioni applicate al contorno dell'elemento di volume, si identificano:

- prove statiche, in cui le forze di inerzia sono trascurabili e la risposta meccanica è definita tramite la misura diretta dei valori di tensione e di deformazione;
- prove dinamiche, in cui la risposta è legata ad analisi dinamiche di equilibrio dell'elemento del terreno.

Le prove statiche sono quelle prove in cui il carico varia con una legge monotona o ciclica con velocità ridotta, in modo che gli effetti di tipo inerziale possano essere trascurati (Tatsuoka e Shibuya, 1992). Nelle prove cicliche la sollecitazione di compressione assiale o di taglio é ottenuta mediante carichi variabili con andamenti periodici regolari, spesso sinusoidali. La ciclicità del carico consente di determinare alcune peculiarità della risposta tensio-deformativa dei terreni, che invece non possono essere ottenute attraverso prove monotone. Tra le prove cicliche si citano le prove triassiali cicliche, le prove di taglio semplice cicliche e le prove torsionali cicliche.

Le prove dinamiche sono quelle in cui i carichi variano tanto rapidamente nel tempo da rendere necessaria l'introduzione delle forze di inerzia nelle equazioni di equilibrio dinamico da cui si ricavano le proprietà meccaniche del terreno.

Le sollecitazioni dinamiche possono avere andamenti nel tempo di tipo impulsivo, armonico o irregolare. Le prove dinamiche più comuni sono quelle di colonna risonante e le prove con i bender elements.

Così come nella geotecnica "convenzionale", anche nella geotecnica applicata ai problemi di ingegneria sismica l'esecuzione di una campagna di indagini in laboratorio si confronta con una serie di problematiche che vanno dalla rappresentatività del provino di terreno, agli effetti del campionamento, alla scelta delle tecniche di riconsolidazione e della pressione di confinamento, alla definizione del percorso di sollecitazione e della velocità di prova, al campo di deformazioni che si intende investigare. Alcune di queste problematiche dipendono dal tipo di prova ed in alcuni casi ne condizionano la scelta.

La scelta del tipo di prova da eseguire dipende, oltre che dagli aspetti summenzionati, anche dalla compatibilità fra l'intervallo di velocità di deformazione tangenziale atteso per il problema applicativo e quello relativo agli schemi sperimentali. Infatti, non tutte le prove di laboratorio sono in grado di analizzare in maniera completa la risposta tensio-deformativa di un elemento di volume, dalle piccole deformazione fino alla rottura.

La soluzione più idonea è frutto di un compromesso tra semplicità operativa, flessibilità delle condizioni e delle storie di carico applicabili ed onerosità della sperimentazione. A questo fine è opportuno ricordare alcune caratteristiche salienti delle prove in discorso:

Le prove triassiali cicliche generalmente consentono di analizzare il comportamento meccanico dei terreni in un ampio campo di deformazioni. Le prove sono di esecuzione ed interpretazione relativamente semplice, sebbene per analizzare la risposta meccanica dei terreni a piccole e medie deformazioni può essere necessario adoperare trasduttori locali.

Le prove di taglio semplice ciclico eseguite con le apparecchiature tradizionali sono poco indicate per analizzare la deformabilità dei terreni (a meno di non ricorrere a schemi sperimentali molto complicati), mentre sono più adatte per la determinazione della resistenza ciclica.

Le prove di torsione ciclica sono adatte a misurare la deformabilità e, in alcuni casi, anche la resistenza a rottura dei terreni.

Le prove di colonna risonante consentono di analizzare al meglio il comportamento meccanico dei terreni dai livelli di deformazione più bassi fino alle medie deformazioni. Queste prove sono di esecuzione relativamente complessa; l'interpretazione dei risultati sperimentali è basata sull'ipotesi che il comportamento meccanico del terreno sia equivalente a quello di un mezzo viscoelastico, ipotesi che spesso viene impiegata nella soluzione dei problemi di ingegneria geotecnica sismica.

Le prove con i bender elements sono adatte per misurare la rigidità dei terreni a piccole deformazioni. Non consentono invece di analizzare il legame tra rigidità e livello di deformazione né di valutare il fattore di smorzamento. Il loro impiego pertanto è sempre abbinato all'esecuzione di altre prove di laboratorio.

Si rimanda all'Appendice per una descrizione più dettagliata delle prove di laboratorio tipicamente eseguite sui terreni. Nella Tabella 1.3 sono fornite alcune indicazioni sintetiche su alcune delle prove più diffuse. Per ogni tipo di prova è segnalato lo stato tensionale iniziale, il campo di deformazione e di frequenza, ed, in maniera schematica, il tipo di procedura utilizzata per ricavare rigidità, smorzamento e resistenza dei terreni.

1.2.5 Integrazione tra le indagini in sito ed in laboratorio

Nello studio di un problema di ingegneria geotecnica è sempre necessario descrivere il comportamento meccanico del terreno mediante un modello costitutivo e individuarne i parametri che lo caratterizzano. In linea di principio, si può operare con due differenti metodologie. La prima consiste nell'utilizzare direttamente le relazioni fra tensioni e deformazioni ottenute sperimentalmente, purché queste siano state osservate in corrispondenza di percorsi tensionali e deformativi analoghi a quelli prevedibili in sito. La seconda consiste invece nell'usare i dati sperimentali in modo indiretto, impiegandoli per definire un modello costitutivo generale, calibrato sul comportamento meccanico osservato.

Seguendo il primo approccio, atteso che il comportamento dei terreni sotto carichi ciclici può spesso essere descritto utilizzando il modello lineare equivalente, le indagini geotecniche devono essere finalizzate a definire, per la porzione di sottosuolo di interesse per il problema in esame, la relazione tra modulo di taglio (G) e deformazione tangenziale (γ) nonché la relazione tra fattore di smorzamento (D) e deformazione tangenziale (γ), tenendo presente che in ingegneria geotecnica sismica il legame tensiodeformativo di riferimento è quello tra tensioni e deformazioni tangenziali, $\bar{\sigma}-\bar{\gamma}$ (Tabella 1.4).

Categoria di prova	Tipo di prova	Stato tensionale di consolidazione	Deformazione di taglio, γ (%)	Frequenza, f (Hz)	Rigidezza	Smorzamento	Resistenza	
							G	F
Ciclica	Triassiale	Assialsimmetrico	$10^{-3} \div$ rottura	$0.01 \div 1$	$q; \epsilon_a \rightarrow E \rightarrow G_0, G$	$W_D/W_S \rightarrow D$	$q/\sigma'_r; N_c$	
	Taglio semplice	Assialsimmetrico	$10^{-3} \div$ rottura	$0.01 \div 1$	$\tau; \gamma \rightarrow G_0, G$		$\tau/\sigma'_r; N_c$	
	Taglio torsionale	Assialsimmetrico o triassiale vero	$10^{-3} \div$ rottura	$0.01 \div 1$	$\tau; \gamma \rightarrow G_0, G$		$\tau/\sigma'_r; N_c$	
Dinamica	Colonna risonante	Assialsimmetrico o triassiale vero	$10^{-4} \div 1$	> 10	$f_r \rightarrow G_0, G$	$H.P, R.F. \rightarrow D$ $DC \rightarrow D$	-	
	Bender elements	Assialsimmetrico o triassiale vero	$< 10^{-3}$	> 100	$V_s \rightarrow G_0$	-	-	

Legenda:

- G= terreni a grana grossa
- F= terreni a grana fina
- H.P= semibanda di potenza
- R.F.= fattore di risonanza
- DC= prova di decadimento
- W_D = energia di deformazione dissipata nell'intero ciclo di scarico-ricarico
- W_S = energia accumulata nel primo ramo di carico.

Tabella 1.4

Il modulo di taglio a piccole deformazioni, G_0 è alquanto sensibile alle procedure di campionamento, mentre la legge di decadimento normalizzata, che lega il rapporto G/G_0 a γ è invece meno influenzata dai disturbi legati al campionamento. Pertanto, la rigidità del terreno può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$G(\gamma) = (G_0)_{\text{sito}} * [(G(\gamma)/G_0)]_{\text{lab}} = (G_0)_{\text{sito}} * [G(\gamma)]_{\text{lab}} \quad (2.1)$$

Nella (2.1), $(G_0)_{\text{sito}}$ è preferibilmente determinato a partire dalla misura in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio, mentre il modulo di taglio normalizzato, G/G_0 (vedi tabella 1.4), che dipende dal livello di deformazione, deve essere necessariamente ottenuto da prove in laboratorio.

La relazione $D - \gamma$ può essere espressa da:

$$D(\gamma) = D_0 + D(\gamma) \quad (2.2)$$

ed è tipicamente ottenuta solo da prove di laboratorio. Qualora D_0 fosse misurato in sito, ad esempio attraverso una prova CH ad almeno due ricevitori, la (2.2) può essere interpretata come:

$$D(\gamma) = (D_0)_{\text{sito}} + [D(\gamma)]_{\text{lab}} \quad (2.3)$$

dove $[D(\gamma)]_{\text{lab}}$ rappresenta il valore del fattore di smorzamento misurato in laboratorio e scalato rispetto al valore misurato, sempre in laboratorio, a piccole deformazioni, D_0 .

Seguendo il secondo approccio, che prevede l'uso di un modello costitutivo generale, la scelta del tipo di prove è strettamente legata ai parametri e alle condizioni iniziali utilizzati nella formulazione del modello scelto. La campagna di indagini deve essere perciò esplicitamente programmata ed eseguita con la finalità di valutare tali grandezze.

Anche in questo caso spesso è utile combinare prove in sito e prove in laboratorio; va però segnalato che frequentemente vengono impiegati protocolli sperimentali assolutamente non usuali, che richiedono competenze specifiche.

1.3 Zonazione sismica

1.3.1 Premessa

Gli studi di zonazione sismica sono finalizzati a conoscere la distribuzione sul territorio di alcuni degli elementi che concorrono a definire il rischio sismico. A seconda dell'ampiezza del territorio e degli elementi analizzati, si possono distinguere più livelli di zonazione sismica.

Uno studio di macrozonazione sismica si pone come obiettivo la individuazione in ambiti molto ampi (provinciali, regionali, nazionali) di zone aventi analoghi livelli di scuotibilità, cioè del “moto sismico al bedrock”, intendendo con tale termine il moto in corrispondenza della cosiddetta formazione rigida di base o bedrock. Generalmente, questo tipo di analisi viene condotto impiegando modelli probabilistici che portano in conto la distribuzione di potenziali faglie attive, informazioni reperite da cataloghi di terremoti osservati e/o registrati ed appropriate leggi di attenuazione. Ovviamente, in regioni come la Campania bisogna considerare anche l'eventualità che si verifichino terremoti di origine vulcanica che anche se hanno effetti areali limitati possono essere distruttivi nell'area epicentrale.

Al livello di uno studio di macrozonazione, il dettaglio locale ovviamente non entra in gioco, per cui il “filtro terreno” è disattivato. Un esempio di risultato di uno studio di macrozonazione sismica è la classificazione sismica introdotta nel novembre 2002 nella Regione Campania

Tra gli obiettivi assegnati a questo CTS è prevista l'elaborazione della macrozonazione sismica del territorio campano attraverso la revisione e la rivalutazione delle conoscenze e dei dati esistenti in relazione alle caratteristiche geologiche, a scala regionale e locale (con particolare riferimento ai centri urbani), alla sismicità storica, alla tettonica attiva dell'Appennino campano ed alla individuazione delle strutture sismogenetiche e delle aree d'influenza.

Con riferimento a questo punto il CTS ha redatto la relazione “La Pericolosità Sismica in Campania”. Il documento ha lo scopo di verificare in dettaglio la distribuzione della Pericolosità Sismica adottata per la Regione Campania con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

In questo ambito sono state anche considerate le caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche locali al fine di valutare con un'analisi schematica la variabilità della risposta sismica locale nei territori comunali. La microzonazione sismica consiste infatti nell'analisi e nella rappresentazione della distribuzione spaziale della pericolosità

sismica in un territorio (in genere un comune) e della vulnerabilità sismica dell'ambiente fisico di tale territorio prescindendo quindi dalla vulnerabilità dell'ambiente costruito. Di conseguenza uno studio di microzonazione comprende la valutazione a carattere preliminare :

- della risposta sismica vale a dire della possibile amplificazione del moto sismico, così come mediamente verrà avvertito in superficie a causa dei variabili caratteri geosismici delle aree considerate,
- della vulnerabilità dell'ambiente fisico, vale a dire di quel complesso di fenomeni che rendono vulnerabile al terremoto lo stesso ambiente fisico.

La combinazione degli studi in discorso con analisi di vulnerabilità dell'ambiente costruito e con valutazioni del valore esposto a rischio consentirà poi di delineare corretti scenari utili per la prevenzione, la gestione dell'emergenza e la programmazione del recupero e della ricostruzione delle aree colpite.

È opportuno ricordare che queste Linee Guida sono finalizzate ad illustrare i procedimenti (good practice) con i quali analizzare e quantificare l'influenza che le condizioni locali (morfologia superficiale e sepolta, regime delle acque sotterranee, costituzione del sottosuolo, proprietà fisico meccaniche dei terreni e delle rocce) hanno sul moto sismico e sui fenomeni fisici che, a seguito di un terremoto, possono colpire l'ambiente fisico, in altri termini i procedimenti da implementare per un corretto studio di pericolosità sismica. In ragione delle caratteristiche dell'evento sismico e delle condizioni di contorno, complessive e locali, un terremoto può infatti anche causare fenomeni quali fratture in superficie, subsidenza, liquefazione, instabilità dei pendii, maremoti e moti ondosi in bacini confinati.

Uno studio di zonazione sismica può essere condotto con approcci più o meno sofisticati, ma comunque sempre adeguati al livello di approfondimento delle conoscenze del territorio in studio. In particolare, in questa relazione verranno presentati tre livelli di approfondimento delle analisi. In questo modo, viene riproposto un approccio molto diffuso a livello internazionale, così come testimoniato dalle Linee Guida elencate in premessa. La zonazione va intesa come uno strumento di supporto alle decisioni per chi può e deve pianificare l'uso del territorio e per quanti sovrintendono e programmano le misure di prevenzione, gli interventi di emergenza, le azioni di recupero e ricostruzione. In tale ottica, la zonazione si configura anche come essenziale strumento di riduzione del rischio sismico.

In particolare, la microzonazione non implica la sostituzione delle norme vigenti in materia di progettazione degli edifici e delle strutture. Si ricorda che tra gli obiettivi della

procedura tecnico amministrativa avviata con deliberazione n. 2322 del 18 luglio 2003 è indicata la definizione di una normativa regionale in materia di difesa del territorio dal rischio sismico finalizzata ad aggiornare e attualizzare la L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983.

A tale proposito va segnalato che in Campania, così come in Italia e nel mondo, lo stato delle conoscenze tecnico-professionali nel settore dell'ingegneria sismica strutturale è certamente più evoluto e consolidato, di quanto non accada negli ambiti geologico, geofisico e geotecnico applicati ai problemi di ingegneria sismica, che pur sono tra i più avanzati. Come conseguenza di tale situazione, gli studi sismici geologici, geofisici e geotecnici a scala territoriale effettuati in Campania sono stati a volte carenti nell'impostazione metodologica, nelle indagini e nelle analisi a supporto degli studi di zonazione sismica. E ciò nonostante che la Regione si fosse dotata da anni di strumenti legislativi innovativi, come la L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983. Tale Legge, trascorsi ormai oltre venti anni dalla sua emanazione, potrebbe essere aggiornata anche sulla base delle indicazioni presenti in questa relazione, che rispecchiano lo stato dell'arte sulle conoscenze tecnico-professionali in ambito geologico, geofisico e geotecnico applicati ai problemi di ingegneria sismica, che ha fatto invece recentemente sensibili progressi.

In tal senso, queste Linee Guida si propongono anche di garantire la compatibilità di eventuali nuove normative con le conoscenze tecniche e professionali attuali.

Queste linee guida sulla microzonazione sismica possono anche servire a:

- indirizzare le autorità responsabili su come giudicare e valutare gli studi di microzonazione sviluppati nell'ambito della Regione;
- informare le autorità preposte sui dati richiesti in input per sviluppare un progetto di microzonazione e sui dati che possono essere dedotti in output da un progetto di microzonazione;
- fornire raccomandazioni tecniche per enti pubblici o privati incaricati di eseguire un progetto di microzonazione.

In linea di massima, si raccomanda di articolare uno studio di microzonazione nelle seguenti fasi:

- Fase preliminare di studio all'interno del territorio di riferimento (Regione, Provincia, o, come quasi sempre avviene in base alle Normative attuali, il territorio di un Comune);
- Fase dettagliata di pianificazione delle attività da parte degli Enti/imprese incaricate. Acquisizione dei dati disponibili e creazione di un database/GIS georeferenziato;

- Valutazione e completamento dei dati disponibili, indagini integrative; rappresentazione cartografica dei dati disponibili (grezzi);
- Creazione delle carte di microzonazione;
- Implementazione

Le procedure di microzonazione dovrebbero essere periodicamente adeguate al progredire delle conoscenze scientifiche ed all'evoluzione delle tecnologie.

In alcuni casi, potrebbe essere anche opportuno aggiornare i risultati di studi esistenti di microzonazione sismica per conformarli alle nuove conoscenze ed alle evidenze sperimentali raccolte successivamente.

Si suggerisce che vengano sistematicamente raccolti i dati geofisici, geologici e geotecnici che risultano dalle attività costruttive sviluppate all'interno del territorio e che i risultati degli studi di microzonazione sismica vengano verificati ed eventualmente aggiornati periodicamente (ogni 10-20 anni) e sicuramente quando un terremoto significativo colpisce il territorio, per tenere conto della distribuzione del danno all'interno del comune in esame e quando è stato raccolto un consistente numero di nuovi dati geologici, geofisici e geotecnici.

1.3.2 Contenuti delle Mappe di Microzonazione

Avendo chiari gli effetti che un terremoto può causare all'ambiente naturale (secondo quanto indicato nel Cap. 4), uno studio di microzonazione sismica ha l'obiettivo finale di portare all'elaborazione di mappe tematiche. I principali tematismi sono:

- suscettibilità alla amplificazione del segnale sismico
- suscettibilità alla liquefazione
- suscettibilità alla instabilità dei pendii naturali

In aggiunta, se necessario, potrà essere opportuno redigere una mappa o più mappe di altri fenomeni indotti dal sisma.

1.3.3 Scala di analisi e rappresentazione cartografica

La scelta della scala con cui elaborare le mappe di zonazione dipende dal livello di dettaglio dell'informazione che si intende rappresentare.

In generale, si definiscono:

- Mappe a grande scala 1:25.000 o maggiori
- Mappe a media scala da 1:1.000.000 a 1:25.000

- Mappe a piccola scala 1:1.000.000 o inferiore.

E' da sottolineare però che per l'elaborazione di Microzonazioni Comunali sono utili solo le mappe a grande scala. Le scale tipiche delle mappe di Microzonazione di un territorio comunale sono dell'ordine da 1:15000 a 1:5000, fino a casi limite di scale di 1:1.000.

La L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983 prevede cartografie alla scala 1:5000.

1.3.4 Legami con le normative vigenti in Italia e nella regione Campania

La mappa di zonazione della normativa suddivide l'Italia in macrozone a diversa scuotibilità sismica, per ognuna delle quali sono definite valori di accelerazioni di picco su suolo rigido o roccia (sito di tipo A) e relativo spettro di progetto. Questa zonazione, come è noto, ha portato alla classificazione sismica dei vari territori comunali italiani in 4 zone, alle quali corrispondono diversi livelli energetici del sisma atteso. Il comma h dell'Art. 2 dei Criteri contenuti nell'O.P.C.M. 3274/2003 lascia poi alle Regioni e per esse ai Comuni il compito di sottozonare (microzonare) i territori comunali sulla base delle caratteristiche geomorfologiche e geolitologiche presenti nei territori in esame.

La norma fornisce valori minimi di accelerazioni di picco e relativo spettro che devono essere sempre rispettati. Se le indagini specifiche al sito dovessero portare a spettri di progetto superiori a quelli della normativa è preferibile adottare questi invece di quelli di normativa.

In Campania, come già detto, il tema della zonazione sismica è in parte regolato dalla L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983.

In base a tale legge "Prima della formazione, revisione ed adeguamento degli strumenti urbanistici generali o loro varianti, ogni Comune della Regione dichiarato sismico o ammesso a consolidamento, è tenuto a predisporre indagini geologiche-geognostiche, ai fini della prevenzione del rischio."

"La base cartografica sarà in scala 1:5.000 o maggiore in base ad esigenze particolari. Le previsioni urbanistiche degli strumenti generali non possono prescindere dai risultati delle dette indagini."

La L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983 e successive delibere indicano quindi specificamente quali sono le mappe richieste per la microzonazione del territorio comunale in conformità con gli artt. 11 e 12 della detta Legge. Esse sono :

- a) Carta Geolitologica – La finalità di questa carta è l'identificazione dei terreni in affioramento significativo, differenziati sulla base della loro composizione

granulometrica, del grado di addensamento e degli altri parametri geologio-tecnici e geotecnici che li caratterizzano. Bisogna inoltre indicare le zone potenzialmente interessate da fratture o faglie.

- b) Carta Idrogeologica – Questa carta ha lo scopo di rappresentare mediante curve di livello (isopieze) la profondità della falda e le direzioni di deflusso
- c) Carta della Stabilità – Tale carta ha lo scopo di individuare, in relazione al livello energetico dell'evento sismico atteso, aree suscettibili di instabilità del suolo e del sottosuolo, tenendo conto della litologia e della morfologia. Dovrà quindi indicare la pendenza dei versanti, le aree a potenziale franosità e riattivazione, la tipologia di queste frane, i livelli di piovosità, il potenziale di infiltrazione e di ruscellamento, la presenza di cavità, delle loro caratteristiche geotecniche e condizioni di stabilità ed ogni altro parametro che si ritiene utile ai fini della sicurezza del territorio. Bisognerà inoltre identificare le aree nelle quali particolari situazioni geomorfologiche possono indurre focalizzazione dell'energia sismica.
- d) Carta della Zonazione Sismica del Territorio in Prospettiva Sismica – Sulla base dei risultati delle indagini e delle mappe precedentemente descritte e sulla base di specifiche indagini tese a definire le caratteristiche geosismiche dei terreni di copertura attraverso la determinazione della Vs30 (vedi dopo), si dovrà microzonare (sottozonare) il territorio comunale in aree omogenee dal punto di vista della pericolosità sismica. La carta della zonazione del territorio in prospettiva sismica ha per scopo quindi la definizione di zone omogenee per quanto riguarda la pericolosità sismica, specificando la natura del rischio.

Questa commissione nella Relazione “La pericolosità sismica in Campania” ha indicato una procedura per l'elaborazione di questa carta alla quale si rimanda.

Sulla base di quanto indicato nei paragrafi precedenti, l'affidabilità di uno studio di zonazione sismica dipende dalla qualità e dalla densità dei dati con i quali si acquisisce la conoscenza del sottosuolo. La procedura più economica per raccogliere i dati è di associarli ai nodi di una maglia che idealmente viene stesa sul territorio. La maglia può essere eventualmente infittita in aree particolari ove mai tale operazione si ritenga opportuna. In linea di massima, mentre i dati per definire l'amplificazione del moto sismico devono essere raccolti in ogni punto della maglia, quelli necessari per valutare suscettibilità a liquefazione o instabilità di pendii sono da acquisirsi solo nelle aree dove tali fenomeni sono attesi.

Le dimensioni della maglia dipendono dall'omogeneità delle condizioni geologiche e topografiche. Ovviamente, tanto più è densa la maglia maggiore è l'accuratezza

risultante ma parimenti aumenta in maniera considerevole lo sforzo richiesto per effettuare la zonazione. I dati geofisici, geologici e geotecnici disponibili per ogni punto della maglia (grid points) in cui è stato suddiviso il territorio in esame, devono essere trasferiti a zone, definite microzone, caratterizzate da valori simili della grandezza rappresentativa del fenomeno fisico considerato (risposta sismica locale, liquefazione, frane, ecc.).

E' da sottolineare infine che la L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983, pur avendo il grande merito di specificare che in fase di estensione dei piani regolatori è necessario far riferimento alle mappe di zonazione sismica, di fatto presenta degli aspetti che si sono dimostrati critici in fase di applicazione e che andrebbero, pertanto, rivisti ai fini dell'aggiornamento della Legge stessa. La L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983, infatti, non specifica chiaramente i limiti ed i contenuti delle mappe di microzonazione, né fornisce indicazioni su come gli studi devono essere eseguiti, sul livello di conoscenza che occorre acquisire in merito agli aspetti sismologici delle specifiche aree ovvero alle caratteristiche stratigrafiche ed alle proprietà meccaniche dei terreni, salvo un esplicito riferimento alla Rigidità o Impedenza sismica ($R = V_s \times \text{densità}$).

1.4 Metodi di zonazione sismica

1.4.1 Introduzione

In questo capitolo sono presentate le metodologie e le procedure che possono essere efficacemente impiegate per definire la distribuzione a scala territoriale della pericolosità sismica attraverso la determinazione alla scala opportuna di:

- amplificazione del moto sismico
- vulnerabilità dell'ambiente fisico (per instabilità dei pendii e per suscettibilità alla liquefazione).

In considerazione delle finalità di queste Linee Guida si è ritenuto indispensabile fare riferimento a metodologie e procedure d'analisi ampiamente consolidate e condivise nell'ambiente tecnico e professionale. Per tale motivo, con riferimento ai fenomeni che possono colpire l'ambiente fisico, nel seguito verrà dato spazio al tema della stabilità dei pendii e della liquefazione. Infatti, le procedure relative ad altri fenomeni fisici in discorso (ad esempio tsunami e seiche; fratture in superficie e subsidenza) non hanno lo stesso grado di maturazione e condivisione dei precedenti. Pertanto, richiedono ancora l'intervento di specialisti di geologia, geofisica e geotecnica applicate ai problemi di ingegneria sismica.

Con riferimento alle procedure generali di valutazione della amplificazione sismica locale, della instabilità dei pendii e della liquefazione, è ben noto che in letteratura sono stati introdotti tre livelli di zonazione, cui sono associati metodi d'analisi via via più complessi, che, a loro volta, richiedono un crescente grado di conoscenza dei caratteri geologici, geofisici e geotecnici dell'area (i.e. morfologia superficiale e sepolta, regime delle acque sotterranee, costituzione del sottosuolo, proprietà fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce presenti).

Il passaggio da un livello di analisi ad uno superiore deve avvenire man mano che si manifesta la necessità di approfondimenti. In tale ottica un'analisi attenta, ma a carattere generale può, ed è opportuno che sia condotta con metodi di I livello, che in Italia hanno condotto recentemente ad una nuova classificazione sismica del territorio nazionale. Se i risultati dovessero evidenziare un'elevata pericolosità o un'elevata vulnerabilità sismica è necessario effettuare ulteriori approfondimenti e, quindi, l'impiego di metodi di livello superiore, specie se l'esposizione dell'area in esame è elevata.



In linea di massima, tutte le procedure di zonazione sismica sono sviluppate in condizioni di campo libero (free-field) ovvero prescindendo dalla presenza di costruzioni ed infrastrutture che interagiscono in maniera più o meno marcata con il terreno

1.5 Zonazione sismica per amplificazione del moto sismico

1.5.1 Metodi di I livello (Macrozonazione del territorio)

Un'analisi di primo livello è basata sulla raccolta critica e sull'interpretazione di tutte le informazioni esistenti.

Le informazioni sono essenzialmente quelle relative a:

- caratteri degli eventi sismici passati, generalmente deducibili dai cataloghi di terremoti strumentali ed anche di terremoti storici privi di registrazioni strumentali;
- tipologia dei danni all'ambiente costruito ed all'ambiente fisico e loro distribuzione spaziale;
- geologia strutturale e tettonofisica.

Quando si esegue una zonazione di primo livello, i risultati si rappresentano in scala adeguata, tipicamente dell'ordine del 1:1.000.000 - 1:50.000.

Si veda, a proposito dei risultati conseguiti in Italia da questo fondamentale livello di approfondimento, la relazione INGV 2004 che guida la Classificazione sismica dei comuni italiani e le considerazioni sviluppate da questa Commissione nella precedente Relazione “ La pericolosità sismica in Campania”.

1.5.2 Metodi di II livello (Sottozonazione o Microzonazione dei territori comunali)

La qualità di uno studio di zonazione di I Livello può essere migliorata in modo significativo eseguendo indagini integrative di tipo speditivo e low-cost finalizzate ad ottenere ulteriori informazioni sui caratteri geologici, geofisici e geotecnici dell'area in esame.

A questo fine possono essere utili ulteriori:

- rilievi aerofotogrammetrici (da aereo e/o satellite), specie se possono essere confrontati con rilievi precedenti;
- indagini dirette sul campo finalizzate a riconoscere, quantificare e riportare su carta le unità geolitologiche potenzialmente suscettibili di amplificazione del moto sismico, instabilità dei pendii e liquefazione;
- prove geofisiche di superficie tese a valutare le caratteristiche geometriche di massima del sottosuolo e la morfologia del bedrock,
- misura sperimentale di Vs con metodi non invasivi e low-cost finalizzata a valutare la velocità delle onde di taglio della coltre superficiale di terreni.

Questo approccio comporta in genere costi relativamente contenuti e consente la redazione di mappe di zonazione alla scale di circa 1:15.000 -1:5.000 (vedi L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983).

Si veda, a proposito degli studi relativi a questo livello di analisi, quanto riportato nelle pagine precedenti e nella precedente relazione “La pericolosità sismica in Campania” prodotta da questa Commissione relativamente alla Microzonazione sismica dei Comuni e che qui, per comodità del lettore, viene riportato:

“Per quanto riguarda specificamente gli aspetti geosismici, il parametro fisico che è risultato essere più significativo e contemporaneamente facilmente misurabile è il Modulo di Taglio dinamico G , ovvero la Velocità delle onde sismiche trasversali V_s ($V_s=v(G/densità)$), che caratterizza il pacco di terreno più superficiale. Pertanto, attraverso la cartografia della litologia superficiale e la determinazione sperimentale delle V_s , che mediamente caratterizzano i vari terreni superficiali, sarà possibile individuare e caratterizzare varie zone del territorio Comunale. Per congruenza con le disposizioni di cui all’O.P.C.M. 3274/2003, sarà opportuno, dalle determinazioni degli spessori dei terreni superficiali e delle velocità V_s ad essi attribuite, caratterizzare mediamente le varie Microzone attraverso il valore relativo ai primi 30 metri di sottosuolo, definendo così una Categoria di suolo media della Microzona. Si ribadisce che per la delimitazione delle aree si dovrà tener conto delle caratteristiche e dei limiti della litologia affiorante, quali desunti dalla Carta Geolitologica del territorio comunale.

Quindi il territorio verrà suddiviso in aree omogenee dal punto di vista della “ V_s30 ”, media ponderale della velocità delle onde sismiche per i primi 30 m (punto 3.1 ordinanza 3274, Normativa sismica Edifici), e, successivamente, in base ai detti valori di Velocità sismica V_s30 , verrà redatta una carta dei fattori di incremento da applicare, nelle varie Microzone o Sottozone individuate, all’accelerazione sismica relativa allo spettro elastico di ancoraggio come prevista dal punto 3.2.1 della stessa normativa (vedi Tabella 1) che, si ribadisce, si riferisce a suoli di fondazione corrispondenti alla Categoria A. Ovviamente laddove affiorassero formazioni di Categoria A si avrebbe fattore di incremento uno rispetto a quanto previsto dalla Classificazione.

Nel caso si riconosca già in questa fase di studio a carattere generale anche la eventuale presenza di sottosuoli complessi o particolari (categorie S1 o S2 di cui all’O.P.C.M. 3274/2003), sarà opportuno segnalarlo già in questa sede di Microzonazione. Alla molteplicità di situazioni geologiche che possono comportare variazioni dell’accelerazione sismica, quindi, si faranno corrispondere, attraverso la

Microzonazione sismica, conseguenti incrementi all'accelerazione di progetto, così da renderla più rappresentativa del modo in cui si risentirà in una determinata area comunale un evento sismico.

Anche precedentemente all'O.P.C.M. 3274/2003 si applicava, per la Microzonazione di cui alla L. R. n. 9 del 7 gennaio 1983, una logica simile basandosi, allora, su incrementi indicati dall'intervallo di variabilità del fattore ϵ .

La scelta di utilizzare una tale procedura nasceva anche allora dalla necessità di rendere coerenti i risultati della Microzonazione con quelli della caratterizzazione geosismica dei siti di costruzione. Ciò, peraltro, è sancito dalla sezione H.2 del D.M. LL.PP. 11/03/1988 che dispone: "per l'elaborazione di piani urbanistici in zone sismiche le indagini devono essere finalizzate alla caratterizzazione del territorio per la ricerca dei parametri di progetto in accordo con quanto previsto dalle norme sismiche".

E' da sottolineare che, nello spirito della normativa, tale suddivisione del territorio Comunale rappresenta una sottozonazione sismica a carattere ancora generale, a livello cioè di pianificazione del territorio e non può, né vuole, rappresentare una specifica e corretta identificazione della categoria di terreno presente nell'immediato sottosuolo di uno specifico sito. I valori di " V_s30 " determinati nei vari punti stazione vengono infatti estrapolati nelle diverse aree sulla base anche della litologia affiorante e, come è ben comprensibile, possono solo essere rappresentativi di situazioni non particolari, ma generali, come è appunto negli obiettivi di una Microzonazione in prospettiva sismica di un territorio Comunale. Si dovrà raccomandare, pertanto, che in sede successiva, di piani esecutivi, venga effettuata la determinazione attenta delle caratteristiche del terreno secondo le procedure di valutazione della risposta sismica di sito e sulla base di indagini che permettano una corretta valutazione del modello geolitologico e sismico del sottosuolo dell'area specifica interessata dalle fondazioni e di quella immediatamente ad essa circostante.

In definitiva, quindi, le procedure per una corretta Microzonazione sismica del territorio comunale, per essere in accordo con quanto richiesto dalle norme ed in particolare dal D.M. LL.PP. 11/03/1988 e dall'O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 8612/2005, devono, inizialmente, indicare le zone di attenzione, o eventualmente da escludere quali siti di costruzioni, per la presenza di grave pericolosità sismica legata, ad esempio, ad instabilità dei versanti, a potenzialità elevata di liquefazione o di addensamento eccessivo o di marcata subsidenza, per la presenza di fasce soggette a rottura per fagliazione o perché soggette a collasso di cavità ipogee o infine anche per eccessivi effetti di amplificazione del moto sismico per fattori morfologici. Per tutte le

altre aree del territorio si dovrà provvedere, come prima indicato, alla definizione di Microzone caratterizzate da un fattore omogeneo di incremento medio dell'energia sismica attesa."

1.5.3 Metodi di III livello (Risposta sismica Locale o di Sito)

Quando il potenziale rischio sismico è elevato (territori comunali classificati), nelle aree ad elevata esposizione quali ad esempio quelle in cui sono presenti o si prevede di realizzare insediamenti strategici di protezione civile – dovrà essere eseguita uno studio sismico molto più dettagliato. A tal fine, è necessario effettuare indagini geologiche, geofisiche e geotecniche specifiche per il sito in esame e ricorrere alla modellazione numerica per analisi di risposta sismica locale, instabilità dei pendii, o di suscettibilità alla liquefazione. Questo livello di zonazione, richiedendo di pianificare ed eseguire specifiche indagini, è generalmente costoso.

Con riferimento alle scale da impiegare per la rappresentazione cartografica dei risultati, è da ricordare che la scala grafica deve essere adeguata al grado di approfondimento delle conoscenze dell'area in studio e delle procedure di analisi prescelte.

Nel seguito si tratterà diffusamente delle modalità e delle procedure relative a questa tipologia di studio di dettaglio.

Le più recenti normative nazionali ed internazionali includono sistemi di classificazione del sottosuolo basati sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio o di altri parametri meccanici dei terreni dedotti da prove geotecniche standard. Le classificazioni sono finalizzate a valutare le azioni sismiche sulle costruzioni, in quanto a ciascuna categoria di sottosuolo sono attribuiti fattori di amplificazione dell'accelerazione di picco e relative forme spettrali.

Nell'Eurocodice 8 così come nell'O.P.C.M. 3274/2003 si definiscono 7 classi di sottosuolo riportate nella Tabella, di cui le prime cinque identificate con le lettere A, B, C, D ed E più due classi speciali di sottosuolo indicate con le sigle S1 e S2. Ciascuna classe di sottosuolo è caratterizzata da una descrizione sintetica del profilo stratigrafico e distinta sulla base di uno dei seguenti fattori:

- la velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, V_{s30} ;
- il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica, NSPT;
- la resistenza a taglio non drenata c_u .

Il parametro meccanico principale e di base per la classificazione del sito è la V_{s30} , calcolata secondo la seguente espressione:

$$V_{s30} = 30 / \left[\sum_{i=1}^n (h_i / V_{si}) \right]$$

dove n è il numero di strati omogenei in cui è possibile suddividere i primi 30 m di sottosuolo, h_i e V_{si} sono rispettivamente lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo (in m/s). È importante notare che il parametro V_{s30} è una velocità equivalente, il cui valore è diverso dalla media delle velocità dei singoli strati pesata con gli spessori degli stessi. La definizione di V_{s30} consente, quindi, di esaltare il contributo dei terreni più deformabili.

Nei siti in cui possono rendersi disponibili misure di V_s , è fortemente consigliabile effettuare la classificazione del sottosuolo in base a tale parametro. In caso contrario, l'Eurocodice 8 oppure l'O.P.C.M. 3274/2003 suggeriscono l'impiego dei parametri alternativi quali NSPT e/o c_u . Tuttavia, se tali parametri variano con la profondità, non sono fornite indicazioni sulla determinazione di un valore di NSPT o di c_u rappresentativo dei primi 30 m di sottosuolo. A tale proposito è possibile riferirsi alle raccomandazioni emanate dall'Agenzia della Protezione Civile USA (FEMA, 2003) nelle quali vengono suggerite due procedure alternative:

- a) nel caso in cui siano disponibili determinazioni di NSPT per i terreni presenti nei primi 30 m di sottosuolo, può essere determinato un valore di NSPT equivalente con un metodo analogo a quello usato per la determinazione di V_{s30} , secondo l'espressione seguente:

$$N_{SPT30} = 30 / \left[\sum_{i=1}^n (h_i / N_{SPTi}) \right]$$

in cui h_i e N_{SPTi} indicano rispettivamente lo spessore (in metri) e la resistenza penetrometrica dello strato i -esimo degli n strati omogenei in cui sono stati suddivisi i primi 30 m di sottosuolo;

- b) in alternativa, è possibile classificare un sito sulla base di valori equivalenti della resistenza penetrometrica e della coesione non drenata, rispettivamente per gli strati di terreni incoerenti e coesivi presenti nei primi 30 m di sottosuolo, secondo le seguenti espressioni:

$$N_{SPT} = h_s \left[\sum_{i=1}^m (h_i / N_{SPTi}) \right]$$

dove h è lo spessore totale (in metri) degli strati di terreno a grana grossa incoerente, presente nei primi 30 m di sottosuolo, $N_{SPT,i}$ è la resistenza penetrometrica dello strato i -esimo,

$$c_u = h_c / \left[\sum_{i=1}^k (h_i / c_{ui}) \right]$$



dove h è lo spessore totale ($h_c = 30 - h_s$) degli strati di terreno coesivo nei primi 30 m di sottosuolo e c_{ui} è la coesione non drenata dello strato i -esimo. Nel caso in cui i valori equivalenti di N_{SPT} e c_u conducano ad una diversa classificazione del sito, si suggerisce di assegnare al sottosuolo la classe corrispondente al terreno più deformabile.

Anche nel caso che nel sito considerato venissero individuate due distinte categorie di suolo, si dovrà assegnare al sottosuolo la classe corrispondente al terreno più deformabile o procedere a studi specifici.

Come prima indicato, secondo l'O.P.C.M. 3274/2003 ovvero secondo l'Eurocodice 8, a ciascuna categoria di sottosuolo è associato uno spettro di risposta elastico, con l'eccezione dei siti di tipo S1 ed S2 che richiedono studi specifici. La classificazione dei siti che nasce a livello normativo per definire in maniera semplificata le azioni sismiche sui singoli edifici, può rappresentare, come abbiamo visto ed estrapolandone la portata, uno strumento di zonazione sismica per analizzare aree relativamente estese,

Richiamandoci ancora all'O.P.C.M. 3274/2003, la costruzione dello spettro di risposta elastico dell'accelerazione orizzontale è effettuata mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{array}{ll} Se(T) = a_g * S * [1+(T/T_B)^{(\eta*2,5-1)}] & 0 < T < T_B \\ Se(T) = a_g * S * \eta^{*2,5} & T_B < T < T_C \\ Se(T) = a_g * S * \eta^{*2,5} * (T_C/T) & T_C < T < T_D \\ Se(T) = a_g * S * \eta^{*2,5} * ((T_C * T_D)/T^2) & T_D < T \end{array}$$

in cui:

- $Se(T)$ è l'ordinata dello spettro elastico orizzontale;
- S è un fattore tabellato in funzione della categoria di sottosuolo;
- a_g è l'accelerazione di progetto su sottosuolo di tipo A, che dipende dalla zona sismica in cui ricade il comune;
- T è il periodo proprio dell'oscillatore semplice (in secondi);
- η è il fattore di correzione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , per valori di ξ diversi da 5% ($\eta = 1$ per $\xi=5\%$);
- T_B , T_C e T_D sono i valori dei periodi che separano i diversi rami dello spettro, tabellati per le diverse categorie di sottosuolo.

I valori dei parametri che definiscono le forme spettrali sono riportati nella tabella allegata all'O.P.C.M. 3274/2003. Si segnala peraltro che le indicazioni riportate dall'Eurocodice 8 sono leggermente diverse da quelle della citata O.P.C.M. 3274/2003.

A conclusione di questo paragrafo va tuttavia detto che è internazionalmente riconosciuto che metodi per la valutazione della risposta sismica locale basati sulle categorie di sottosuolo rappresentano solo metodi ancora parzialmente approssimativi.

In definitiva sia nel caso di edifici di particolare importanza, sia nel caso di edifici ordinari fondati su sottosuoli con caratteristiche complesse ed eterogenee in termini di proprietà geometriche, geofisiche meccaniche ed idrogeologiche è opportuno, come d'altro canto prevede la normativa sismica oggi in vigore (O.P.C.M. 8612/2005; si veda anche il Testo unico del C.S. LL.PP. 2005) effettuare specifici studi di Risposta sismica locale del sito il che significa impiegare procedure di indagine e di analisi di maggiore dettaglio così come descritto nei successivi capitoli.

Tali Ordinanza e Testo unico specificano infatti che solo in mancanza di tale studio sarà possibile fare direttamente riferimento alle cinque tipologie di suolo su riportate.

In tal caso, le indagini geotecniche del sito devono essere opportunamente calibrate in modo da ottenere una conoscenza approfondita della stratigrafia, delle caratteristiche fisiche e delle proprietà meccaniche dei terreni nell'area in studio. Tipicamente occorre acquisire la conoscenza quantitativa dei valori della rigidezza e fattore di smorzamento a piccoli livelli di deformazione (comunemente attraverso prove sismiche in sito) nonché delle loro variazioni con il livello di deformazione (comunemente attraverso una campagna di prove di laboratorio).

In genere, lo studio sismologico deve essere finalizzato a produrre, per gli scenari che si intendono analizzare, delle storie temporali delle accelerazioni al basamento roccioso.

I codici di calcolo attualmente disponibili sul mercato consentono di effettuare analisi numeriche a differente grado di complessità. Si parte da analisi semplici come quelle monodimensionali di tipo lineare equivalente (effettuate, ad esempio, con il famoso codice di calcolo SHAKE e suoi derivati tipo EERA o altri) fino ad arrivare a codici che implementano approcci più complessi, che consentono al limite di effettuare analisi bi- e tri-dimensionali, modellando l'interazione tra le diverse fasi del terreno ed il complesso comportamento tensio-deformativo dello scheletro solido in campo ciclico e dinamico (non linearità, isteresi, accoppiamento volumetrico-distorsionale, etc.). I codici di calcolo con cui è possibile effettuare analisi di questo tipo sono, ad esempio DYNAFLOW (Prevost , 2002), GEFDYN (Aubry e Modaressi, 1996), TARA-3 (Finn et al., 1986), FLAC (Itasca, 2000), QUAD4M (Idriss et al., 1994).

Nell'utilizzare metodi numerici di maggiore sofisticazione, di fatto si abbandona il livello della scala territoriale per muoversi al livello della scala della singola opera. In altri termini, per uno studio di zonazione sismica si consiglia l'uso dei metodi numerici più semplici, eventualmente associati, solo a scopo di taratura, a quelli più complessi.

Le analisi di risposta sismica con metodi di livello III sono eseguite in aree limitate relative ad i siti di costruzione ed a quelle immediatamente circostanti.

La differenza sostanziale tra i metodi di II e III livello è che gli ultimi richiedono una conoscenza molto approfondita dei modelli teorici e delle procedure numeriche, oltre che delle caratteristiche del sottosuolo. Si sottolinea come un uso inappropriato degli strumenti di calcolo più sofisticati ovvero una conoscenza inadeguata del sottosuolo può portare invece a valutazioni decisamente erranee. Di conseguenza l'approccio di livello III richiede personale esperto e possibilmente la validazione dei risultati delle analisi su case-history documentate.

L'analisi numerica consiste nella modellazione di situazioni reali mediante un'appropriata e dettagliata caratterizzazione geometrica e meccanica del sito e nella valutazione della risposta sismica locale tramite codici di calcolo, basati su opportune semplificazioni e riduzioni del problema.

Per ottenere risultati significativi dall'analisi numerica è assolutamente necessario realizzare le seguenti fasi di lavoro:

- Ricostruzione della geometria del sottosuolo. La ricostruzione della geometria del sottosuolo è effettuata sulla base delle conoscenze geologiche dell'area e da specifiche indagini, quali rilevamento di superficie, indagini geognostiche dirette (sondaggi stratigrafici) o indagini geofisiche indirette. Tali conoscenze permettono di definire la geometria tridimensionale del sottosuolo, da cui è possibile individuare il modello geometrico mono-, bi- o tri-dimensionale da usare nelle analisi, e la profondità del substrato roccioso a cui applicare il moto di input.
- Definizione del moto di input. Il moto di input rappresenta il segnale sismico al bedrock, la cui ampiezza e il cui contenuto in frequenza dipendono dalle caratteristiche del meccanismo della sorgente sismica, dalla magnitudo e dal percorso sorgente-sito compiuta dalle onde sismiche. Il moto di input da utilizzarsi nelle analisi numeriche può essere espresso sia sotto forma di accelerogramma sia di spettro di risposta elastica.
- Definizione dei parametri geotecnici. Le proprietà fisico-meccaniche dei materiali presenti nell'area di studio vengono definite attraverso prove in sito e prove di



- laboratorio. Il grado di affidabilità dell'analisi dipende dal grado di approfondimento utilizzato nella definizione dei parametri geotecnici del materiale, che è funzione del tipo e numero di prove effettuate, del numero e della qualità dei campioni esaminati e della profondità, estensione e dettaglio delle indagini eseguite in sito.
- Scelta dei programmi di calcolo. Sono disponibili molti programmi di calcolo per eseguire modellazioni numeriche ai fini della valutazione della risposta sismica locale; essi differiscono per le ipotesi semplificate in relazione alla geometria del problema ed al modello costitutivo assegnato al terreno, e per l'algoritmo di calcolo utilizzato. La scelta del programma di calcolo è di fondamentale importanza e deve essere commisurata al grado di dettaglio acquisito in merito ai cosiddetti parametri di input dell'analisi (geometria e stratificazione del sottosuolo, proprietà dei materiali e moto sismico). Una scelta inadeguata porta a valutazioni approssimate, a volte del tutto erranee.
 - Selezione del tipo di risultato. Risulta fondamentale la scelta del tipo di risultato da fornire in accordo con la finalità principale dello studio. Esistono due tipologie di risultati:
 - 1) una funzione che rappresenti istante per istante il moto sismico al suolo, tra cui l'accelerogramma, lo spettro di Fourier dell'accelerazione, o lo spettro di risposta di accelerazione, velocità e spostamento in funzione di un dato valore dello smorzamento strutturale;
 - 2) una grandezza scalare che quantifichi l'effetto di amplificazione locale presente al sito, tra cui il rapporto tra il valore dell'accelerazione di picco (PGA) al suolo e quello del segnale di input, oppure il rapporto tra lo spettro di risposta in accelerazione / velocità / spostamento al suolo ed il corrispondente spettro del segnale di input o il rapporto tra il valore integrale del segnale di output e di input, calcolati su determinati spettri di risposta per determinati intervalli di periodo di vibrazione.

1.5.4 Zonazione sismica per fenomeni di instabilità dei pendii

Nel presente paragrafo si illustrano alcune procedure che possono essere impiegate per la zonazione sismica della suscettibilità alla franosità di pendii, naturali o artificiali. L'importanza dell'argomento è strettamente connessa agli effetti che è lecito attendersi su strutture ed infrastrutture a seguito dell'azione su queste esplicata da corpi di frana attivati o riattivati da terremoti. Per questa tipologia di zonazione, a differenza di quella per l'amplificazione del segnale sismico, non esistono specifiche

norme di legge, per cui l'operatore dovrà necessariamente far partire i propri studi dal I livello.

1.5.5 Metodi di I livello [1:1.000.000 ÷ 1:50.000]

I metodi di I livello per la zonazione della suscettibilità alla franosità indotta da eventi sismici possono essere suddivisi in:

1) criteri finalizzati alla ricerca di eventuali relazioni tra magnitudo e distanze dall'epicentro di attivazione, o di riattivazione, di fenomeni franosi;

2) criteri finalizzati alla rappresentazione della distribuzione spaziale delle isosiste e dei fenomeni franosi innescati da sisma.

1) Criteri basati sulla magnitudo e la distanza

Il livello di zonazione in questione è essenzialmente finalizzato a discriminare le aree che potranno essere sede di fenomeni franosi innescati da sisma attraverso l'analisi di dati storici relativi a terremoti e frane da questi attivate o riattivate (ISSMGE-TC4, 1999). In particolare, il metodo mira ad individuare eventuali correlazioni, solitamente espresse in forma grafica, tra la massima distanza epicentrale di attivazione o riattivazione dei movimenti franosi e la magnitudo M del sisma. E' evidente che l'applicazione del criterio esclude il ruolo che, sulla risposta locale dei versanti, esercita l'insieme dei fattori predisponenti di tipo geologico, geomorfologico e idrogeologico.

Il documento pubblicato nel 1999 dal Comitato Tecnico TC4 (Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering) della ISSMFE riporta alcune delle più note fra le anzidette correlazioni. Tra queste si cita quella proposta da Yasuda e Sugitani (1988) che hanno condotto alcune analisi sui dati relativi a fenomeni franosi innescatisi a seguito di terremoti occorsi in Giappone negli ultimi 100 anni, suddividendo l'insieme dei 105 casi rintracciati in due sottoinsiemi che contemplano, rispettivamente, frane superficiali e profonde. Riportando su un piano semilogaritmico i punti rappresentativi delle coppie di valori Magnitudo-distanze epicentrali, gli Autori dimostrano che i massimi valori delle distanze di attivazione di frane superficiali sono maggiori di quelle relative alle frane profonde.

Nel documento del TC4 si citano, altresì, i lavori di:

- Keefer e Wilson (1989), che a seguito di uno studio sui fenomeni franosi innescati da 47 terremoti occorsi nel mondo a partire dal 1811, hanno dimostrato come le massime distanze di attivazione dai piani di faglia

riguardino essenzialmente i crolli, alcune tipologie di scorrimento e le valanghe di roccia;

- Ishihara e Nakamura (1987), che hanno studiato la distribuzione spaziale delle frane occorse a seguito del terremoto in Ecuador del 1987;
- Mora e Mora (1992), che hanno studiato le frane occorse in Costa Rica a valle di 11 terremoti occorsi tra il 1888 e il 1991.

Il TC4 riporta anche le massime distanze dall'epicentro e dal piano di faglia di frane occorse a seguito dei terremoti di Loma Prieta (California, 1989), Manjil (Iran, 1990), Luzon (Filippine, 1990) e Spitak (Armenia, 1988).

Terremoto	Magnitudo (M)	Distanza massima [km]		Riferimento
		dall'epicentro	dal piano di faglia	
Loma Prieta (1989)	7.1	97	-	ADEP (1990)
Manjil (1990)	7.3	40	-	Ishihara (1991a)
Luzon (1990)	7.8	210	130	Arboleda (1991)
Spitak (1988)	7.0	15	-	Ishihara (1991b)

Dalla sintesi delle informazioni reperite nella letteratura scientifica, il documento del TC4 mette in evidenza come la massima distanza di attivazione di fenomenologie franose dall'epicentro o dal piano di faglia sia minore per i Paesi con clima secco (Iran e Armenia) rispetto ai Paesi con clima umido (Giappone e Filippine). In seconda analisi, si riconosce come le massime distanze dai piani di faglia siano minori rispetto a quelle relative all'epicentro. Ai fini pratici, il TC4 raccomanda il ricorso alle correlazioni riportate in Fig. 1.

Ancora una volta si ritiene auspicabile la validazione delle correlazioni in precedenza illustrate attraverso approfondimenti e sviluppi a livello regionale che consentano di poter contemplare l'influenza esercitata, sulle massime distanze dall'epicentro di fenomeni franosi attivati da terremoti di fissata Magnitudo, da fattori locali connessi, ad esempio, all'esistenza di direzioni preferenziali di propagazione dell'energia sismica.

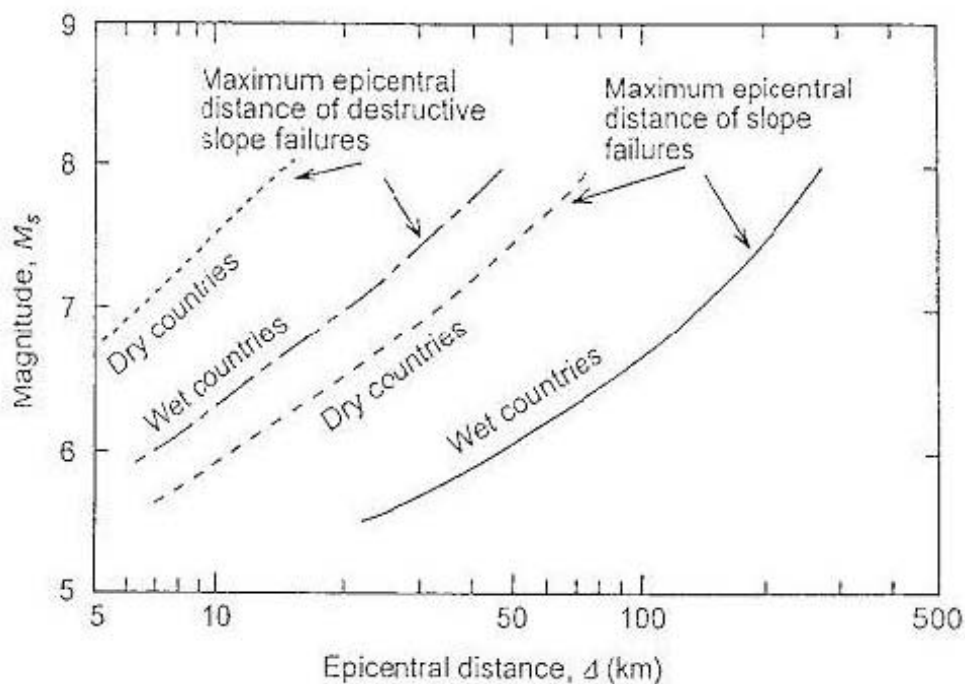


Fig. 1 – Relazione tra la Magnitudo del sisma e la massima distanza epicentrale di attivazione di fenomeni franosi (TC4, 1999).

Un esempio di utilizzazione a scala regionale, dei criteri innanzi esposti e del ruolo che i fattori locali possono giocare sulle relazioni tra sisma e frane è riportata nel paragrafo intitolato “Potenzialità al dissesto dei versanti connessa all’attività sismica” facente parte della relazione sulla “Pericolosità sismica in Campania” redatta da questa Commissione Tecnico Scientifica.

Un ulteriore applicazione a scala regionale della metodologia illustrata è riportata in Aiello et al. (2004), con riferimento a fenomeni di scorrimento. Lo studio si è avvalso dei dati reperibili presso il catalogo C.E.D.I.T. (Romeo & Delfino, 1997) del Servizio Sismico Nazionale (SSN).

2) Criteri basati sulla rappresentazione delle isosiste

Come in precedenza accennato, il documento redatto dal TC4 (1999) riporta una sintesi degli studi condotti da Keefer e Wilson (1989) i quali hanno anche individuato, per ciascuno dei 47 terremoti presi in considerazione, il valore minimo della intensità in sito I, valutata in base alla scala Mercalli Modificata (MCS), al quale è corrisposto l’innesco di almeno una fenomenologia franosa; dallo studio dei predetti Autori è emerso, in particolare, che la classe all’interno della quale ricade il maggior numero di

terremoti che hanno innescato frane corrisponde a quella cui compete un valore minimo dell'intensità in sito pari al VI grado MCS.

Il metodo proposto da Keefer e Wilson (1989) dimostra come un'attenta perimetrazione delle aree che in passato hanno subito frane può rappresentare un utile strumento per individuare zone sulle quali focalizzare l'attenzione. In tale direzione può tornare utile la ricerca di eventuali correlazioni, su base spaziale, tra il numero dei fenomeni franosi innescati a seguito di sismi storici ed i diversi livelli di intensità in sito – solitamente rappresentabili su carta attraverso involuppi dei luoghi di punti ad intensità costante (isosiste) – associabili agli stessi sismi.

Un esempio di applicazione del metodo è riportato nella precedentemente citata relazione sulla "Pericolosità sismica in Campania". Dallo studio svolto, riguardante le frane occorse nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Nazionale "Liri-Garigliano e Volturno" con riferimento a quattro sismi storici, si è potuto evincere come il maggior numero delle frane attivate o riattivate dai sismi ricade all'interno dell'involuppo delle isosiste di grado VIII della scala MCS.

1.5.6 Metodi di II livello [1:100.000 ÷ 1:10.000]

I risultati derivanti dall'applicazione dei metodi di I livello, in termini di suscettibilità del territorio a franare a seguito dell'accadere di terremoti di fissata magnitudo, possono essere adeguatamente approfonditi attraverso studi da condurre alle scale di indagine e di rappresentazione proprie dei metodi di II livello qui di seguito illustrati.

1) Metodi proposti dal Comitato Tecnico TC4 - ISSMFE

Nel documento predisposto dal TC4 (1999) sono rintracciabili tre metodi di zonazione che si differenziano, essenzialmente, per la scelta dei parametri da contemplare nelle analisi.

Il primo metodo, applicato a scala 1:50.000 o 1:25.000 con riferimento a maglie quadre di lato pari a 500 m, è stato proposto dalla Prefettura di Kanagawa (Giappone) sulla base dei dati relativi alle frane innescate da tre terremoti occorsi in Giappone tra gli anni '74 e '84. Il metodo, risalente al 1986, si fonda sull'impiego dei seguenti parametri ritenuti responsabili, alla scala dello studio, delle condizioni di stabilità dei versanti:

- massima accelerazione al suolo;
- lunghezza delle isoipse ad una data quota;
- massimo dislivello;
- rigidità delle rocce presenti nell'area di studio;

- lunghezza delle faglie;
- lunghezza di versanti artificiali;
- caratteristiche topografiche del versante.

Il metodo consiste nell'assegnare un peso a ciascuno dei predetti fattori e nel sommare, quindi, tra loro i diversi pesi in modo da ottenere un numero, a sua volta, rappresentativo di una ben precisa classe di suscettibilità (queste ultime si differenziano semplicemente in relazione al numero di frane attese all'interno di una maglia per effetto del verificarsi di un terremoto).

Il secondo metodo (Mora e Vahrson, 1993) si basa sui risultati derivanti da uno studio condotto sulle frane innescate, in America Centrale, sia da sismi che da piogge intense. Il metodo proposto porta in conto la pendenza dei versanti, la litologia e il contenuto naturale d'acqua dei terreni; si considera, altresì, il ruolo giocato dalle cause innescanti, vale a dire il sisma e le precipitazioni. La suscettibilità alla franosità dell'area viene, quindi, definita attraverso un indice, a sua volta ottenuto come risultato della combinazione del "peso", stabilito attraverso scale nominali di valori, di ciascuno dei predetti fattori.

Il terzo metodo, illustrato nel documento predisposto dal TC4, è stato concepito ai fini della stima della suscettibilità alla franosità di pendii artificiali realizzati in corrispondenza di infrastrutture stradali; si sono impiegati, in tale direzione, dati riguardanti gli effetti del sisma di Izuohshima-kinkai verificatosi nel 1978 in Giappone (Japan Road Association, 1988). Nel caso in esame, si invocano alcune classi di fattori che riguardano, in particolare: l'altezza del pendio, la sua pendenza, la presenza di strapiombi, la geologia, lo spessore di terreno alterato, la presenza di filtrazioni, la frequenza di crolli, lo stato di deformazione del pendio, lo stato di deformazione e le attuali condizioni di sicurezza di opere di sostegno, scavi o colmate che potrebbero avere interessato i versanti, crolli che hanno determinato problemi per la circolazione stradale. L'attribuzione di valori nominali a ciascuna delle sottoclassi, in cui è possibile articolare le predette classi, consente infine di pervenire alla stima di un indice rappresentativo della suscettibilità cercata.

A conclusione di questa breve disamina, previamente, appare opportuno rilevare che i predetti metodi si ritengono applicabili solo negli stessi contesti geo-ambientali in cui sono stati concepiti. In altre parole, i pesi ed i coefficienti che contribuiscono all'instabilità di un pendio andrebbero tarati con appositi studi condotti a livello regionale.

Da un'attenta analisi dei metodi esposti deriva, altresì, l'esigenza di integrare, ai fini di zonazioni di II livello, le informazioni già richieste per gli studi di zonazione di I livello con quelle derivanti da studi sulla geologia, geomorfologia e idrogeologia di territori, nonché da indagini dirette eseguite, a scala provinciale o comunale, in siti pilota scelti all'interno di aree campione; queste ultime da selezionare in funzione della modesta variabilità delle proprietà geologiche e geotecniche dei depositi in esse ricadenti, oltre che per la loro rappresentatività del territorio in studio.

2) Criteri basati sulla definizione di categorie di sottosuolo

I metodi di II livello per la zonazione della suscettibilità alla franosità dei versanti possono avvalersi, oltre che delle informazioni in precedenza elencate, anche dei risultati ottenibili attraverso la valutazione della risposta sismica locale (par. 7.2) ed, in particolare, di quelli mirati alla definizione delle categorie di sottosuolo. L'acquisizione dei risultati derivanti dall'applicazione di tali metodi consente, infatti, di procedere a zonazioni in grado di contemplare, in termini di amplificazione dell'accelerazione al suolo, gli effetti legati alle differenti caratteristiche geolitologiche, geosimiche e geotecniche degli affioramenti e delle stratigrafie dei depositi presenti nei territori oggetto di indagine.

Un esempio di applicazione di procedure che tengano in debito conto i predetti effetti è riportata nella relazione sulla "Pericolosità sismica in Campania". In tale esempio si mostra come, combinando le informazioni presenti in una carta geologica a scala 1:100.000 del territorio oggetto di studio, in termini di litologie affioranti, con i suggerimenti dell'O.P.C.M. 3274/03 – che fanno corrispondere a ciascuna delle categorie di suolo contemplate dalla stessa Ordinanza definiti valori del coefficiente S di amplificazione dell'accelerazione massima orizzontale attesa su suolo rigido – sia possibile enucleare interessanti corrispondenze tra l'area in cui si concentra la percentuale maggiore di fenomeni franosi innescati da sismi storici e le zone in cui le accelerazioni massime orizzontali al suolo assumono il massimo valore.

A conclusione di questa disamina dei metodi disponibili si deve, infine, sottolineare l'importanza che negli studi di zonazione di II livello, svolti a scale non inferiori a 1:25.000, riveste la cartografia tematica recentemente sviluppata dalle Autorità di Bacino per la redazione del Piano Straordinario finalizzato alla rimozione delle situazioni a rischio più alto (D.L. 180/98, L. 267/98, D.P.C.M. 98, L. 226/99) e del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (L. 183/89, L. 226/99 e L. 365/2000) ed, in particolare, la carta inventario dei fenomeni franosi del Piano Stralcio per l'Assetto

Idrogeologico (Rischio da frana) che deve, naturalmente, includere gli ambiti potenzialmente sede di frane di primo distacco.

1.5.7 Metodi di III Livello [1:25.000 ÷ 1:5.000]

Nel caso in cui le zonazioni di I e di II livello forniscano chiare indicazioni sull'esistenza di zone caratterizzate da una elevata suscettibilità alla franosità e si disponga, altresì, dei necessari dati di base, è raccomandabile eseguire zonazioni più dettagliate con i metodi di III livello, di seguito illustrati, che possono consentire la redazione di una cartografia tematica nella quale distinguere tre classi di suscettibilità (alta, media e bassa).

In tale direzione, di particolare utilità risultano i criteri di analisi che, a scala di dettaglio, consentono di valutare le condizioni di stabilità di pendii sottoposti ad azioni sismiche. Detti criteri di analisi possono basarsi su metodi di complessità crescente, inquadrabili nelle seguenti tre categorie (AGI, 2005):

- metodi pseudo-statici;
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata);
- metodi di analisi dinamica avanzata.

1) Metodi pseudo-statici

Nei metodi di analisi di tipo pseudo-statica il margine di sicurezza è di norma valutato rispetto a condizioni di equilibrio limite. Le assunzioni poste alla base dei predetti metodi sono, pertanto, le stesse di quelle invocate, ad esempio, nei diffusi metodi delle strisce (Airò Farulla, 2000). Questi ultimi presuppongono l'esistenza di una superficie critica, da determinare per tentativi, che delimita la porzione di terreno per la quale è minimo il rapporto tra capacità e domanda di resistenza (coefficiente di sicurezza F). L'azione sismica è assimilata ad una forza con direzione e verso tali da ridurre la stabilità e proporzionale, attraverso un opportuno coefficiente sismico, alla massa di terreno delimitata dalla superficie critica.

In definitiva, la procedura alla base del metodo ignora totalmente l'azione dinamica dell'azione sismica. Per rendere confrontabili gli effetti di forze d'inerzia, fortemente variabili in modulo, direzione e verso con gli effetti di una forza statica equivalente che si mantiene costante nel tempo, l'accelerazione equivalente, proporzionale al coefficiente sismico, deve essere convenientemente inferiore all'accelerazione massima su suolo rigido. Particolare cura deve, pertanto, essere

rivolta alla scelta del valore da assegnare al coefficiente sismico di progetto (Eurocodice 8-5, 2003; AGI, 2005).

Il documento predisposto dal TC4 (1999) illustra due metodi di zonazione che si avvalgono del ricorso ai criteri di analisi pseudo-statica. Il primo dei due metodi, proposto da Wilson et al. (1979), mira alla stima del valore (definito “critico”) dell’accelerazione a cui deve essere sottoposta una massa in frana affinché, lungo la superficie di scorrimento, la resistenza mobilitata (domanda) eguagli la massima mobilitabile (capacità). Lo schema di calcolo assunto a riferimento è quello di pendio indefinito; tra i parametri geometrici e meccanici che intervengono nel calcolo della accelerazione critica si citano la pendenza del versante, lo spessore dello strato di terreno in condizioni di collasso incipiente, il peso dell’unità di volume, la coesione e l’angolo di resistenza al taglio del terreno.

La soluzione di Wilson et al. (1979) è stata successivamente applicata da Tanaka (1982) allo studio dell’area di Nashimoto (Giappone) nella quale, a seguito del sisma di “Izuohshima-kinkai” occorso nel 1978, si sono registrate numerose frane. Avvalendosi di una carta delle pendenze e di una carta geologica, dalla quale si evince la presenza di quattro unità litologiche prevalenti, l’Autore ha messo a confronto le frane osservate nell’area con quelle prevedibili attraverso l’impiego del metodo Wilson et al. (1979), riscontrando una buona corrispondenza. Appare opportuno sottolineare che le analisi di stabilità svolte da Tanaka (1982) non sembrano inquadrarsi come analisi di tipo parametrico, essendo stato utilizzato soltanto un “set” fisso di valori.

Il secondo metodo riportato nel documento del TC4 è quello proposto da Siyahi e Ansal (1993) che, modificando il metodo di Koppula (1984), propongono il calcolo del coefficiente di sicurezza allo scorrimento di pendii, assumendo una superficie di scorrimento di tipo circolare, la resistenza al taglio linearmente crescente con la profondità e forze pseudo-statiche equivalenti agenti soltanto nella direzione orizzontale. Il coefficiente di sicurezza così ottenuto dipende soltanto dai valori assunti dall’angolo di resistenza al taglio del terreno e da un numero di stabilità (N_1), a sua volta dipendente dalla geometria del pendio e della superficie di scorrimento. Il valore minimo del coefficiente di sicurezza, per fissati valori dell’angolo di resistenza al taglio, si ottiene in corrispondenza del minimo valore di N_1 ricavabile, quest’ultimo, come risultato di analisi parametriche. L’abaco di fig. 2 consente di determinare il valore minimo di N_1 , una volta assegnate la pendenza del versante e il coefficiente di amplificazione sismica orizzontale.

Il metodo è stato proposto per la zonazione di un'area che è stata suddivisa in celle quadrate di lato pari a 500 m. Ad ogni maglia si è associato un valore di pendenza ricavato sulla base delle informazioni contenute in una carta topografica redatta in scala 1:10.000, assegnando alla maglia la pendenza più alta riscontrabile all'interno della medesima. L'angolo di resistenza al taglio è stato determinato sulla base di informazioni derivanti da indagini geologiche e geotecniche effettuate a scala 1:5.000 o 1: 10.000; i valori delle accelerazioni massime sono stati desunti da studi mirati all'analisi della risposta sismica locale.

L'estensione del metodo allo studio della stabilità di versanti ricadenti in un area della Turchia – avendo assunto un terremoto di riferimento di magnitudo 6,9 e periodo di ritorno di 200 anni per la stima dell'accelerazione massima su suolo rigido – ha consentito la redazione di una carta nella quale sono individuabili maglie quadre a ciascuna delle quali corrispondono valori del coefficiente di sicurezza minori di 1, compresi tra 1 e 1,5 e maggiori di 1,5.

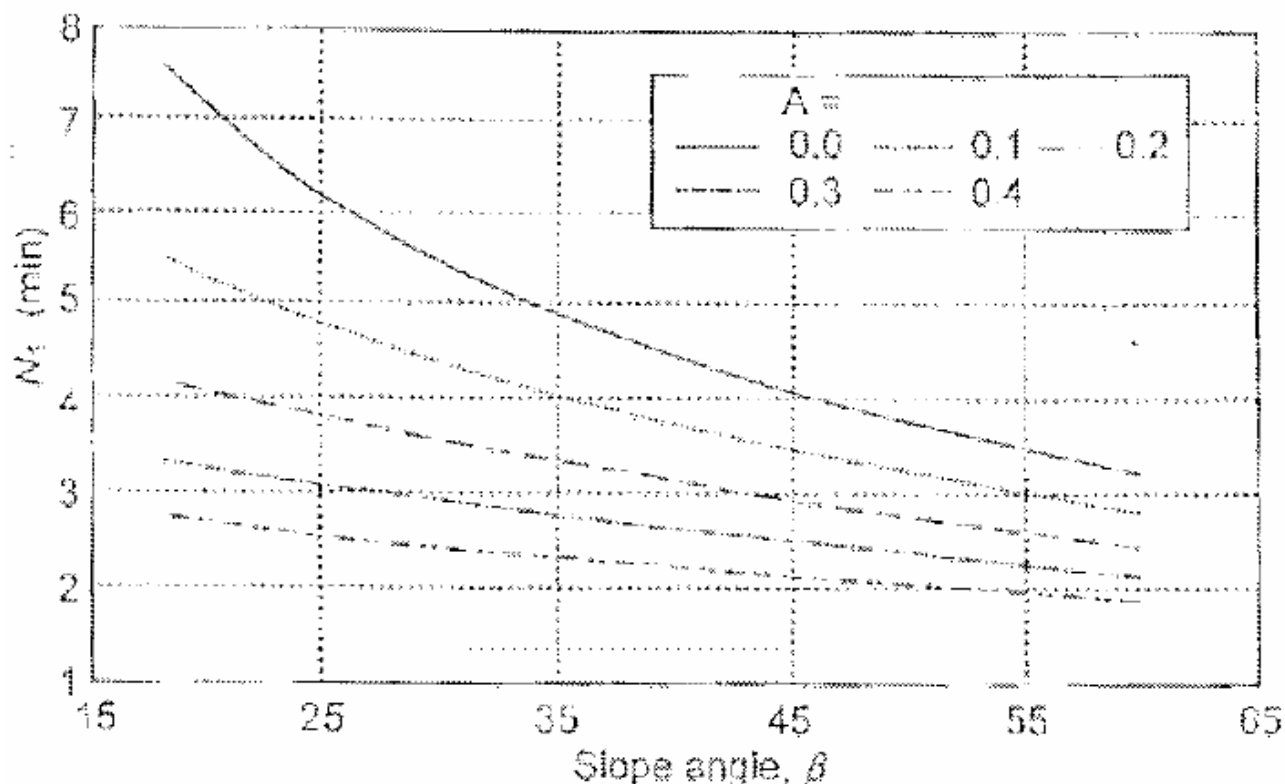


Fig. 2 – Dipendenza del valore minimo di N_1 dalla pendenza β del versante e dall'accelerazione A di progetto (Siyahi e Ansal, 1993).

Al termine di questa breve disamina sui metodi pseudo-statici e, sulla base di quanto suggerito nell'Eurocodice 8–5 (2003), si deve osservare che il loro impiego va escluso nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presentano irregolarità molto marcate. Tali metodi, inoltre, non conducono a risultati attendibili in presenza di terreni in grado di sviluppare pressioni interstiziali elevate o di subire riduzioni rilevanti della resistenza sotto carico ciclico, così come in assenza di dati significativi sulle proprietà meccaniche dei terreni.

2) Metodi di analisi dinamica semplificata

I metodi di analisi dinamica semplificata si ispirano al metodo inizialmente proposto da Newmark (1965) per il calcolo degli spostamenti di un blocco rigido su un piano inclinato vibrante. La condizione di sicurezza del blocco è valutata in termini di spostamento partendo dal presupposto che, nel corso di una sollecitazione sismica, ogni qualvolta l'accelerazione indotta supera un valore di soglia, si manifesta uno spostamento permanente del blocco; quest'ultimo, al contrario, si arresta non appena il valore dell'accelerazione, cambiando di segno, è tale da annullarne la velocità. I risultati che si ottengono applicando ai pendii naturali i metodi di analisi dinamica semplificata, devono essere considerati come stime approssimate della loro reale risposta ad azioni sismiche; tuttavia, poiché tali metodi tengono conto dell'intera storia di carico (espressa come accelerogramma) che si esercita sul corpo di frana nel corso del terremoto e non solo di una quantità meno significativa come l'accelerazione massima, lo spostamento calcolato può essere assunto, indipendentemente o quasi dal suo significato fisico, come un parametro di stima comparativa delle condizioni di stabilità di uno stesso pendio per diversi possibili terremoti e/o di differenti pendii per lo stesso terremoto (Crespellani et al., 1990).

Da qualche anno, nella letteratura scientifica sono rintracciabili interessanti esempi che si muovono nella direzione innanzi delineata e che si collocano, talora, in funzione della scala di studio privilegiata e del livello di informazioni disponibili, tra i metodi di zonazione di II e di III livello.

A tale riguardo si cita, ad esempio, lo studio della suscettibilità alla franosità indotta da sismi effettuato a scala regionale da Jibson et al. (2000), grazie anche alla notevole mole di dati acquisiti a seguito del terremoto occorso nel 1994 a Northridge (California). Tali dati includono: 1) un ampio catalogo di frane innescate dal sisma; 2) circa 200 accelerogrammi registrati nel corso del "mainshock"; 3) la cartografia geologica del territorio a 1:24 000; 4) numerosi dati sulle proprietà geotecniche dei

principali litotipi coinvolti; 5) modelli digitali della topografia del territorio ad alta risoluzione.

Tutti i dati disponibili sono stati inseriti in griglie di lato pari a 10 m grazie all'impiego del software ARC/INFO GIS software montati su computer UNIX. La combinazione dell'insieme dei dati disponibili con un modello dinamico, a sua volta basato sul metodo degli spostamenti di Newmark ha consentito di individuare, per il sisma di Northridge, le zone di versante (ovvero le maglie della griglia) alle quali corrispondono eguali valori degli spostamenti. La mappa degli spostamenti è stata, quindi, messa a confronto con la carta inventario dei fenomeni franosi occorsi a seguito dello stesso terremoto di Northridge, consentendo quindi la individuazione di un legame funzionale tra lo spostamento atteso e la probabilità di frana. La funzione così ottenuta, secondo gli Autori, può essere impiegata per predire e zonare la suscettibilità alla franosità al variare di "terremoti di progetto".

Ancora una volta si ritiene doveroso segnalare come l'applicazione dei metodi di III livello richieda una conoscenza molto approfondita dei modelli teorici e delle procedure numeriche utilizzate, nonché delle proprietà geofisiche e geotecniche dei terreni da assumere a riferimento. A tal riguardo, i passi necessari da compiere possono farsi coincidere con quelli già segnalati al par. 7.2 del presente documento, in cui si sono illustrati i metodi utili allo svolgimento di zonazioni di III livello della risposta sismica locale. In sintesi, occorrerà procedere alla:

- 1) ricostruzione della geometria del sottosuolo;
- 2) caratterizzazione dell'azione sismica;
- 3) definizione dei parametri geotecnici;
- 4) scelta dei programmi di calcolo;
- 5) selezione del tipo di risultato.

Infine appare doveroso segnalare che il ricorso a metodi di analisi dinamica più avanzati (AGI, 2005) rispetto a quelli in precedenza illustrati, appare attualmente giustificato solo per lo studio del comportamento di peculiari sistemi geotecnici, quali per esempio le dighe in terra, non essendoci al momento, esempi significativi in letteratura o nella pratica tecnica che ne giustificano l'adozione a fini di zonazione.

1.6 Zonazione per suscettibilità alla liquefazione

La liquefazione può essere una delle principali cause di danno delle opere geotecniche, e quindi anche delle opere di fondazioni di edifici ed infrastrutture. Il potenziale di liquefazione dipende da due fattori principali: caratteri del moto sismico (ampiezza, frequenza e durata) e natura dei terreni. In questo paragrafo i diversi metodi proposti in letteratura per lo studio della suscettibilità alla liquefazione dei terreni sono classificati secondo approcci di I, II, e III livello.

Attesa la scarsità di evidenze ben documentate di fenomeni di liquefazione in Italia ed, in particolare, in Campania le metodologie operative qui presentate derivano da esperienze maturate al di fuori del nostro paese e che vanno quindi applicate con cautela. A titolo informativo si riporta la Figura 3 tratta da uno studio recente (Galli, 2000). Nella figura è indicata la localizzazione dei siti ove, secondo l'Autore risultano essersi manifestati in Italia fenomeni di liquefazione.

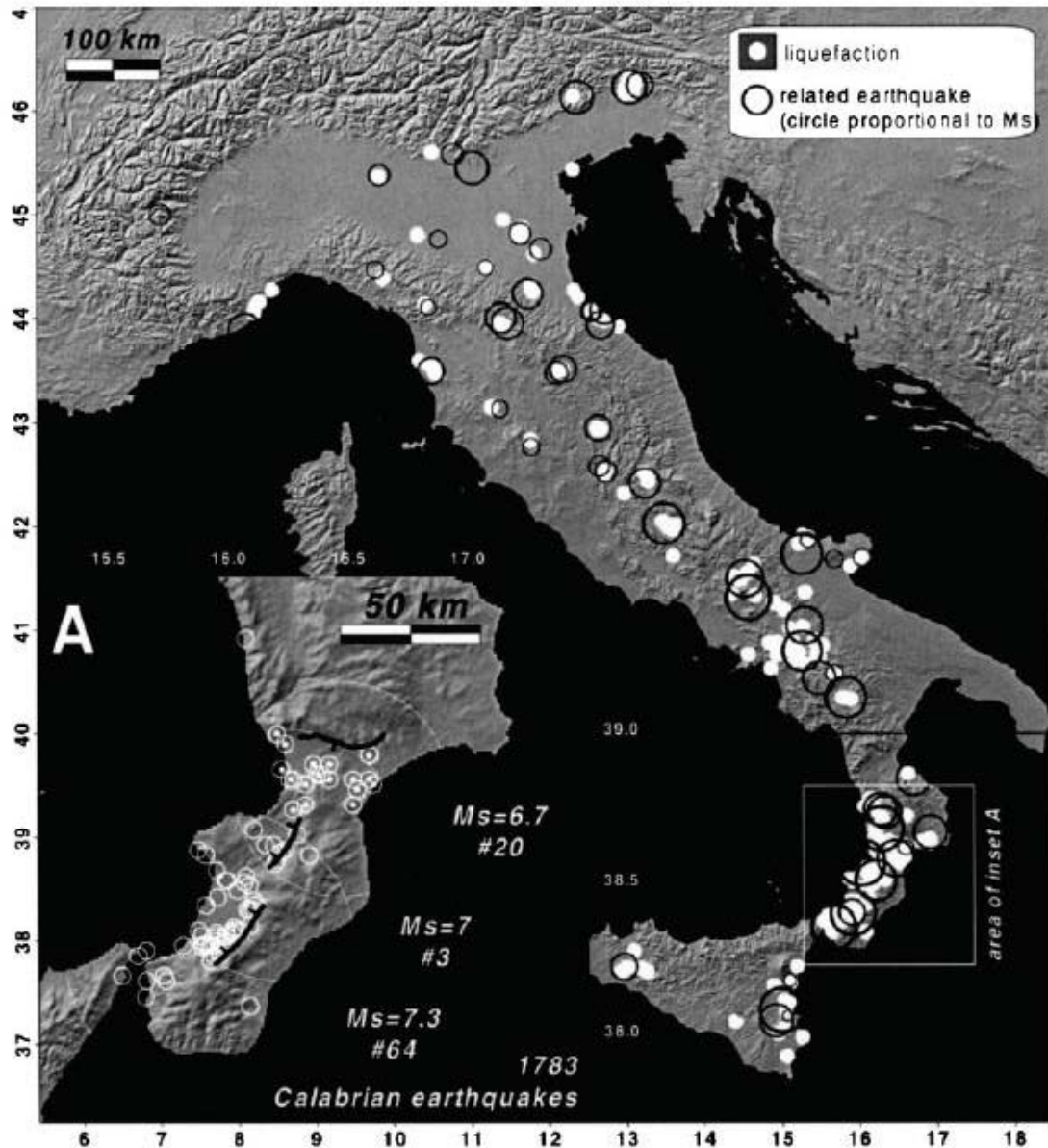


Figura 3 -Casi di liquefazione censiti in Italia (Galli, 2000)

Anche per questa tipologia di zonazione, a differenza di quella per l'amplificazione del segnale sismico, non esistono specifiche norme di legge, per cui l'operatore dovrà necessariamente far partire i propri studi dal I livello.

1.6.1 Metodi di I livello

I metodi di I livello per lo studio della suscettibilità alla liquefazione possono essere classificati in:

- 1) Criteri basati sulla sismicità dell'area
- 2) Criteri basati su dati geomorfologici.

Nel primo caso, l'estensione massima della zona potenzialmente suscettibile di liquefazione può essere valutata impiegando relazioni empiriche tra magnitudo e distanza epicentrale (o, in alternativa, tra intensità macrosismica e distanza epicentrale) e fenomeni osservati di liquefazione.

1) Criteri basati sulla magnitudo e la distanza

Le osservazioni sperimentali dimostrano che è possibile correlare la magnitudo dell'evento alla distanza epicentrale del sito più lontano in cui, per quell'evento, si è osservato un fenomeno di liquefazione. Gli studi partono dal lavoro di Kuribayashi e Tatsuoka (1975), che, utilizzando 32 terremoti giapponesi, hanno dimostrato l'esistenza di una relazione tra magnitudo M_j e massima distanza epicentrale R oltre la quale non si osserva il fenomeno della liquefazione. Il legame è espresso dalla seguente relazione:

$$\log R = 0,77 M_j - 3,6$$

dove M_j è la magnitudo dell'evento, secondo la scala J.M.A. (Japan Meteorological Agency).

È stata anche proposta (Liu e Xie, 1984) una correlazione basata su casi di liquefazione osservati in Cina:

$$0,862(ML-5)$$

$$R = 0,82 \cdot 10$$

dove ML è la magnitudo Richter (1935) ed R è la massima distanza dall'epicentro del sito liquefatto, espresso in Km.

Ambraseys (1988) ha proposto una correlazione usando il momento sismico, M_w , per definire la magnitudo, e distinguendo tra terremoti superficiali e intermedi. I dati relativi a terremoti superficiali sono correlabili mediante la seguente equazione:

$$M_w = 4,64 + 2,65 \cdot 10^{-3}R + 0,99 \log R$$

I dati relativi a terremoti con profondità focale intermedia tipicamente si dispongono al di sotto del limite dei terremoti superficiali, indicando che terremoti a profondità focale intermedia possono generare liquefazione su un'area ben più vasta degli eventi superficiali. Il lavoro di Kuribayashi e Tatsuoka (1975) è stato integrato da Wakamatsu (1991) con altri dati relativi a 67 terremoti giapponesi accaduti negli ultimi 106 anni. Come risultato finale di tale studio Wakamatsu (1991) propose un limite superiore alla relazione tra la magnitudo M_j e la distanza R del tipo:

$$\log R = 2,22 \log(4,22M_j - 19,0)$$

Le relazioni sopra citate sono diagrammate in Figura 2, usando la magnitudo delle onde superficiali M_s , definita da Gutenberg (1945) e basata sulle relazioni pubblicate da Utsu (1982).

Il limite fornito dalla relazione 7.4.4, basato sul lavoro di Wakamatsu, appare il più conservativo tra i limiti forniti dalle relazioni da 7.4.1 a 7.4.4. La spiegazione sta nel fatto che i criteri impiegati da Wakamatsu per stabilire se è avvenuto o meno un fenomeno di liquefazione includono anche segni minimi di liquefazione. Considerando solo i dati relativi a segni evidenti di liquefazione (dedotti da 46 terremoti giapponesi) si ottiene un limite meno conservativo (la linea continua in Figura 4, Wakamatsu, 1993)

$$\text{Log } R = 3,5 \log(1,4 M_j - 6,0)$$

Questa relazione può essere usata per predire la distanza oltre la quale è improbabile che si verifichi liquefazione, anche in presenza di depositi potenzialmente liquefacibili.

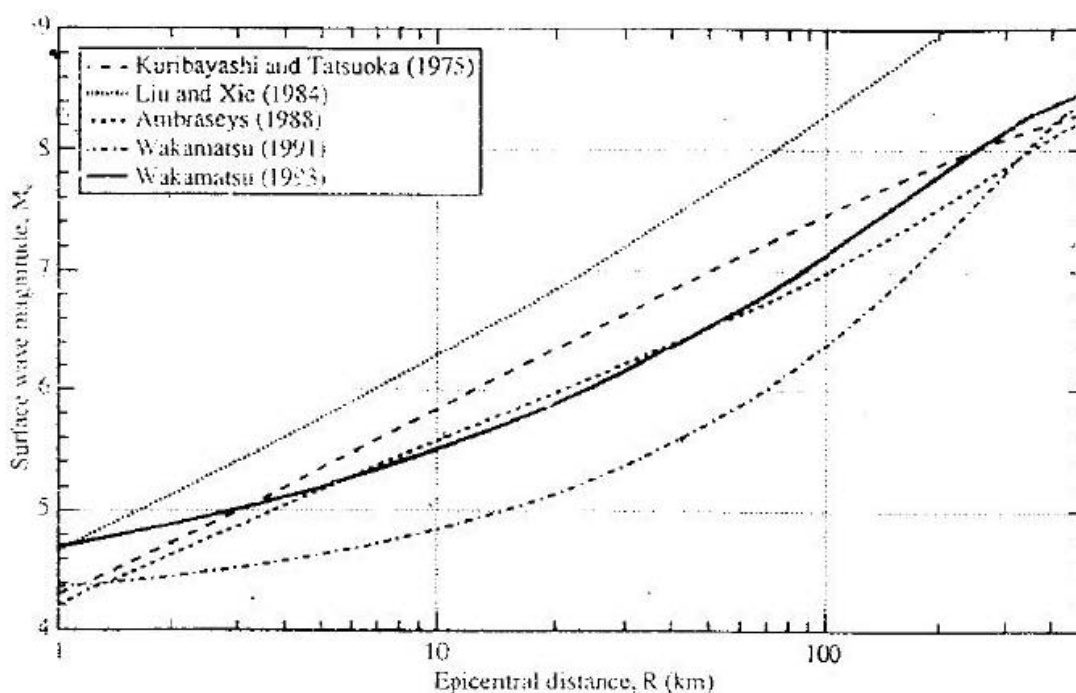


Figura 4 - Relazioni empiriche tra magnitudo delle onde superficiali (M_s) e massima distanza epicentrale entro la quale si sono storicamente osservati fenomeni di liquefazione.

In alternativa, gli stessi autori [Kuribayashi e Tatsuoka (1975); Wakamatsu (1991)] hanno proposto relazioni empiriche tra la massima distanza epicentrale ove si è osservata liquefazione e l'intensità macrosismica. Da tali studi è emerso che la liquefazione si è verificata sistematicamente in depositi molto recenti e quando il moto sismico ha avuto un'intensità superiore all'VIII grado della scala Mercalli Modificata

(M.M.). Solo raramente si sono osservati casi di liquefazione per terremoti di intensità inferiore17.

2) Valutazione della suscettibilità alla liquefazione sulla base di criteri geomorfologici

L'analisi degli eventi di liquefazione verificatisi in concomitanza di numerosi terremoti (Iwasaki et al. – 1982) ha consentito di individuare semplici correlazioni con i caratteri geomorfologici dei siti colpiti (Tabella 1.5), utili per individuare le aree sulle quali concentrare l'attenzione ed approfondire le analisi, eventualmente passando a metodi di II e/o III livello.

UNITÀ GEOMORFOLOGICA	SUSCETTIBILITÀ
Letto di fiume, palude, colmata	Alta
Conoide, argine naturale, duna di sabbia, spiaggia	Media
Terrazzo, collina, montagna	Bassa

Tabella 1.5 - Caratteri geomorfologici e suscettibilità alla liquefazione

Trattando di criteri empirici di I livello è quanto mai importante sottolineare che la liquefazione si può verificare ripetutamente in uno stesso deposito (Kuribayashi e Tatsuoka, 1975; Youd, 1984; Yasuda e Tohno, 1988; Wakamatsu, 1991). Di conseguenza, un'attenta perimetrazione delle aree che in passato hanno subito fenomeni di liquefazione può rappresentare un ulteriore utile strumento per individuare aree sulle quali focalizzare l'attenzione.

1.6.2 Metodi di II livello

In generale le mappe di suscettibilità alla liquefazione ottenute con i criteri di I livello forniscono solo indicazioni di prima approssimazione circa la vulnerabilità del sito al fenomeno in discorso. Per ottenere una valutazione meglio approssimata è appropriato passare a metodi di II livello. In questo caso, come già anticipato al paragrafo 7.1, la qualità di uno studio può essere migliorata in modo significativo con un modesto aggravio economico, eseguendo indagini integrative di tipo speditivo e low-cost.

A questo fine possono essere utili ulteriori:

- rilievi aerofotogrammetrici (da aereo e/o satellite), che mostrano in dettaglio unità geologiche e geomorfologiche,

- indagini dirette sul campo finalizzate a riconoscere, quantificare e riportare su carta le unità geologiche potenzialmente suscettibili di liquefazione,
- misura di VS con metodi non invasivi e low cost, finalizzate a valutare la velocità delle onde di taglio dei terreni potenzialmente suscettibili di liquefazione.

1) Criteri geologici e geomorfologici per valutare il potenziale di liquefazione

I criteri geologici e geomorfologici per identificare le aree ad alta suscettibilità di liquefazione sono sintetizzati nella Tabella 1.6. Tali criteri evidenziano che:

- condizioni di deposizione di materiali a grana grossa in ambiente fluviale o eolico favoriscono la formazione di depositi sciolti,
- i depositi solitamente diventano nel tempo più resistenti alla liquefazione per l'effetto combinato di un aumento di addensamento (vibrazioni) e di una progressiva formazione di legami di cementazione, anche tenui, tra le particelle di terreno.

Questi criteri da soli non sono sufficienti a definire il potenziale di liquefazione di un sito. Infatti, affinché realmente si verifichi un fenomeno di liquefazione è necessario che concorrano altre condizioni sfavorevoli quali:

- stato tensionale geostatico ridotto (i.e. deposito a pochi metri di profondità dal piano di campagna),
- profondità ridotta del pelo libero della falda,
- condizioni idrauliche al contorno tali da impedire il drenaggio durante il terremoto,
- elevata entità e durata delle azioni sismiche

Tipo di deposito	Presenza di materiale a grana grossa	Suscettibilità di liquefazione (in base all'età del deposito)			
		<500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-pleistocene
Depositi continentali					
Alvei fluviali	Variabile localmente	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Pianure alluvionali	Variabile localmente	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Conoidi e piane alluvionali	Diffusa	Moderata	Bassa	Bassa	Molto bassa
Piane e terrazzi marini	Diffusa	-	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Delta e conoidi fluviali	Diffusa	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Spiagge lacustri	Variabile	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Colluvioni	Variabile	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Detrito di falda	Diffusa	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Dune	Diffusa	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Loess	Variabile	Alta	Alta	Alta	Molto bassa
Detrito glaciale	Variabile	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa

Tabella 1.6 - Suscettibilità alla liquefazione dei depositi sedimentari durante terremoti di forte intensità (riadattata da Youd and Perkins, 1978)

Prima di eventualmente procedere con metodi di III livello è consigliabile verificare se è possibile escludere che l'area in esame sia vulnerabile alla liquefazione, impiegando i seguenti criteri (AGI, 2005) relativi ai caratteri del terremoto ed alle caratteristiche dei terreni:

- magnitudo di momento M inferiore a 5;
- accelerazioni massime al piano campagna in condizioni free-field minori di 0,10g;
- accelerazioni massime al piano campagna in condizioni free-field minori di 0,15g e terreni caratterizzati da:
 - frazione di fine FC, superiore al 20% con indice di plasticità $PI > 10\%$; oppure,
 - FC . 35% e resistenza $(N1)60 > 20$; oppure,²
 - FC . 5% e resistenza $(N1)60 > 25$,

dove $(N1)60$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica dello Standard Penetration Test.

- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 5a nel caso di materiale con un coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 5b per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.

- profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

In altri termini, basta che si verifichi una delle condizioni precedentemente elencate perché si possa asserire che la probabilità di occorrenza del fenomeno di liquefazione è molto bassa.

1 Si osservi che le scale di intensità sismica utilizzate non portano in conto in maniera esplicita gli effetti di sito

4 L'analisi di foto aeree, eventualmente scattate subito dopo un evento alluvionale possono dare indicazioni su zone di colata e di accumulo di terreni a grana grossa poco addensati potenzialmente liquefacibili.

4 Per la definizione $(N1)60$ si veda l'Appendice 10.6

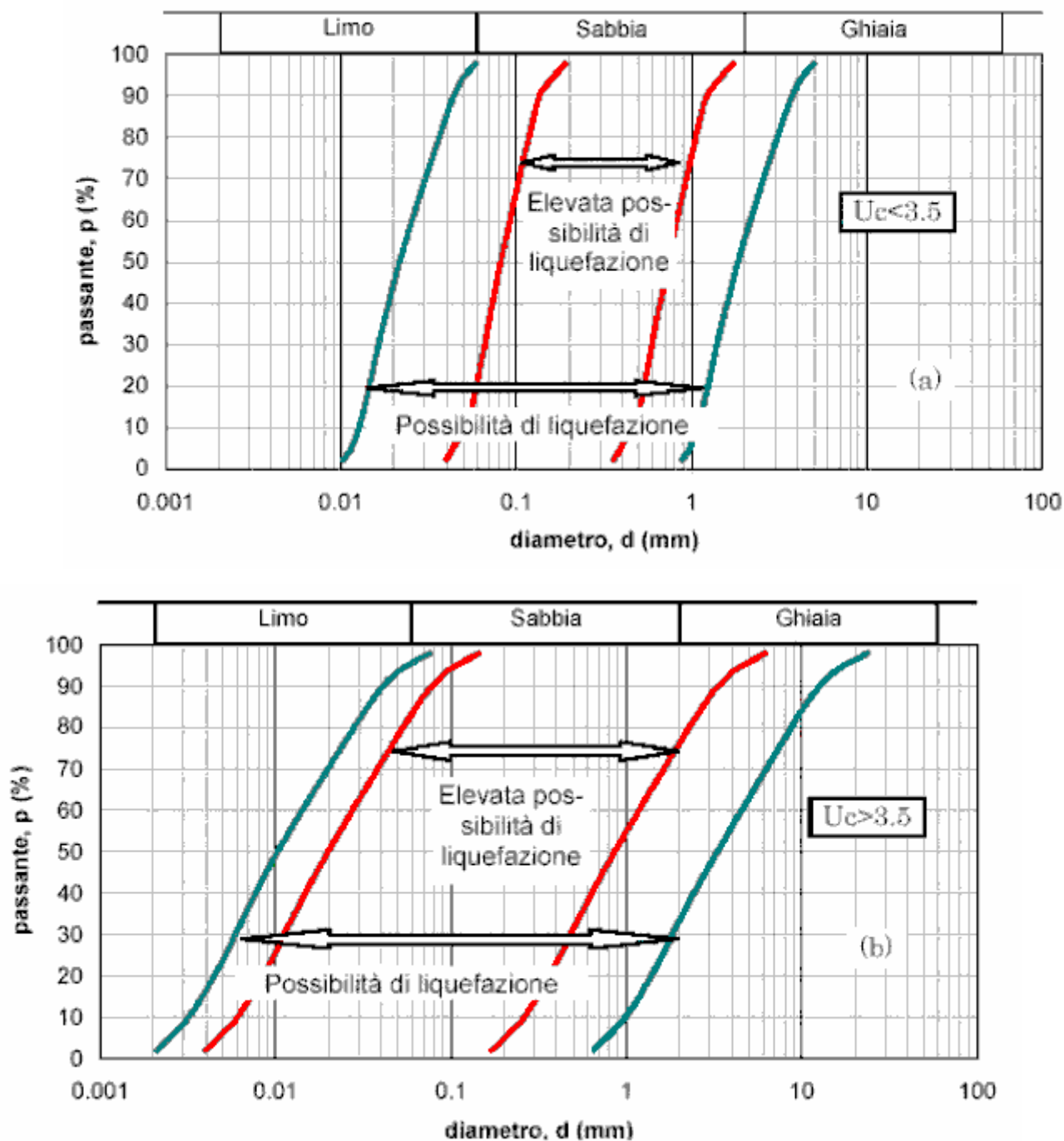


Figura 5 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettività a liquefazione di un terreno.

1.6.3 Metodi di III livello

Qualora i metodi di I e II livello abbiano fornito l'indicazione di una elevata vulnerabilità del territorio alla liquefazione si raccomanda di eseguire una zonazione più dettagliata, procedendo con i metodi di III livello.



A tal fine, è necessario effettuare indagini geologiche, geofisiche e geotecniche specifiche e ricorrere alla modellazione per condurre analisi della suscettibilità alla liquefazione.

Con questi metodi occorre effettuare, in via diretta o indiretta, le seguenti valutazioni:

resistenza alla liquefazione dei terreni;

ii) valore massimo della sollecitazione di taglio ciclica equivalente indotta nel deposito di terreno durante il terremoto atteso.

La resistenza a liquefazione può essere valutata usando prove in sito o prove di laboratorio su campioni indisturbati. In pratica, le prove in sito sono quelle più ampiamente utilizzate, anche a causa della difficoltà di prelievo di campioni indisturbati in materiali a grana grossa non cementati.

L'occorrenza o meno del fenomeno della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata attraverso il rapporto fra resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche) e sollecitazione indotta dall'azione sismica. Entrambi i parametri tensionali sono correntemente normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un rapporto di resistenza ciclica, CRR, e un rapporto di tensione ciclica, CSR.

$$CSR = \tau_{media} / \sigma_{v0} \quad \text{Cyclic Stress Ratio}$$

$$CRR = \tau_1 / \sigma_{v0} \quad \text{Cyclic Resistance Ratio}$$

Le indicazioni sulle procedure da adoperare con i metodi di III livello sono fornite nella Appendice.

1.7 Bibliografia

GEOTECNICA

Associazione Geotecnica Italiana, 1977. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

Associazione Geotecnica Italiana, 2005. Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica ASTM, 1998. D3441-98 Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil. Book of Standards Volume: 04.08.

ASTM, 1999. D1586-99 Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils. Book of Standards Volume: 04.08.

Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M. 1988. Stiffness of Sand from CTP, SPT and DTM. ICE Proc. Penetration test in U.K., Univ. of Birmingham, 299-3045.

BS, 1990. BS 1377-9:1990 Methods of test for soils for civil engineering purposes. In-situ tests. British Standards Publishing Limited (BSPL). Imai, T. 1977. P and S wave velocities of the ground in Japan. Proc. 9th Int.

Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, 257-260.

Mancuso C., Silvestri F., Vinale F., 1997. Soil properties relevant to seismic microzonation. Proc. of the I Japanese Turkish Conference on Earthquake Engineering. Istanbul

Mancuso C., Silvestri F., Vinale F., 1995. Italian experiences on dynamic in situ and laboratory measurements of soil properties. Proc. Third National Earthquake Engineering Conference. Istanbul.

Mayne, P.W. and Rix, G.J. (1993). Gmax-qc Relationships for Clays, ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 16 (1), pp. 54-60

Ohta Y. e Goto N. (1978). Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil index. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Vol. 6, pag 167-187.

Rix, G.J., Stokoe, K.H., II, 1991. Correlation of Initial Tangent Moduli and Cone Penetration Resistance. Calibration Chamber Testing, A.B. Huang, Ed., Elsevier, pp. 351-362.

Silvestri F., Viggiani C., Vinale F., 1989. Analisi del comportamento dei terreni da prove cicliche e dinamiche. XIV ciclo di Conferenze di Geotecnica Torino.

Tatsuoka F., Shibuya S., 1991. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Keynote Lecture for Session No.1, Proc. of the 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok, Vol.II, pp.101-170.

Viggiani C., Vinale F., 1986. Soil liquefaction: an overview Proc. International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas. Bari.

Vinale F., Mancuso C., Silvestri F., 2003. Dinamica dei terreni. Manuale di Ingegneria Civile Ambientale, Zanichelli/ESAC, (1).

Croce A., Vinale F., 1981. Liquefazione di depositi sabbiosi saturi in Progettazione e particolari costruttivi in zona sismica, A.N.C.E – A.I.D.I.S.

CNR – Progetto Finalizzato Geodinamica, 1986. Elementi per una guida alle indagini di Microzonazione Sismica. Quaderni de “la ricerca scientifica”, n. 114, a cura di E. Faccioli.

Lanzo G., Silvestri F., 1999. Risposta sismica locale: teoria ed esperienze. Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius Edizioni.

Mancuso C., 1996. Misure dinamiche in sito – Applicazioni geotecniche. Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius. Edizioni.

Vinale F., Mancuso C., Silvestri F., 2003. Dinamica dei terreni. Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale, Zanichelli/ESAC, (1).

GEOFISICA

AA.VV. 1990-2005 Atti dei Convegni del Gruppo Nazionale di Geofisica della Terra Solida, C.N.R., Roma

AA. VV., 2004, Gruppo di Lavoro 2004 “Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall’Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003.” Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5

Carrara E., Guadagno F.M., Rapolla A., Cristiano P. e Roberti N.. Indagini sismiche a rifrazione nell’area flegrea per la determinazione dei parametri elastici dinamici dei principali litotipo superficiali. Boll. Soc. Natur. Napoli, vol. 96, 1987, pp. 29-39.

Gasparini P. Mantovani 1990, La Geofisica della Terra Solida, Liguori ed., Napoli

Hagedoorn, J. G. (1959). The plus-minus method of interpreting seismic refraction sections,

Geophysical Prospecting, 7, 158-182. Stewart, R. R., Exploration Seismic Tomography: Fundamentals, SEG Course Notes Series, 3, 140 p., 1991.



Louie, J. N. (2001). Faster, better: shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 91, 347–364.

Palmer, D., 1980, *The generalized reciprocal method of seismic refraction interpretation*, Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, OK, 104 p.

Park C.B., Miller R., Xia J., 1999, *Multichannel analysis of surface waves*. *Geophysics*, vol. 64, no.3, 800-808

Rapolla A., 1996, “Indagini geosismiche per gli strumenti urbanistici generali ed esecutivi in Campania. (Legge Regionale 9/83). *Geologia tecnica ed ambientale*, iv. Uff. Ord. Naz. Geol., vol. 4/96 Roma

Rapolla A., 2004, “Procedure di valutazione della Pericolosità sismica” vol. spec., n.2, *Boll.Geol. Reg. Campania*

Rampolla A., Bais G., P.P. Bruno, V. Di Fiore, (2002). *Earth modelling and estimation of the local seismic round motion due to site geology in complex volcanoclastic areas.. Annals of Geophysics*, Vol. 45, N. 6.

Rix, G.J., Stokoe, K.H., II, 1991. *Correlation of Initial Tangent Moduli and Cone Penetration Resistance. Calibration Chamber Testing*, A.B. Huang, Ed., Elsevier, pp. 351-362.

Scandone P. e Stucchi M, 2000. “La zonazione sismogenetica ZS4 come strumento per la valutazione della pericolosità sismica”. In: Galandini F., Meletti C., e Rebez A. (eds): *Le ricerche del GNDD nel campo per la pericolosità sismica (1996-1999)*. Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, Roma, 3-14

Servizio Sismico Nazionale, 2005, “La Microzonazione Sismica” vol. spec. con CD, all. *Geologia Tecnica ed Ambientale*, 2005

Stefani, J.P., 1995. *Turning-ray tomography*. *Geophysics* 63, 1339-1347

Zelt C.A., Smith, R.B., 1992. *Seismic travelttime inversion for 2-D crustal velocity structure*. *Geophys. J. Int.* 108, 16-34

INSTABILITA' DEI VERSANTI

Aiello V., Barile A., Silvestri F. 2004. *Zonazione sismica di instabilità di versanti naturali: applicazioni ad un'area campione mediante GIS*. Atti del Workshop MODECI (Modelli Matematici per la Simulazione di Catastrofi Idrogeologiche), Rende, 30-31 marzo 2004.

Airò Farulla C. 2000. *Analisi di stabilità dei pendii*. Hevelius Edizioni.



Associazione Geotecnica Italiana. 2005. Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee Guida. Pàtron Editore. Bologna.

Crespellani T., Ghinelli A., Madiati C., Vannucchi G. 1990. Analisi di stabilità di pendii naturali in condizioni sismiche. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 2, pp. 49-74.

Ishihara K., Nakamura S. 1987. Landslides in mountain slopes during the Ecuador earthquake of March 5, 1987. US-Asia Conference on Engineering for Mitigating Natural Hazards Damages.

Japan Road Association, 1988. Manual for Retrofit, and Post-earthquake Measures of Road Facilities (in giapponese).

Jibson R.W., Harp E.L., Michael J.A. 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58 (2000), pp. 271–289.

Keefer D.K., Wilson R.C. 1989. Predicting earthquake-induced landslides with emphasis on arid and semi-arid environments. *Publications of the Inland Geological Society*, vol. 2, pp. 118-149.

Koppula S.D. 1984. Pseudo static analysis of clay slopes subjected to earthquakes. *Géotechnique*, 34(1), pp. 71-79.

Mora S., Mora R. 1992. Landslides triggered by the Limon-Telire, Costa Rica earthquake and comparison with other events in Costa Rica. U.S. Geological Survey Professional Paper.

Mora S., Vahrson W. 1993. Macrozonation methodology for landslide hazard determination, *Bull. Intl. Assess. Eng. Geology*.

Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, 15, pp. 139–160.

O.P.C.M. (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri) 3274/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 Maggio 2003, Serie Generale.

Romeo R., Delfino L., 1997. CEDIT: “Catalogo Nazionale degli effetti deformativi del suolo indotti da forti terremoti.” SSN/RT/97/04. Roma: Ufficio Servizio Sismico, Dipartimento Protezione Civile.

Siyahi B.G., Ansal A.M. 1993. Slope stability by Koppula method, TC4 (1999).

Tanaka K. 1982. Seismic slope stability map (present situation and several mooted points). *Journal of Japan Landslide Society*, 19-2, pp. 12-19 (in giapponese).



TC4 (1999). Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japanese Geotechnical Society.

Wilson R., Eieczorek G., Harp E. 1979. Development of criteria for regional mapping of seismic slope stability. 1979 Annual Meeting of the Geological Society of America.

Yasuda S., Sugitani T. 1988. Microzonation for liquefaction, slope failure and ground response during earthquake in Fukuoka City. 4th International Conference on Seismic Zonation, vol. 3, pp. 3-10.