

AMRA S.c. a r.l.  
Sezione Early Warning e Rischio Sismico

---

# Indirizzi per studi di microzonazione sismica

*a cura di*  
**Filippo Vinale**

*Collana a cura di*

Ugo Leone, Mauro Basili, Alberto Lucarelli

In copertina: danni prodotti dal terremoto di Izmit (Kocaeli), Turchia del 17 agosto 1999 nella città portuale di Guzelyali (foto di Jose C. Borrero, University of South California).

*Coordinamento editoriale*

**doppiavoce**

[www.doppiavoce.it](http://www.doppiavoce.it)

ISBN 978-88-89972-08-3

Copyright © 2008 AMRA S.c. a r.l.

Tutti i diritti riservati

È vietata ogni riproduzione

# Indice

---

<i>Autori</i>	7
<b>1. Introduzione</b>	9
<i>Filippo Vinale</i>	
<b>2. Caratterizzazione dei terreni in campo sismico</b>	15
<i>Filippo Santucci de Magistris</i>	
2.1. Introduzione	15
2.2. Prove penetrometriche	17
2.3. Prove sismiche in sito	18
2.4. Prove di laboratorio	21
2.5. Integrazione tra le indagini in sito ed in laboratorio	24
<b>3. I fenomeni fisici</b>	27
<i>Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Filippo Vinale</i>	
3.1. Moto sismico al <i>bedrock</i> e Risposta sismica locale	27
3.2. Liquefazione	30
3.3. Instabilità dei pendii	35
3.4. Tsunami e Seiche	42
3.5. Fratture in superficie e subsidenza	48
<b>4. Il rischio sismico</b>	49
<i>Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Filippo Vinale</i>	
4.1. Introduzione	49
4.2. Definizioni	49
<b>5. Zonazione sismica</b>	55
<i>Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Filippo Vinale</i>	
5.1. Premessa	55
5.2. Contenuti delle Mappe di Microzonazione	58
5.3. Scala di analisi e rappresentazione cartografica	58
5.4. Legami con le normative vigenti in Italia	58

<b>6. Metodi di zonazione sismica</b>	59
<i>Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Francesco Silvestri, Filippo Vinale</i>	
6.1. Introduzione	59
6.2. Moto sismico di riferimento	62
6.3. Risposta sismica locale	64
6.4. Zonazione sismica per fenomeni di instabilità dei pendii	74
6.5. Zonazione della suscettibilità alla liquefazione	85
6.6. Carte tematiche di zonazione	92
6.7. Microzonazione come base per la gestione del territorio	101
6.8. Possibili impieghi delle Mappe di Microzonazione per la pianificazione dell'uso del territorio	102
6.9. Azioni rispondenti ai risultati di uno studio di microzonazione sismica	103
6.10. Relazioni tecniche sugli studi di zonazione sismica	105
 <i>Appendici</i>	 107
<b>Appendice A. Elementi di comportamento dei terreni in campo sismico</b>	109
<i>Filippo Vinale</i>	
A.1. Cenno storico	109
A.2. Propagazione di onde sismiche nei terreni	110
A.3. Il campo di sollecitazioni	113
A.4. Il campo di deformazioni	114
A.5. Aspetti del comportamento associati a livelli deformativi	115
 <b>Appendice B. Comportamento a rottura dei terreni sotto azioni cicliche</b>	 119
<i>Francesco Silvestri</i>	
B.1. Resistenza ciclica di terreni a grana grossa	120
B.2. Resistenza ciclica e post-ciclica di terreni a grana fine	122
 <b>Appendice C. Prove di laboratorio sui terreni</b>	 125
<i>Filippo Santucci de Magistris</i>	
C.1. Prove statiche	125
C.2. Prove dinamiche	129
 <b>Appendice D. Prove sismiche in sito</b>	 133
<i>Filippo Santucci de Magistris</i>	
D.1. Prove di superficie	133
D.2. Prove in foro	137
 <b>Appendice E. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione con metodi semplificati</b>	 141
<i>Filippo Santucci de Magistris</i>	
E.1. Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR	141
E.2. Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR	142
E.3. Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR in presenza di sovraccarichi	149
E.4. Osservazioni sull'impiego delle diverse prove in sito	150

<b>Appendice F. Sistemi di allarme preventivo (early warning)</b>	153
<i>Filippo Vinale</i>	
F.1. Premessa	153
F.2. Definizione	153
F.3. L' allarme preventivo (early warning) come strumento di mitigazione del rischio	155
F.4. Alcuni sistemi di early warning esistenti	157
 <i>Bibliografia</i>	 161
 <i>Glossario dei simboli</i>	 167



# Autori

---

*Filippo Santucci de Magistris*

Dipartimento S.A.V.A. – sezione Ingegneria & Ambiente. Università degli Studi del Molise –  
filippo.santucci@unimol.it

*Stefania Sica*

Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi del Sannio – stefsica@unisannio.it

*Francesco Silvestri*

Dipartimento di Difesa del Suolo Vincenzo Marone, Università della Calabria –  
f.silvestri@unical.it

*Filippo Vinale*

Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Università degli Studi di Napoli Federico II –  
filippo.vinale@unina.it  
Coordinatore del Comitato Scientifico di AMRA scarl – filippo.vinale@amracenter.com



# 1. Introduzione

*Filippo Vinale*

---

Teoria ed esperienze nazionali ed internazionali, mostrano con estrema chiarezza che in concomitanza di eventi sismici, l'intrinseca eterogeneità delle caratteristiche geometriche, fisiche, idrauliche e meccaniche dei terreni può indurre danni all'ambiente fisico ed all'ambiente costruito variabili in porzioni limitate di territorio.

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.

Le metodologie di lavoro da utilizzare per gli studi di zonazione sismica, vanno calibrati alla scala del problema. Alla scala territoriale, questo documento illustra 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. Questo documento non affronta invece le problematiche sismiche che riguardano le singole opere. Su tale tema l'Associazione Geotecnica Italiana ha da poco prodotto delle proprie Linee Guida (AGI, 2005) orientate alla scala della singola costruzione e che non coprono, se non in maniera marginale, la scala territoriale.

Il problema della ricerca di un'ideale rappresentazione analitica del fenomeno della risposta sismica locale è illustrato schematicamente in Figura 1.1.

Dal punto di vista strettamente fenomenologico, per risposta sismica locale si intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che

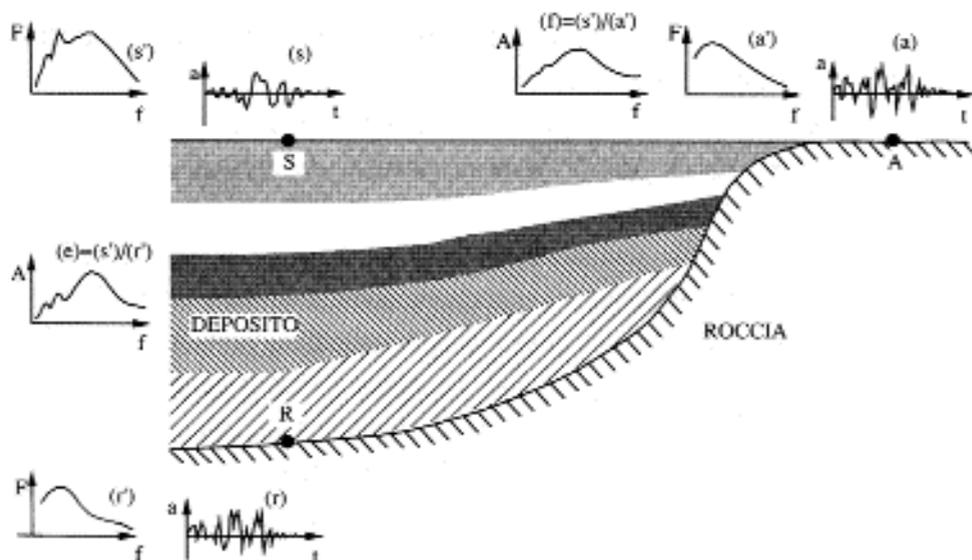


Fig. 1.1. Idealizzazione del fenomeno di risposta sismica locale.

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 idrauliche al contorno.

Dalla stessa definizione del fenomeno, discende che la risposta sismica locale può 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 riduca.

Gli effetti locali possono essere tali da produrre variazioni molto significative del livello di pericolosità del sito, comparabili con quelli che derivano da classificazioni del territorio su scala nazionale o 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. La sua valutazione a scala locale non può prescindere da una serie di studi finalizzati alla valutazione dei fenomeni di amplificazione del moto sismico, alla valutazione della suscettibilità alla liquefazione, al potenziale innesco di frane. Più in generale, alla definizione della pericolosità sismica<sup>1</sup> di un sito concorre anche la valutazione della su-

<sup>1</sup> Si noti che in questa fase termini quali *pericolosità sismica* e rischio sismico vengono impiegati nel loro significato comune. Le definizioni appropriate verranno introdotte nel Capitolo 4 - *Rischio sismico*. Da quel momento in poi si farà esclusivamente riferimento ad esse.

scettibilità 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.

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 dell'ingegneria geotecnica sismica. D'altronde, studi sistematici per tale disciplina 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 a scala territoriale effettuati in Italia sono stati a volte carenti nell'impostazione metodologica, nelle indagini e nelle analisi a supporto degli studi di zonazione sismica.

Si segnala che la letteratura internazionale ed, in parte, quella nazionale offrono numerose linee guida, normative o manuali che affrontano i problemi trattati in questa relazione. 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](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](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.nbmg.unr.edu/nesc/liquefaction.htm>
- Nuclear Regulatory Commission, 2003. *Procedures and criteria for assessing seismic soil liquefaction at nuclear power plant sites*. Regulatory Guide 1.19.  
<http://www.nrc.gov>
- 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](http://www.DRMonline.net)

Il documento è organizzato in due sezioni principali:

- **Sezione Testo**, costituito dai seguenti sei capitoli:
  - Introduzione
  - Caratterizzazione dei terreni in campo sismico
  - I fenomeni fisici
  - Il rischio sismico
  - Zonazione sismica
  - Metodi di zonazione sismica
- **Sezione Appendice**, nella quale vengono trattati i seguenti temi:
  - Elementi del comportamento dei terreni in campo sismico
  - Comportamento a rottura dei terreni sotto azioni cicliche
  - Prove di laboratorio sui terreni
  - Prove sismiche in sito
  - Valutazione della suscettibilità alla liquefazione con metodi semplificati
  - Sistemi di allarme preventivo (*early warning*)

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 ingegneria sismica. In particolare, per i temi propri dell'ingegneria geotecnica, che come detto è una disciplina di minore diffusione quando applicata al campo sismico, questo documento è strutturato in modo tale che il lettore che possieda già i fondamenti di ingegneria geotecnica sismica può, se vuole, partire dal capitolo 4, mentre chi ha minore dimestichezza con la materia in discorso è invitato a leggere prima il capitolo 2 (*Caratterizzazione dei terreni in campo sismico*) ed il capitolo 3 (*I fenomeni fisici*) ed, eventualmente, ad 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:

- Croce A., Vinale F., 1981. *Liquefazione di depositi sabbiosi saturi* in Progettazione e particolari costruttivi in zona sismica, A.N.C.E – A.N.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).

Tra i documenti in italiano di recente pubblicazione, si segnalano le Linee Guida della Regione Campania finalizzate alla mitigazione del rischio sismico (Bollettino Ufficiale della Regione Campania n. 53 del 27/11/06). Questo testo, contenendo gli “Indirizzi per Studi di Microzonazione Sismica”, rappresenta una integrazione ed estensione delle suddette Linee Guida.



## 2.

# Caratterizzazione dei terreni in campo sismico

Filippo Santucci de Magistris

### 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 eleva-

ta, 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 ai paragrafi specifici per ulteriori informazioni sulle prove di sito e/o di laboratorio di supporto ad analisi di liquefazione e stabilità dei pendii.

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 che può eventualmente essere sede di fenomeni di: liquefazione, instabilità, subsidenza, ed altri ancora.

In questa sede è opportuno ricordare che quale che sia la tematica da analizzare è sempre assolutamente necessario disporre di una valida caratterizzazione 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 su aree vaste. 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.

## 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 D3441-05; 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,  $G_0$ <sup>1</sup>. In questo caso la loro affidabilità è limitata e legata a quella delle correlazioni semiempiriche tra resistenza penetrometrica alla punta ( $q_c$  per CPT,  $N_{SPT}$  per SPT) e velocità delle onde di taglio,  $V_s$ , o modulo di taglio iniziale,  $G_0$ . Nella Tabella 2.1 sono riportate alcune delle correlazioni di letteratura più conosciute. È da notare che ciascuna di queste correlazioni è stata ricavata in uno

**Tab. 2.1.** Alcune correlazioni tra resistenza penetrometrica e rigidità iniziale o velocità di propagazione delle onde di taglio. I coefficienti in tabella sono validi se  $G_0$ ,  $q_c$  e  $\sigma'_{v0}$  sono espressi in kPa,  $z$  in m e  $V_s$  in m/s.

	Fonte	Espressione	Coefficienti	Terreni
CPT	Rix & Stokoe (1991)	$G_0 = k(q_c)^a(\sigma'_{v0})^b$	$k=1634$ $a=0.25, b=0.375$	Sabbie quarzose
	Mayne & Rix (1993)	$G_0 = k(q_c)^a(e)^b$	$k=406$ $a=0.695, b=-1.13$	Argille
SPT	Imai (1977)	$V_s = aN^b$	$a=102, b=0.29$	Argille Olocene
			$a=81, b=0.33$	Sabbie Olocene
	Ohta & Goto (1978)	$V_s = 69\alpha\beta z^{0.2}N^{0.17}$	$a=114, b=0.29$	Argille Pleistocene
			$a=97, b=0.32$	Sabbie Pleistocene
			$\alpha=1.0$	Olocene
			$\alpha=1.3$	Pleistocene
			$\beta=1.00$	Argille
			$\beta=1.09$	Sabbie fini
			$\beta=1.07$	Sabbie medie
			$\beta=1.14$	Sabbie grosse
Baldi et al. (1988)	$V_s = Kz^{0.16}N^{0.10}$	$\beta=1.15$	Sabbie ghiaiose	
		$\beta=1.45$	Ghiaie	
			$K=f(\text{terreno})$	Terreni Olocene

<sup>1</sup> Per la definizione di  $G_0$  si veda l'Appendice A.5.

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.

### **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: sismica a rifrazione, a riflessione e tomografica, cross hole, up-hole, down hole, SASW, MASW, ecc.

Queste prove sono 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  $\gamma$  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 tomografica, le prove SASW e MASW; tra le prove in foro si segnalano le prove Up-hole e Down-Hole, Cross-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.

#### **Criteri di scelta del tipo di prova**

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.

Per un'analisi comparativa tra le differenti procedure sperimentali si rimanda alla Tabella 2.2, che fa riferimento ad alcune delle prove finora citate:

- cross-hole (CH);
- down-hole (DH);

Tab. 2.2. Confronto tra le procedure sperimentali per misure sismiche in sito.

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

- 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.

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 un'interpretazione 2D che può metter in evidenza eventuali eterogeneità laterali.

Il SASW o il più avanzato MASW richiedono impegni economici minori rispetto ai precedenti, ma hanno una minore capacità di risoluzione.

Cono sismico SCPT e dilatometro sismico SDMT soffrono in parte degli stessi limiti delle prove down-hole, ma hanno rispetto a queste ultime il vantaggio indubbio di fornire anche i risultati sperimentali tipici delle prove CPT e delle prove dilatometriche. Peraltro, alcune limitazioni nelle prove DH possono essere superate nella versione a doppio ricevitore che permette una migliore definizione della velocità di propagazione delle onde utilizzando per le interpretazioni la velocità di intervallo, criterio adoperato spesso anche nelle prove SDMT.

Decisamente promettenti sembrano 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.

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 ed ad 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 affidare l'esecuzione delle prove sismiche in sito. Occorre che

esse siano adeguatamente qualificate e siano particolarmente attente nell'osservare i protocolli sperimentali, nella 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.

A tale proposito è auspicabile che a livello nazionale o anche regionale si istituisca una procedura per il *controllo di qualità* delle imprese che si propongono per eseguire indagini in sito. Limitando la possibilità di intervento solo a quanti garantiscono un livello di qualità elevato.

## 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 forze e di spostamenti;
- *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. Nelle *prove cicliche* la sollecitazione di compressione assiale o di taglio è 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 di misura 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 spesso 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 2.3 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.

Tab. 2.3. Alcune prove per determinare le proprietà dei terreni finalizzate all'analisi di problemi di ingegneria sismica.

Categoria di prova	Tipo di prova	Stato tensionale di consolidazione	Deformazione di taglio, $\gamma$ (%)	Frequenza, $f$ (Hz)	Rigidezza	Smorzamento	Resistenza
Ciclica	Triassiale	Assialsimmetrico	$10^{-3} \div$ rottura	$0.01 \div 1$	$\tau: \varepsilon_a \rightarrow E \rightarrow G_0, G$	$W_D/W_S \rightarrow D$	$q/\sigma'_r; N_c$
	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	$< 10^{-3}$	$> 100$	$V_s \rightarrow G_0$	-	-

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

Anche in questo ogni caso si raccomanda di curare con particolare attenzione la scelta delle imprese alle quali affidare l'esecuzione delle prove di laboratorio. Occorre che pure queste imprese siano adeguatamente qualificate e siano particolarmente attente nell'osservare i protocolli sperimentali, nella scelta delle attrezzature sperimentali e dei criteri di analisi delle prove.

A tale proposito è auspicabile che si istituisca a livello nazionale o regionale una procedura per il *controllo di qualità* delle imprese che si propongono per eseguire indagini in laboratorio. Limitando la possibilità di operare solo a quanti garantiscono un livello di qualità elevato.

## 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 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 ( $\gamma$ ) nonché la relazione tra fattore di smorzamento ( $D$ ) e deformazione tangenziale ( $\gamma$ ) tenendo presente che in ingegneria geotecnica sismica il legame tensio-deformativo di riferimento è quello tra tensioni e deformazioni tangenziali,  $\tau$ - $\gamma$ , per i motivi indicati in Appendice A.

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  $\gamma$  è invece meno influenzata dai disturbi legati al campionamento. Pertanto, la rigidità del terreno può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$G(\gamma) = (G_0)_{\text{sito}} \times \left[ \frac{G(\gamma)}{G_0} \right]_{\text{lab}} = (G_0)_{\text{sito}} \times [\bar{G}(\gamma)]_{\text{lab}} \quad (2.1)$$

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 nor-

malizzato,  $G/G_0$  (vedere Figura 2.6), che dipende dal livello di deformazione, deve essere necessariamente ottenuto da prove in laboratorio.

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

$$D(\gamma) = D_0 + \bar{D}(\gamma) \quad (2.2)$$

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:

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

dove  $(D_0)_{\text{sim}}$  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.



# 3.

## I fenomeni fisici

*Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Filippo Vinale*

Quando si manifesta un terremoto, alla sorgente si genera una serie di onde meccaniche che si propagano attraverso la crosta terrestre, fino alla superficie libera. In ragione delle caratteristiche dell'evento sismico e delle condizioni di contorno, compressive e locali, un terremoto può causare fenomeni fisici diversi, quali: fratture in superficie, subsidenza, liquefazione, instabilità dei pendii, maremoti e moti ondosi in bacini d'acqua confinati, oltre che causare danni all'ambiente costruito.

A questi temi si farà cenno nel capitolo 6, dedicato ad illustrare i metodi per la zonazione sismica di alcuni fenomeni fisici.

### 3.1. Moto sismico al *bedrock* e Risposta sismica locale

In una data area, la severità di un evento sismico dipende principalmente: dall'energia rilasciata in corrispondenza della sorgente sismica (funzione della dimensione della zona di enucleazione e del tipo di rottura), dalla direttività del moto sismico (funzione dell'orientamento della zona di rottura) e dalla distanza dalla sorgente.

Questi fattori determinano le caratteristiche del “moto sismico al *bedrock*”, moto sismico di riferimento in un generico sito, intendendo con tale termine il moto in corrispondenza della cosiddetta formazione rigida di base o *bedrock*<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Per *bedrock* o formazione rigida di base si intende una formazione lapidea continua e di spessore significativo (alcune decine di metri) rispetto al problema in esame. In assenza di una formazione lapidea, si usa considerare *bedrock* una formazione di rocce sciolte che abbia caratteristiche geometriche analoghe ed una velocità delle onde di taglio superiore a 700-800 m/s.

Ai fini degli studi per la mitigazione del rischio sismico, è di estrema importanza considerare che in prossimità del piano campagna, le caratteristiche del moto sismico (ampiezza, durata e contenuto in frequenza) possono variare notevolmente in relazione ai caratteri locali del sito (i.e. caratteristiche geotecniche oltre che caratteri morfologici del sito), dando luogo alla cosiddetta “risposta sismica locale”, vale a dire il moto sismico, così come viene avvertito in superficie, una volta trasformato a causa dei caratteri locali del sito. Infatti, sebbene la maggior parte del percorso delle onde sismiche si svolga all’interno della crosta terrestre, è proprio nel tratto finale, quello nella coltre di terreni sciolti di copertura, che si possono verificare significative modifiche dei caratteri del moto. In quest’ultimo tratto del loro percorso accade che il terreno agisce da filtro delle vibrazioni sismiche attenuando alcune frequenze ed esaltandone altre. Dal momento che le caratteristiche geotecniche e morfologiche possono essere estremamente variabili in zone anche ristrette, uno stesso moto sismico al *bedrock* può indurre risposte sismiche locali anche estremamente differenziate nell’ambito di un assegnato territorio.

Oltre che a partire da considerazioni teoriche e da misure sperimentali dirette della funzione di amplificazione<sup>2</sup>, la letteratura ci offre numerose casistiche che mostrano l’influenza delle condizioni di sito sul moto sismico in superficie. Tali casistiche derivano, oltre che da misure sperimentali del moto sismico in porzioni limitate di territorio, prevalentemente da osservazioni sul differente grado di danneggiamento che possono subire aree diverse di singoli centri urbani, grado di danneggiamento opportunamente pesato per portare in conto la vulnerabilità propria delle singole costruzioni.

Il caso più clamoroso sull’importanza degli effetti locali è forse rappresentato dal terremoto del Michoacan (magnitudo  $M_w = 8.1$ ) del 1985 che ha causato danni relativamente limitati nella zona epicentrale, ma che ha provocato molti crolli in alcuni quartieri di Città del Messico, che è posta a ben 350 km di distanza dall’epicentro (si veda ad esempio Dobry & Vucetic, 1987).

In Italia evidenze di risposta sismica locale sono state documentate in concomitanza dei principali eventi sismici che hanno interessato il nostro paese negli ultimi trenta anni. Si segnalano a titolo di esempio gli studi sul comune di Tarcento (UD) interessato dal terremoto del Friuli del 1976 (Brambati et al., 1980); di alcuni comuni colpiti dal terremoto dell’Irpinia del 1980 (AAVV., 1986); per la città di Napoli sempre dopo il terremoto dell’Irpinia del 1980 (Rippa & Vinale, 1983); per i paesi di Fabriano, Nocera Umbra e Sellano, colpiti dal terremoto dell’Umbria-Marche del 1997 (AAVV., 2001) per San Giuliano di Puglia in occasione del terremoto del Molise del 2002 (Puglia et al., 2007). Facendo riferimento a quest’ultimo caso, dalla Figura 3.1 si può osservare come la zona posta nell’immagine in

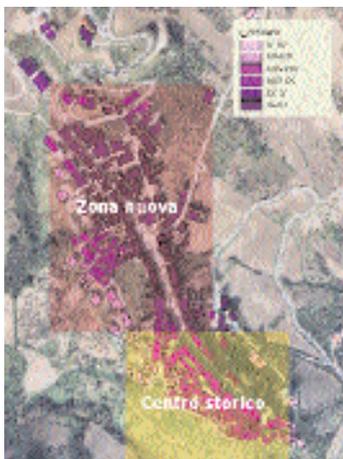
---

<sup>2</sup> Per funzione di amplificazione si intende il rapporto tra lo spettro di Fourier del moto alla superficie del terreno e quello dell’analogo componente del moto in corrispondenza del basamento roccioso.

primo piano, pur costituita da edifici recenti, risulti più danneggiata del centro storico (sullo sfondo nella foto). La differenza nel danneggiamento, portando in conto la diversa vulnerabilità del costruito, è prevalentemente legata alle condizioni locali del sottosuolo. Le stesse indicazioni emergono dalla mappa delle intensità risentite (Figura 3.2), redatta per lo stesso comune da una commissione nominata dal Dipartimento della Protezione Civile. Dalla carta del danno si può osservare come nella zona del centro storico l'intensità risentita è inferiore di almeno 2 gradi della scala MCS rispetto a quella della zona di più recente costruzione.



**Fig. 3.1.** L'abitato di San Giuliano di Puglia (CB) colpito dal terremoto del Molise del 2002. Si noti in primo piano la più nuova zona maggiormente danneggiata rispetto al centro storico, sullo sfondo.



**Fig. 3.2.** Mappa dell'intensità risentita per il comune di San Giuliano di Puglia (CB) dopo il terremoto del Molise del 2002 (modificata da Baranello et al., 2003).

## 3.2. Liquefazione

La liquefazione è un fenomeno per cui durante un terremoto<sup>3</sup> la rigidità e la resistenza di un terreno possono ridursi significativamente. Il fenomeno interessa terreni a grana grossa (prevalentemente sabbiosi) sciolti, saturi ed in uno stato di confinamento iniziale modesto (i.e. a breve profondità dal piano campagna).

Per comprendere il fenomeno è opportuno guardare al terreno come un insieme di particelle che si trasmettono forze di contatto dalla cui entità dipendono la rigidità e la resistenza del mezzo. Quando viene sollecitato da carichi esterni, il sistema subisce deformazioni sia distorsionali sia volumetriche. Queste ultime, nel caso di terreni saturi, possono ovviamente verificarsi solo in condizioni di drenaggio libero. Quando i carichi esterni sono applicati molto rapidamente, come nel caso di un terremoto, le condizioni di drenaggio risultano impedito anche per terreni a grana grossa e pertanto la propensione di una sabbia sciolta saturata a muoversi verso una configurazione più densa è impedita dalla condizione di drenaggio bloccato. Di conseguenza, si verifica un aumento di pressione neutra che riduce le forze di contatto tra i grani e, quindi, la rigidità e la resistenza del terreno. In condizioni iniziali estreme (porosità molto elevata e tensioni efficaci di confinamento estremamente basse) ed in concomitanza di eventi sismici di particolare intensità, la sovrappressione neutra potrebbe raggiungere valori così elevati che i granelli solidi perdono il mutuo contatto. In questo caso limite, lo stato tensionale efficace si annulla ed il terreno si comporta come un fluido pesante.

A piano campagna, la manifestazione di un'avvenuta liquefazione è la formazione di vulcanelli di sabbia che di per sé non sono dannosi ma sono indicativi dell'esistenza di elevate pressioni neutre nel sottosuolo (Figura 3.3).

Il termine "liquefazione" è oggi utilizzato per indicare due tipi di fenomeni: fluidificazione (*flow liquefaction*) e mobilità ciclica (*cyclic mobility*).

La "fluidificazione" avviene quando le tensioni tangenziali richieste per assicurare le condizioni di equilibrio statico sono maggiori della resistenza al taglio del terreno al termine del terremoto. Ne consegue che una volta avviate, le deformazioni prodotte dalla fluidificazione proseguono anche dopo il terremoto. Il fenomeno di fluidificazione generalmente interessa ampi volumi di materiale ed è caratterizzato da spostamenti elevati e molto veloci.

Il fenomeno di "mobilità ciclica" si verifica quando la resistenza del terreno si è significativamente ridotta, ma rimane comunque superiore alle tensioni di taglio necessarie all'equilibrio statico. Le deformazioni per mobilitazione ciclica si sviluppano in maniera incrementale durante il terremoto. Un possibile effetto con-

---

<sup>3</sup> Il fenomeno potrebbe verificarsi anche in presenza di carichi dinamici di natura non sismica, purché applicati rapidamente quali quelli originati da esplosioni o dall'infissione di pali.

nesso alla mobilitazione ciclica è il rifluimento laterale del terreno (*lateral spreading*), che si può verificare anche in pendii non troppo acclivi.

In ogni caso, qualunque sia la sua natura, condizione necessaria per avere un fenomeno di liquefazione in condizioni sismiche è che il terreno sia saturo d'acqua e che il livello delle deformazioni indotte sia elevato<sup>4</sup>. Infatti, casi di liquefazione si sono quasi esclusivamente osservati in vicinanza di fiumi, specchi d'acqua, naturali o artificiali (Figura 3.4) e nelle zone costiere. Ne consegue che tra le strutture più vulnerabili a fenomeni di liquefazione ci sono quelle portuali (Figure 3.5 e 3.6). Ma anche le pile dei ponti che attraversano fiumi o altri bacini d'acqua possono subire danni rilevanti con conseguenze dannosissime per la società nel breve periodo (impedendo una pronta risposta all'emergenza) e nel lungo periodo (a causa delle perdite economiche elevate per l'interruzione del traffico e delle attività).



**Fig. 3.3.** Vulcanelli di sabbia – Terremoto di Kobe, gennaio 1995.



**Fig. 3.4.** S. Fernando Lower dam – S. Fernando Valley, febbraio 1971.

La liquefazione può indurre nel sottosuolo deformazioni talmente elevate che i manufatti ad esso collegati perdono la propria funzionalità. In queste occasioni è frequente osservare immagini di edifici che pur conservando un'apparente integrità strutturale, sono pericolosamente inclinati o addirittura completamente adagiati sul piano campagna (Figure 3.7 e 3.8).

<sup>4</sup> Per gli aspetti del comportamento del terreno associati a diversi livelli deformativi, si veda l'appendice A.5.

La liquefazione dei terreni è una delle principali cause di danneggiamento per le opere di ingegneria civile sotto azioni sismiche come risulta dagli effetti prodotti da terremoti intensi che hanno recentemente colpito il nostro pianeta (si vedano ad



Fig. 3.5. Danni all'area portuale di Messina.



Fig. 3.6. Danni all'area portuale di Kobe – Terremoto di Kobe, gennaio 1995.

esempio i casi di Anchorage, USA 1964; di Niigata, Giappone, 1964; di Loma Prieta, USA 1989; di Northridge, USA 1994; di Kobe, Giappone, 1995; di Chi-chi, Taiwan, 1999; di Izmit, Turchia, 1999).



Fig. 3.7. Danni indotti da fenomeni di liquefazione durante il terremoto di Niigata 1964.



Fig. 3.8. Conseguenze di fenomeni di liquefazione – Izmit (Kocaeli), Turchia, agosto 1999.

In Italia le evidenze ben documentate di fenomeni di liquefazione prodotti da terremoti recenti sono più limitate. A titolo informativo si riporta la Figura 3.9, tratta dallo studio di Galli (2000). Nella figura è indicata la localizzazione dei si-

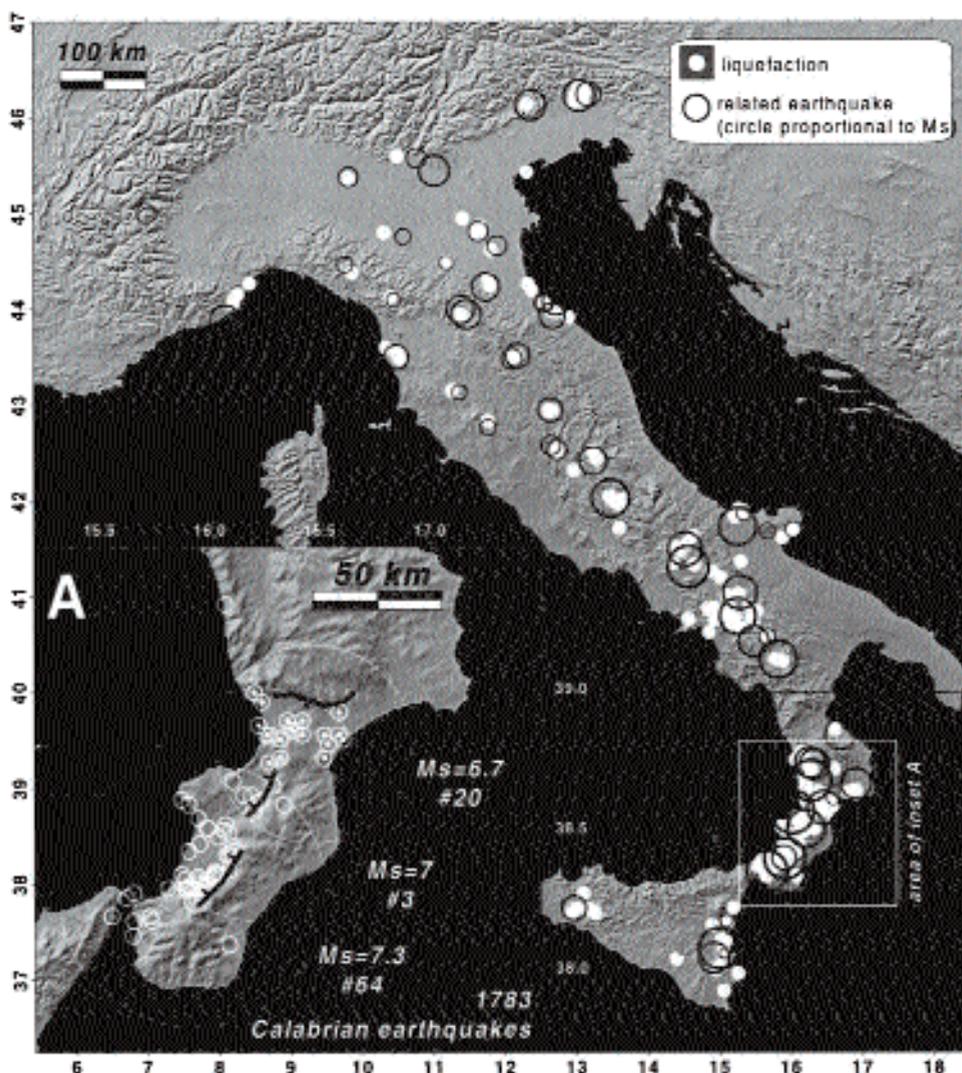


Fig. 3.9. Casi di liquefazione censiti in Italia (Galli, 2000).

ti ove, secondo l'Autore risultano essersi manifestati in Italia fenomeni di liquefazione. Il numero relativamente limitato degli eventi che si manifestano prevalentemente attraverso la fessurazione del terreno e fenomeni connessi (fuoriuscita di acqua o vulcanelli di sabbia) è attribuibile al contenuto energetico relativamente limitato dei terremoti italiani ed alla scarsa suscettività delle formazioni presenti nei pressi delle principali sorgenti sismogenetiche (aree epicentrali).

### 3.3. Instabilità dei pendii

*Francesco Silvestri*

I fenomeni di instabilità indotti dai terremoti in pendii naturali (versanti) o artificiali (p.es. scarpate o costruzioni in terra) si sviluppano per effetto dell'interazione tra le onde sismiche ed il sottosuolo, che induce un peggioramento delle condizioni di stabilità pre-esistenti attraverso due insiemi di fattori:

- incremento temporaneo delle azioni instabilizzanti, costituite dalle forze d'inerzia indotte dal sisma sul volume di terreno o roccia, variabili nel tempo, in direzione e verso lungo il pendio, ed eventualmente amplificate per effetto della stratigrafia e delle irregolarità topografiche;
- riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio (o trazione) del terreno (o roccia), per effetto sia della degradazione ciclica dello scheletro solido (o dei giunti), sia della generazione ed accumulo di sovrappressioni interstiziali.

La combinazione delle diverse concause tende a produrre effetti dannosi di carattere sia immediato che differito nel tempo, come testimoniano numerosi casi di instabilità post-sismica di pendii in terreni fini saturi. I danni causati all'ambiente fisico e costruito sono tipicamente associabili a spostamenti (o dislocazioni) di masse di terreno (o blocchi di roccia), e sono pertanto tanto più ingenti quanto più elevato è il contenuto energetico del sisma.

L'instabilità dei versanti naturali si manifesta sotto forma di:

- a) frane di primo distacco, caratterizzate dalla rottura per taglio o trazione in corrispondenza di superfici di nuova formazione, coincidenti, in tutto o in parte, con discontinuità stratigrafiche o livelli di minor resistenza in formazioni omogenee;
- b) riattivazione di frane quiescenti, con movimento lungo superfici di rottura preesistenti;
- c) ripresa o accelerazione del movimento di frane attive, ancora lungo superfici preesistenti.

Il volume di sottosuolo instabile in condizioni sismiche è quello pre-esistente, per frane attive o quiescenti, mentre per quelle di primo innesco è in genere più superficiale rispetto alle condizioni statiche (Figura 3.10).

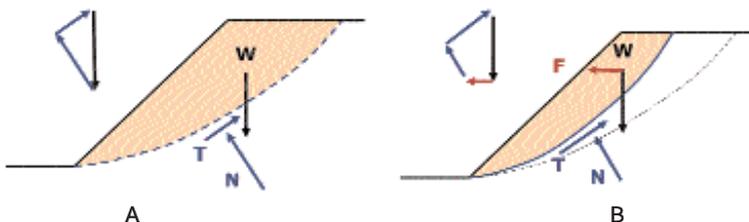


Fig. 3.10. Meccanismi di instabilità in condizioni statiche (A) e sismiche (B).

Le fenomenologie b) e c) non sono dissimili per cinematismo dalle frane innescate da cause non sismiche, e sono pertanto riferibili al ben noto criterio di classificazione dei movimenti di versante proposto da Varnes (1978), in cui le frane sono distinte in base alla natura dei materiali (rocce o terreni), al tipo di movimento (crolli, ribaltamenti, scorrimenti, colate, espansioni laterali) (Figura 3.11) e in base della velocità del movimento (da estremamente lente,  $v \leq 1$  mm/a, a estremamente veloci,  $v \geq 1$  m/s).

Per le frane di primo distacco è più diffuso il sistema di classificazione proposto da Keefer (1984) che in base all'analisi di casi osservati a seguito di svariati eventi sismici, ha riconosciuto tre diverse categorie di meccanismo:

Cat. I. *crolli e scorrimenti con disgregazione della massa di frana* (Figura 3.12a): crolli, scivolamenti e valanghe di rocce o terreni, caratterizzati da movimenti veloci di masse generalmente superficiali in pendii acclivi; sono meccanismi che richiedono modelli di analisi adatti a riprodurre il comportamento dinamico di mezzi discontinui (blocchi di roccia fratturata) o addirittura di fluidi (terreno sciolto o detrito);

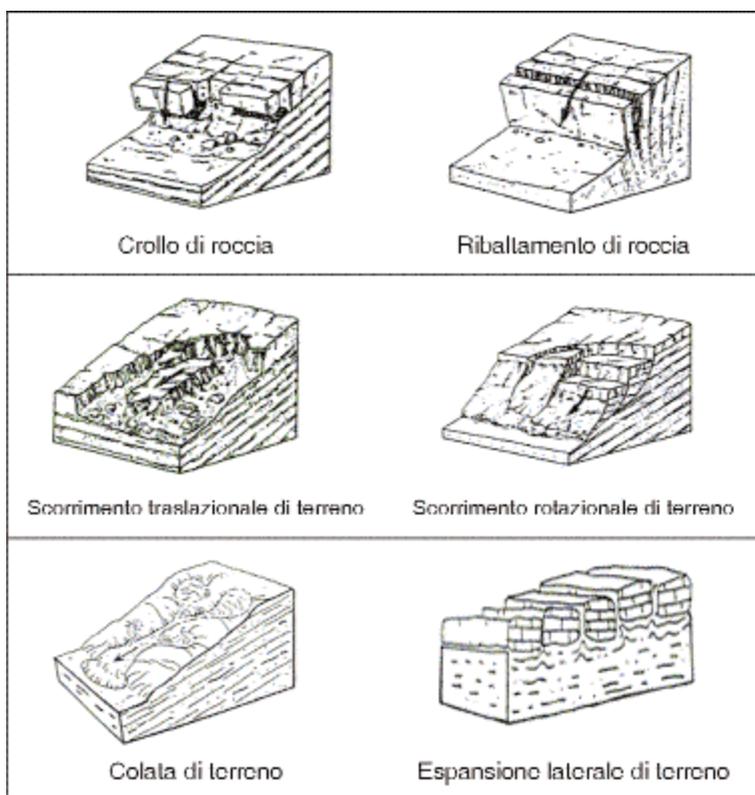


Fig. 3.11. Tipi di frane secondo la classificazione di Varnes (1978).

- Cat. II. *scorrimenti senza disgregazione della massa di frana* (Figura 3.12b): scorrimenti di terreni e rocce o colate lente di terreni, con movimenti di velocità ridotta di ammassi generalmente profondi, in pendii da moderata acclività; meccanismi di questo tipo si instaurano principalmente lungo superfici di rottura per taglio, per cui possono essere analizzati con i metodi dell'equilibrio limite;
- Cat. III. *colamenti ed espansioni laterali* (Figura 3.12c): colate rapide di terreno, con movimento veloce in pendii da ridotta acclività; sono causate da meccanismi di fluidificazione, la cui modellazione dovrebbe a rigore tener conto della meccanica dei mezzi porosi multifase, con l'eventuale transizione in quella dei fluidi viscosi.

I meccanismi più ricorrenti sono quelli di Categoria I, tipicamente indotti in ammassi rocciosi fratturati e/o allentati da scosse anche di breve durata ed elevata frequenza, caratteristiche di terremoti deboli (*weak motion*). Di contro, fenomeni franosi profondi in terreni a grana medio-fine (Categoria II) possono essere attivati solo da scuotimenti di maggiore energia e durata (*strong motion*). Le 'frane fluide' (Categoria III) si verificano più raramente, il più delle volte in prossimità di specchi d'acqua o lungo litorali.

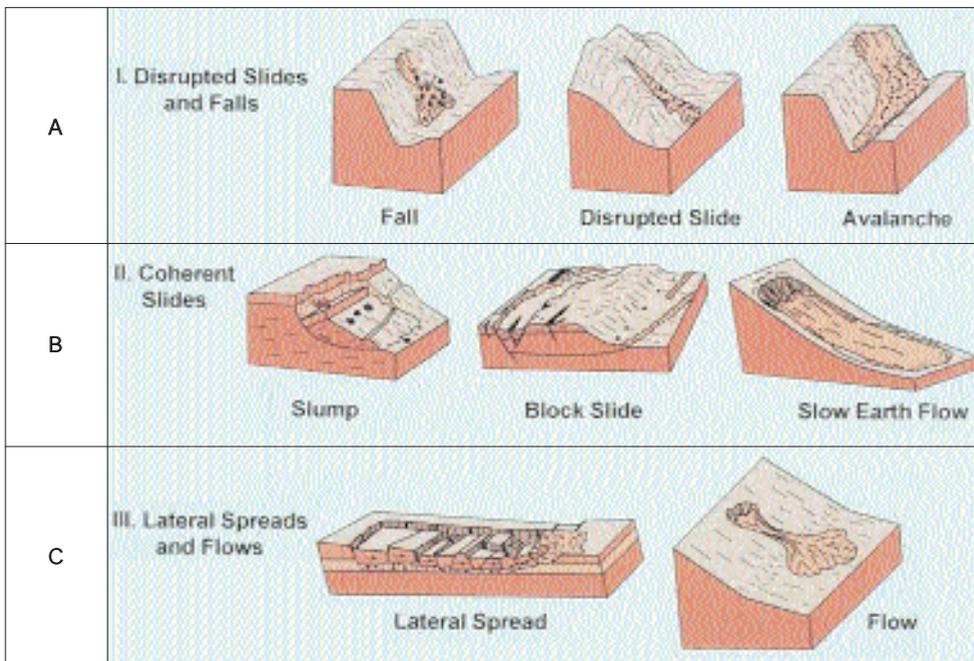


Fig. 3.12. Meccanismi di frane indotte da sisma secondo la classificazione di Keefer (1984).

Dall'analisi statistica delle tre diverse classi di meccanismo, Keefer & Wilson (1989) hanno ottenuto altrettante curve di limite superiore, rappresentanti la correlazione tra magnitudo dell'evento e distanza epicentrale del fenomeno attivato (Figura 3.13). Si osservi che in genere non si rilevano movimenti di Categoria I, II, e III per magnitudo rispettivamente inferiori a 4.0, 4.5 e 5.0.

I due criteri di classificazione citati possono essere correlati secondo lo schema riportato in Tabella 3.1.

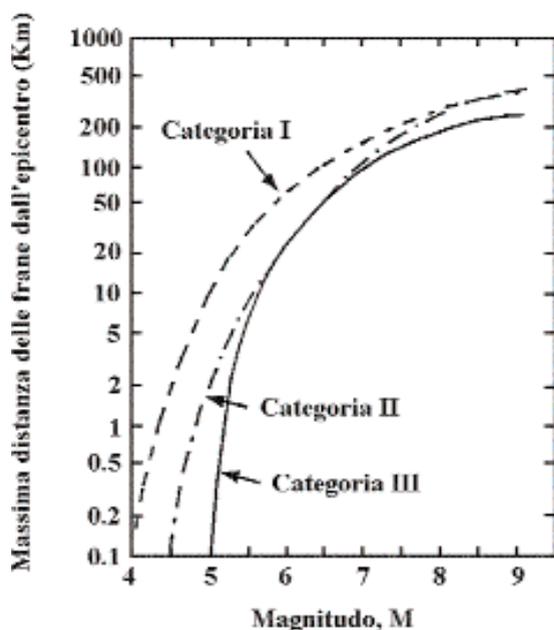


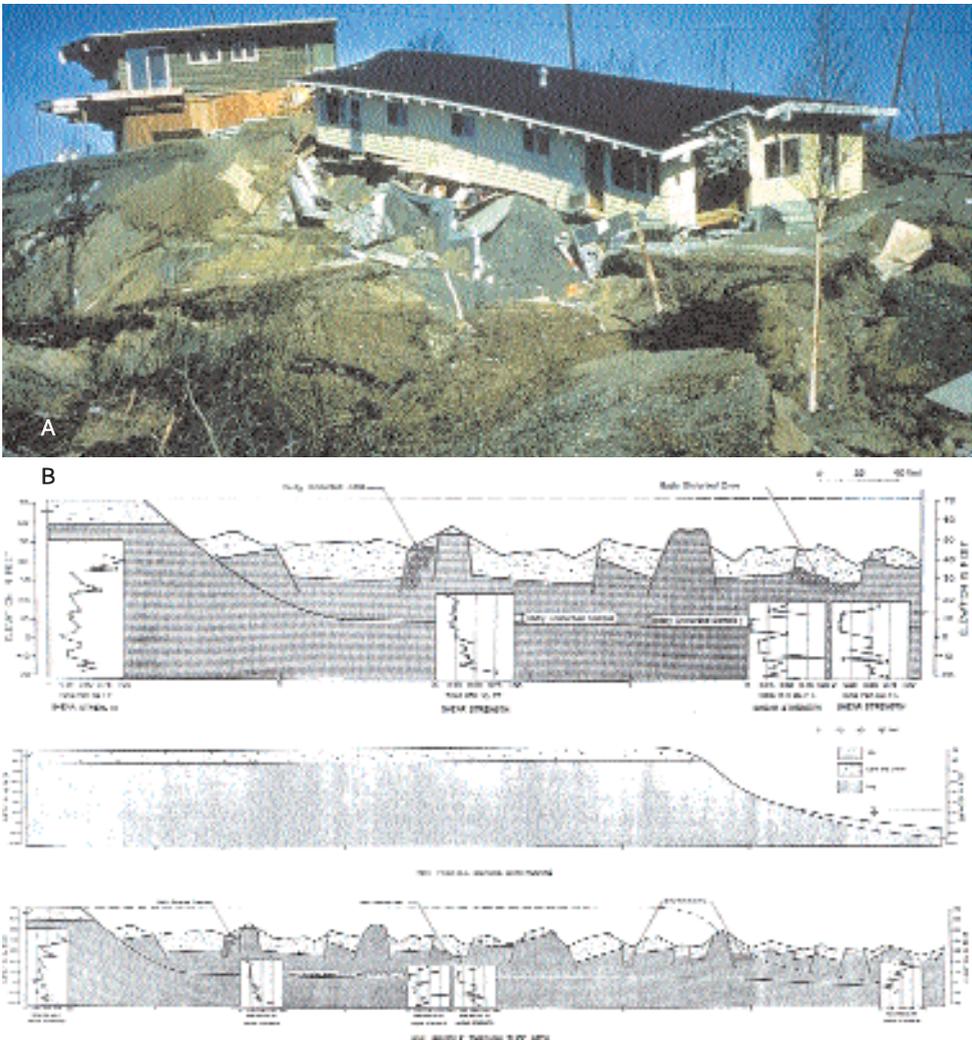
Fig. 3.13. Correlazione di limite superiore tra distanza dall'epicentro e magnitudo (modificata da Keefer & Wilson, 1989).

Tab. 3.1. Correlazione tra le classificazioni di Varnes e di Keefer & Wilson (Aiello et al., 2006a).

Tipo di Meccanismo	Tipo di Materiale				
	Roccia	Detrito	Terra		
Crollo	Cat. I	Cat. I		~ Cat. I	
Ribaltamento	Cat. I				
Movimento complesso	Cat. I	Cat. I	Cat. II		
Scorrimento	Rotazionale	Cat. II	Cat. II	Cat. II	~ Cat. II
	Traslazionale	Cat. I o II	Cat. I	Cat. II	
Espansione laterale	Cat. III	Cat. III	Cat. III	~ Cat. III	
Colata		Cat. I o III	Cat. II o III		

Tra i casi di studio più significativi analizzati nella letteratura tecnica internazionale vanno ricordate:

- la frana di Turnagain Heights (terremoto di Anchorage, 1964,  $M=8.6$ ), attribuito alla liquefazione di lenti di sabbia ed alla caduta di resistenza di un esteso banco di argille sensitive (cfr. Seed & Wilson, 1967; Seed, 1968) (Figura 3.14);
- le frane di Nikawa e Takarasuka (terremoto di Kobe, 1995,  $M=7.2$ ), entrambe indotte da accumulo di sovrappressioni neutre e conseguente scorrimento lungo la superficie piezometrica (cfr. Sassa et al., 1996; Loukidis et al., 2001) (Figura 3.15).



**Fig. 3.14.** Immagine (A) e sezione stratigrafica (B) della frana di Turnagain Heights indotta dal terremoto di Anchorage (1964).

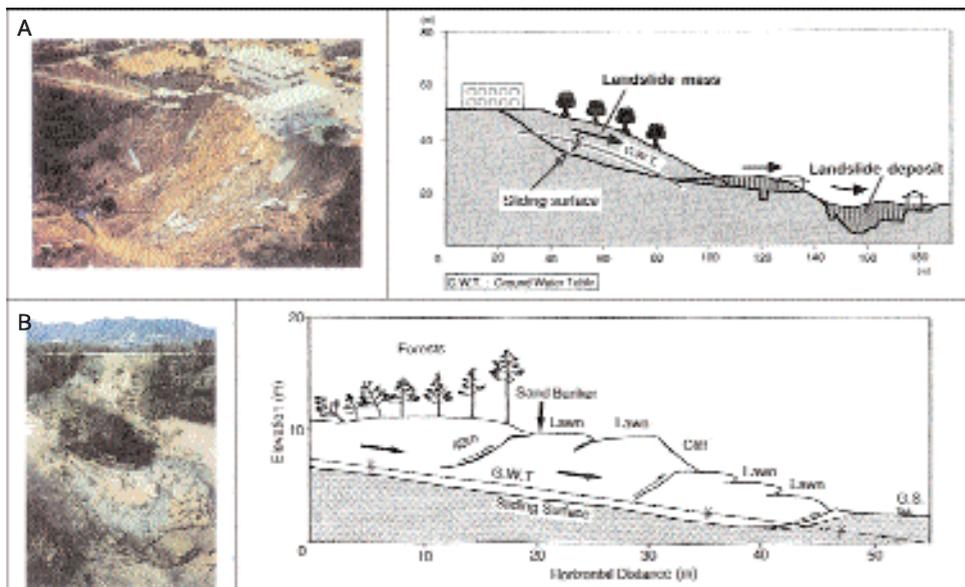


Fig. 3.15. Immagini e sezioni stratigrafiche della frane di Nikawa (A) e Takarasuka (B) indotte dal terremoto di Kobe (1995).

I casi di frane indotte da terremoti in Italia sono storicamente censiti, descritti e classificati nel catalogo CEDIT<sup>5</sup> (Romeo & Delfino, 1997) del Servizio Sismico Nazionale; tra i più significativi si annoverano i vasti e diffusi sconvolgimenti ambientali (Figura 3.16) prodotti dalla sequenza sismica della Calabria meridionale nel 1783 ( $M=5.9\div 6.9$ ), sovente riconducibili a fenomeni di liquefazione (cfr. p.es. Cotecchia et al., 1986a).

In tempi recenti, i fenomeni franosi più significativi sul territorio nazionale sono stati osservati in occasione dei terremoti:

- del Friuli (1976,  $M=6.4-6.1$ ), con prevalenza di crolli di roccia e, secondariamente, valanghe di detriti (Govi & Sorzana, 1977; Civita et al., 1985);
- dell'Irpinia (1980,  $M=6.9$ ), con ancora crolli e ribaltamenti in roccia, ma anche molti diffusi casi di innesco o riattivazione di scorrimenti, colate e frane complesse (D'Elia, 1983), favoriti dall'elevata durata della scossa (Figura 3.17). Tra questi, i più rilevanti sono quelli verificatisi nelle località di Andretta (D'Elia et al., 1986), Bisaccia (D'Elia et al., 1985), Buoninventre (Cotecchia et al., 1986b), Calitri (Crespellani et al., 1996; Martino e Scarascia Mugnozza, 2005), Grassano (Cotecchia & Del Prete 1986) e Senerchia (Cotecchia et al., 1986 c);

<sup>6</sup> Oltre ai fenomeni franosi, nel C.E.D.I.T. sono catalogati anche i casi di liquefazione, fratture e fagliazione superficiale, e variazioni topografiche attribuibili a fenomeni di subsidenza.



Fig. 3.16. Frana di Molochio (RC) dopo gli eventi del 1783 (A) ed oggi (B).

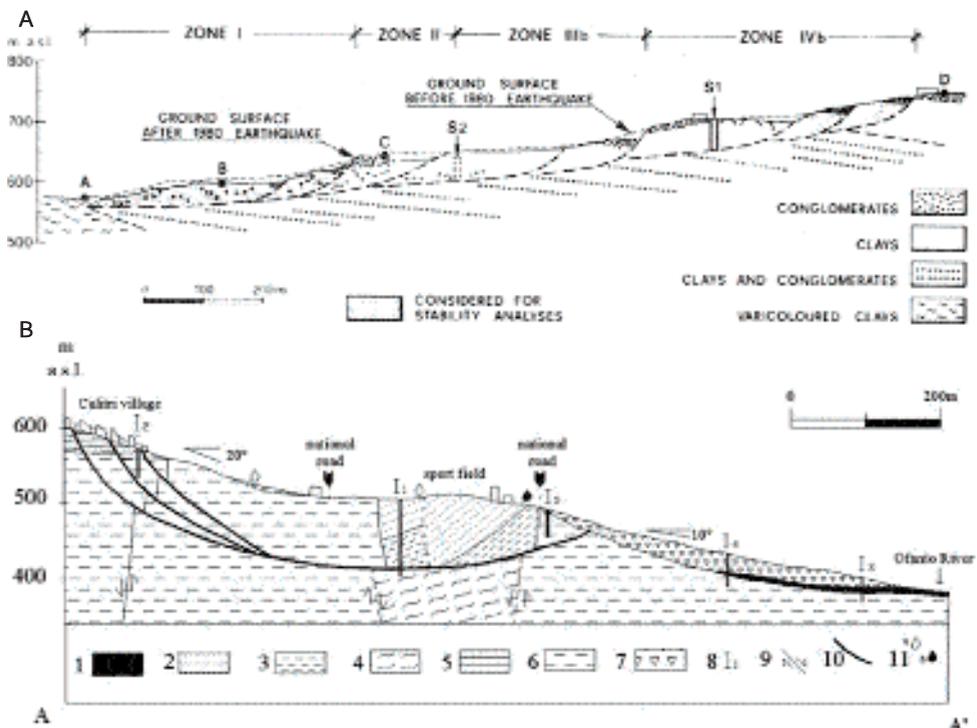


Fig. 3.17. Sezioni stratigrafiche delle frane di Andretta (A) e Calitri (B), indotte dal terremoto Irpino-Lucano del 1880. 1 = alluvioni del fiume Ofanto; 2 = sabbie di Atesa; 3 = argille azzurre di Atesa; 4 = complesso caotico di argille varicolori; 5 = arenarie di Ariano; 6 = argille azzurre di Ariano; 7 = detriti e accumuli di frana; 8 = sondaggi; 9 = faglie; 10 = superficie di scorrimento; 11 = sorgenti: (a) perenni, (b) stagionali.

- dell'Umbria-Marche (1997,  $M = 5.5-5.8$ ), con prevalenza di crolli ma ancora numerosi fenomeni di scorrimento, quasi sempre riattivazioni di antichi corpi di frana (Prestininzi et al., 1998).

### 3.4. Tsunami e Seiche

Tra gli effetti indotti dagli eventi sismici non possono non segnalarsi i maremoti (*tsunami*<sup>6</sup>), assurti purtroppo recentemente agli onori delle cronache a seguito dell'evento disastroso che ha colpito il Sud-Est asiatico nel dicembre 2004.

La maggior parte di maremoti è causata da eventi sismici. Tuttavia, essi possono anche essere causati da attività vulcanica, frane sottomarine ed a volte anche da attività umana.

A determinare l'intensità di uno tsunami d'origine sismica non è tanto la violenza del terremoto, quanto il tipo di movimento crostale che si è verificato in corrispondenza della sorgente sismica. Per esempio, la faglia di San Andreas nella California, caratterizzata da scorrimenti essenzialmente orizzontali, non può essere responsabile di maremoti. Infatti affinché si verifichi un maremoto è necessario che enormi masse d'acqua subiscano uno spostamento verticale indotto dall'innalzamento del fondo del mare.

Nel mare aperto, le onde prodotte da uno tsunami viaggiano per grandi distanze ad elevate velocità e sono difficili da individuare in quanto in origine possono avere un'altezza inferiore al metro e lunghezze d'onda di decine di chilometri. Quando gli tsunami si avvicinano alla costa però, la diminuzione del fondale produce una riduzione della velocità delle onde ed un incremento dell'altezza.

In conseguenza di quanto detto, i maremoti non vengono avvertiti in mare aperto; ma, in vicinanza della costa, dove il fondo si alza, danno origine ad onde alte anche 20 o 30 m che invadendo la terraferma possono provocare gravi danni. Sulla costa possono abbattersi più onde separate da intervalli di qualche minuto, e talvolta possono essere precedute da un ritiro prolungato delle acque.

È da notare che le onde provocate da uno tsunami non sono in assoluto più alte delle onde provocate dal vento, ma sono molto più devastanti di queste. Infatti, mentre le onde provocate dal vento hanno un moto circolare per cui non invadono, se non in misura limitata, la terra ferma, le onde provocate dallo tsunami hanno un moto lineare: è un muro d'acqua che si muove ed invade la terra ferma come illustra la Figura 3.18.

Le onde provocate da un maremoto si propagano in tutte le direzioni con una velocità variabile in funzione della lunghezza d'onda e della profondità del mare; ad esempio, per una profondità del fondale di 1.000 m la velocità è di circa 100 m/s (circa 360 km/h). In conseguenza, il fronte di propagazione è irregolare ed impiega tempi generalmente lunghi per raggiungere la costa. Le onde possono raggiungere coste distanti centinaia di chilometri spostandosi per ore senza perdere del tutto la propria energia devastante. Questa circostanza è risultata drammatica-

---

<sup>6</sup> Il termine deriva da una parola giapponese che significa "onda del porto".

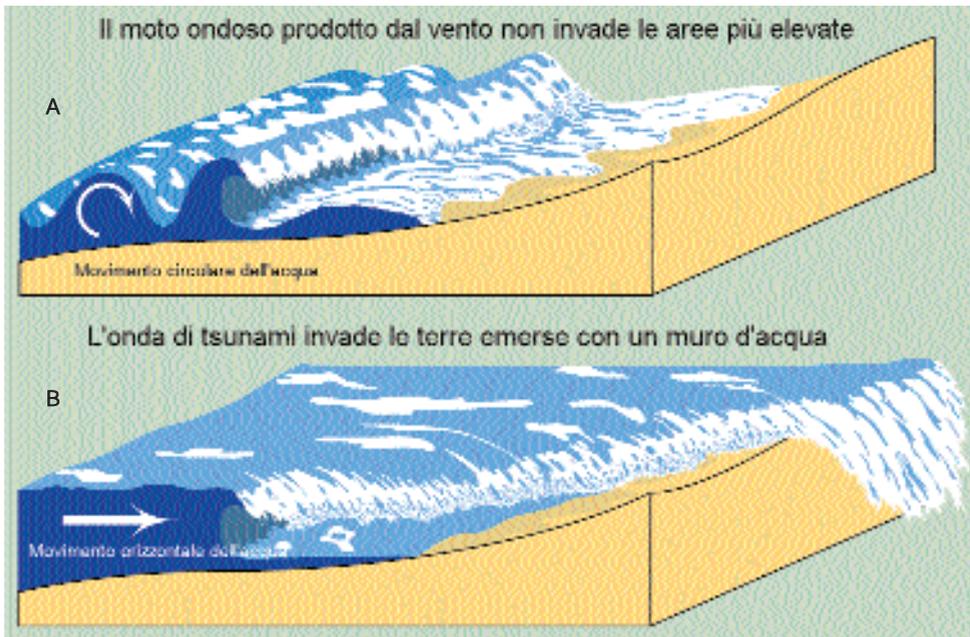


Fig. 3.18. Confronto schematico tra i moti ondosi prodotti dal vento (A) e da un maremoto (B).

mente evidente nel maremoto che ha colpito l'Asia il 26 dicembre 2004, al quale si riferiscono le Figure 3.19 e 3.20.

Nel mondo, i più disastrosi maremoti furono quelli di Lisbona del 1755, con onde alte fino a 12 m, di Miyako (Giappone) nel 1896, con onde alte 28 m, di Messina del 1908, con onde di 13 m, di Atami nella baia di Sagami (Giappone) nel 1923, con onde di 11 m.

Anche l'Italia è potenzialmente soggetta a maremoti. Infatti, il nostro paese è esposto a tutte le possibili cause di maremoto: alta sismicità, aree vulcaniche, lunghi tratti di costa potenziali sedi di frane sottomarine. Inoltre la posizione peninsulare espone l'Italia a maremoti originatesi in altre aree del Mediterraneo. Gli eventi più imponenti (Tinti et al., 2004) hanno colpito specialmente le coste siciliane e calabresi, senza escludere le stesse coste campane (Tabella 3.2).

In generale, è possibile difendersi efficacemente da tale tipo di fenomeno solo adottando sistemi di allarme preventivo (*early warning*), coordinati a livello nazionale e regionale. Ciò è tanto più vero per una realtà come quella dell'Italia potenzialmente esposta a *tsunami* che possono trarre origine in aree sismogenetiche sottomarine lontane dalle proprie coste.

I sistemi di allarme (*early warning*) sono stati sviluppati da tempo nei paesi più esposti agli *tsunami* e sono ormai consolidati. Ad esempio, nel 1948 un sistema d'allarme è stato installato nel Pacifico: il *Pacific Tsunami Warning Center* (PTWC) (Figura 3.21). Questa rete attualmente comprende circa trenta stazioni



**Fig. 3.19.** Effetti devastanti del maremoto del dicembre 2004. In alto, i luoghi colpiti dallo tsunami prima dell'evento.

sismiche e settanta stazioni mareografiche, che trasmettono informazioni al centro di Honolulu ed è al servizio della maggioranza dei paesi costieri dell'area pacifica.



**Fig. 3.20.** Effetti devastanti del maremoto del dicembre 2004. In alto, i luoghi colpiti dallo tsunami prima dell'evento.

Attraverso la rete di sensori sismici e di rilevatori di altezza d'acqua il sistema è in grado di:

- rilevare ed individuare terremoti “*strong motion*”;

**Tab. 3.2.** Principali maremoti d'origine sismica che hanno colpito le coste tirreniche a partire dall'anno 1100 al 2000 (fonte <http://www.ingv.it/italiantsunamis/tsun.html>).

Anno	Località	Intensità macrosismica	Max run-up <sup>1</sup> (cm)	Intensità Sieberg-Ambraseys <sup>2</sup>
1169	Stretto di Messina	XI	n.v.	4
1511	Nord Adriatico	X	n.v.	2
1564	Liguria Costa azzurra	X	n.v.	3
1627 <sup>3</sup>	Gargano	XI	n.v.	5
1646	Toscana	VII	n.v.	3
1672	Adriatico centrale	IX	n.v.	2
1693	Sicilia Orientale	XI	n.v.	4
1726	Nord Sicilia	IX	n.v.	2
1742	Toscana	VI	n.v.	2
1783 <sup>4</sup>	Calabria Tirrenica	XI	900	6
1805	Campania	X	n.v.	2
1818	Sicilia Orientale	IX	n.v.	2
1823	Nord Sicilia	VIII	n.v.	4
1828	Mar Ligure	VIII	n.v.	2
1832	Calabria ionica	X	n.v.	2
1836	Calabria ionica	IX	n.v.	3
1846	Toscana	IX	n.v.	3
1875	Adriatico centrale	VIII	n.v.	2
1887	Liguria Costa Azzurra	X	150	3
1894	Calabria Tirrenica	IX	n.v.	3
1905	Calabria Tirrenica	X	600	3
1907	Calabria ionica	IX	n.v.	3
1908 <sup>5</sup>	Stretto di Messina	XI	1300	6
1916	Isole Eolie	VII	1000	3
1979	Adriatico meridionale	IX	n.v.	4
1990	Sicilia Orientale	VIII	n.v.	2

<sup>1</sup> Con il termine max run-up si intende la massima altezza d'onda sulla costa. Quando non era valutabile si è riportato: n.v.

<sup>2</sup> La scala Sieberg Ambraseys (1962), divisa in sei gradi, misura l'intensità dello tsunami in base agli effetti su persone, ambiente e manufatti.

<sup>3</sup> Si tratta di uno dei maggiori tsunami che hanno interessato le coste italiane dell'Adriatico meridionale. Lo tsunami fu innescato da un terremoto e colpì la zona costiera tra Fortore e San Nicandro, nei pressi del Lago di Lesina nel Gargano Settentrionale. La zona, dopo un primo ritiro delle acque, venne completamente sommersa dal mare. Il fronte d'acqua associato allo tsunami deve essere stato veramente impressionante: cronache dell'epoca riferiscono che la città costiera di Termoli 'precipitò' nel mare: sicuramente si tratta di un'iperbole letteraria, ma rende molto bene la drammaticità dei fatti. Anche altre città furono interessate dall'evento. A Manfredonia, città costiera uscita praticamente indenne dagli effetti del terremoto, si registrò un run-up dell'ordine di 2-3 metri.

<sup>4</sup> La Calabria sperimentò la più violenta e persistente sequenza di terremoti di cui si abbia memoria negli ultimi due-mila anni. Il giorno 5 febbraio del 1783 venne dato l'avvio a tale terribile sequenza con un terremoto che innescò uno maremoto che colpì duramente le coste calabresi da Messina a Torre del Faro e da Cenidio a Scilla. Messina, Reggio Calabria, Roccella Ionica, Scilla e Catona ebbero le strade allagate e l'acqua del mare si addentrò nella terraferma per quasi due chilometri. Il giorno seguente si verificò una seconda scossa tellurica e il conseguente maremoto provocò un grandissimo numero di vittime, soprattutto nella Calabria meridionale (Scilla): la particolarità di questo tsunami è che non venne innescato direttamente dalla scossa di terremoto, ma dallo scivolamento in mare di una parte del Monte Paci. Molti abitanti di Scilla, spaventati dalla terribile sequenza di scosse, cercarono rifugio sulla spiaggia, ma qui vennero sorprese dalla terribile ondata alta fino ai tetti delle case: le vittime in seguito allo tsunami furono oltre 1.500. Il massimo run-up (9 metri) venne registrato a Marina Grande (Scilla), ma in molte altre località (Peloro, Torre del Faro, Punta del Pezzo) il fronte d'acqua raggiunse la già notevole altezza di circa 6 metri.

<sup>5</sup> Il più intenso dei terremoti in Italia, che provocò un violentissimo maremoto, in assoluto il più grande mai registrato nel nostro Paese, e dovunque si manifestò con un iniziale ritirarsi delle acque del mare seguito dopo pochi minuti da almeno tre grandi ondate che portarono ovunque distruzione e morte. Le località più duramente colpite furono Pellaro, Lazzaro e Gallico sulle coste calabresi e Riposto, S. Alessio, Briga e Paradiso su quelle siciliane. I maggiori run-up furono registrati a S. Alessio (11.7 metri) e a Pellaro (13 metri), ma in molte altre località l'altezza dell'onda fu di 8-10 metri, e dovunque le case situate nelle vicinanze della spiaggia vennero spazzate via dall'impeto dell'onda.

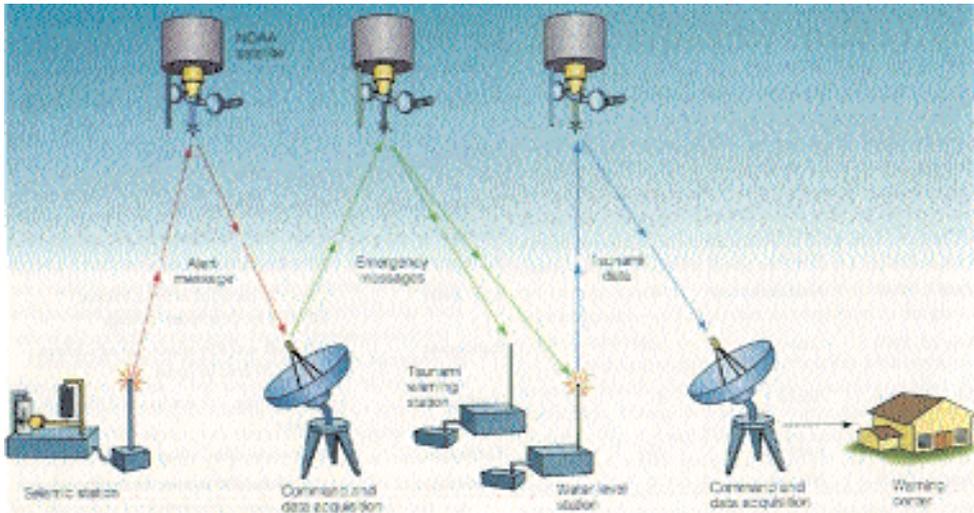


Fig. 3.21. Schema funzionale del sistema di early warning impiegato nel Pacifico.

- determinare se è stato generato uno *tsunami*;
- fornire tempestivamente l'allarme e dare informazioni per minimizzare gli effetti dello tsunami.

Il sistema di controllo è articolato in due livelli.

Il primo livello di protezione avverte tutti i paesi dell'area pacifica del verificarsi di tsunami distruttivi. A seguito di un terremoto di Magnitudo elevata, le stazioni locali di marea, vicino all'epicentro, sono avvertite affinché osservino eventuali attività anomale delle onde.

Se viene rilevata un'attività anomala viene lanciato un allarme tsunami.

I dati si trasmettono dalle stazioni sismiche alle stazioni d'avvistamento di tsunami per mezzo di satelliti. Lo scopo è avvisare tutte le popolazioni a rischio con un preavviso di almeno un'ora dell'arrivo della prima onda di tsunami.

Il secondo livello di protezione è soltanto regionale, basato sui sistemi d'allarme al servizio di aree costiere particolarmente esposte.

Per quanto riguarda i paesi che si affacciano sul Mediterraneo, l'INGV ha proposto il potenziamento della Rete sismica mediterranea "MEDNET" per creare un sistema di *early warning* maremoto. Oltre alle stazioni sismiche già posizionate nei Paesi che si affacciano sul Mediterraneo, il progetto prevede il posizionamento di alcune boe marine con l'obiettivo di dare maggiori informazioni su potenza, intensità, modi, durata e direzione dei maremoti che potrebbero verificarsi nel Mediterraneo.

Le onde generate da terremoti in specchi d'acqua confinati sono chiamate seiches. Tipicamente generate da onde sismiche di lungo periodo, che possono avvicinarsi al periodo naturale di oscillazione del lago o del serbatoio artificiale, le seiches possono osservarsi anche a notevoli distanze dall'epicentro dell'evento sismico.

### 3.5. Fratture in superficie e subsidenza

Durante eventi sismici di notevole intensità, si sono frequentemente osservate fratture del terreno in superficie. Ad esempio, in occasione del terremoto del 1980 in Campania si sono osservate diverse fratture superficiali.

Il più delle volte queste non sono direttamente collegabili a discontinuità strutturali profonde quanto piuttosto a:

- effetti legati alle sollecitazioni indotte dalla non sincronia del moto o alle sollecitazioni di trazione che si accompagnano alla propagazione delle onde sismiche;
- cedimenti differenziali co-sismici dovuti all'addensamento dinamico della coltre superficiale di rocce sciolte;
- cedimenti differenziali post-sismici causati dalla progressiva dissipazione delle sovrappressioni neutre accumulate durante il terremoto.

Tutti questi fenomeni sono stati frequentemente osservati in Italia dopo eventi sismici di forte intensità. In particolare, sono stati ben documentati alcuni fenomeni di subsidenza post-sismica. A tal proposito si cita il caso di Bisaccia (AV) il cui centro storico è fondato su un piastrone di conglomerati sovrastante un banco di argilliti plioceniche a scaglie. Dopo il terremoto Irpino-Lucano del 1980 non furono riscontrati danni gravi nell'immediato; fu, invece, osservato un meccanismo ritardato di subsidenza evidenziato da cedimenti progressivamente crescenti nel tempo (Fenelli et al. 1992) e dissipazione delle pressioni neutre.

Si segnala infine che sono stati frequentemente osservati fenomeni di subsidenza conseguenti a liquefazione di depositi di terreni a grana grossa saturi di acqua. Fenomeni di subsidenza causati dalla dissipazione delle sovrappressioni neutre accumulate durante il terremoto, a volte di entità clamorosa (Figura 3.22).



Fig. 3.22. Effetti di un fenomeno di subsidenza – Izmit (Kocaeli), Turchia, agosto 1999.

# 4.

## Il rischio sismico

*Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Filippo Vinale*

### 4.1. Introduzione

In questo capitolo vengono sinteticamente presentati gli elementi che intervengono in un processo di gestione e riduzione del rischio sismico, problematica la cui risoluzione richiede conoscenze e metodologie di settori disciplinari diversi quali le geoscienze, l'ingegneria, la pianificazione del territorio e degli interventi di emergenza, il campo assicurativo e l'economia.

### 4.2. Definizioni

Il concetto di rischio è stato ufficialmente adottato dall'UNESCO nel 1984 per rispondere ai compiti istituzionali di mitigazione dei danni causati dalle catastrofi naturali ed ha trovato ampia diffusione nella comunità scientifica, anche se ancora oggi non vi è uniformità di interpretazione.

Con rischio si intende la probabilità che un fenomeno potenzialmente dannoso possa avvenire in un determinato luogo e in un assegnato tempo provocando un atteso valore di danno.

Dal momento che per la valutazione del rischio si modellano fenomeni molto complessi, i risultati assoluti di questo tipo d'analisi vanno utilizzati con cautela. In ogni caso, questo tipo di analisi consente di valutare efficacemente in modo comparativo la distribuzione territoriale di fenomeni e danni attesi; quindi rappresenta piuttosto uno strumento di supporto alle decisioni, indispensabile a quanti (enti territoriali, amministratori, ...) sovrintendono e programmano le misure di prevenzione, gli interventi di emergenza, le azioni di recupero e ricostruzione. Nel concetto stesso di rischio sono presenti diverse componenti: l'evento, la probabi-

lità che tale evento si verifichi, il contesto ambientale, gli elementi coinvolti dall'evento ed il danno che può essere prodotto.

Una definizione di rischio (Leone, 2004) può essere data attraverso la relazione utilizzata dall'UNDRO (United Nation Disaster Relief Organization) nello studio e nella gestione delle calamità naturali:

$$R = H \cdot V_u \cdot V_a$$

dove:

- H (pericolosità, *hazard*) è la probabilità che un dato fenomeno calamitoso si verifichi in un determinato intervallo di tempo ed in una certa area. È espressa in una scala tra 0 (evento nullo) e 1 (evento certo);
- $V_u$  (vulnerabilità) è il grado di perdita prodotto su un certo elemento o gruppo di elementi esposti a rischio risultante dal verificarsi di un fenomeno naturale di determinata intensità. È espressa in una scala da 0 (nessuna perdita) a 1 (perdita totale);
- $V_a$  (esposizione, valore esposto a rischio) è il valore dell'insieme degli elementi a rischio all'interno dell'area esposta disaggregato per categorie omogenee di soggetti. Si quantifica in termini relativi (valore monetario delle proprietà, attività economiche, beni e servizi pubblici, ecc.) o assoluti (numero di persone, di edifici, ecc.) comunque raggruppati per grado di omogeneità;
- R (rischio totale) è l' atteso numero di perdite umane, feriti, danni a proprietà, interruzione di attività economiche, in conseguenza di un particolare fenomeno naturale.

Riportando il discorso nel contesto proprio di questo lavoro, quanto appena detto può essere riformulato nel modo seguente.

Per *pericolosità sismica* si deve intendere la combinazione tra il “*moto sismico al bedrock*” (moto sismico di riferimento in un generico sito) e gli effetti locali che danno luogo alla cosiddetta “*risposta sismica locale*” dipendente, come già detto, dai caratteri locali del sito (i.e. caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche oltre che caratteri morfologici del sito).

Utilizzando la terminologia largamente impiegata nella letteratura tecnica in lingua inglese la locuzione “*moto sismico al bedrock*” può essere sintetizzata nel termine “*shakeability*” (= *scuotibilità*). In conseguenza, la pericolosità sismica può essere espressa attraverso il seguente prodotto funzionale:

$$\textit{Pericolosità sismica (H)} = \textit{Scuotibilità} \cdot \textit{Risposta sismica locale}$$

In alcuni studi, in modo analogo a quanto appena indicato, anche se formalmente differente, vengono definite una *pericolosità sismica di base* ed una *pericolosità sismica locale*. In conseguenza, si avrebbe:

*Pericolosità sismica (H) = Pericolosità sismica di base · Pericolosità sismica locale*

La *pericolosità sismica di base* ovvero la *scuotibilità* calcola (generalmente in maniera probabilistica), per una certa regione, in un determinato periodo di tempo, il valore atteso di uno dei parametri che descrivono il terremoto di riferimento al bedrock (velocità o/e accelerazione del moto del suolo, intensità al sito, spettro di sito). La scala di studio è solitamente regionale.

La *pericolosità sismica locale* ovvero la *risposta sismica locale* si basa su studi di pericolosità a scala di dettaglio che partendo dai risultati degli studi di pericolosità sismica di base ed analizzando i caratteri geologici, geofisici e geotecnici del sito definiscono la risposta sismica locale.

Con riferimento alla vulnerabilità, vanno distinte più componenti: la vulnerabilità dell'ambiente costruito, la vulnerabilità dell'ambiente fisico ed anche la vulnerabilità del territorio inteso come sistema sociale urbanizzato.

Con il primo termine, *vulnerabilità dell'ambiente costruito* ( $Vu_{\text{AMBIENTE COSTRUITO}}$ ) va intesa la suscettibilità dei manufatti e degli impianti al danneggiamento per effetto dell'evento sismico atteso.

La *vulnerabilità dell'ambiente fisico* ( $Vu_{\text{AMBIENTE FISICO}}$ ) sottintende e comprende quel complesso di fenomeni che rendono vulnerabile lo stesso ambiente fisico. Infatti, già nel paragrafo precedente si è messa in evidenza la possibilità che in ragione delle caratteristiche dell'evento sismico e delle condizioni di contorno, compressive e locali, un terremoto può causare fenomeni quali: fratture in superficie, subsidenza, liquefazione, instabilità dei pendii, maremoti e moti ondosi in bacini confinati.

La *vulnerabilità del territorio* (a scala comunale o provinciale) rappresenta la suscettibilità al danno di quelle infrastrutture e di quei servizi che trasformano un sistema di manufatti e di attività in un sistema sociale urbanizzato complesso, e dipende anche dalla loro (infrastrutture e servizi) ridondanza sul territorio ( $Vu_{\text{TERRITORIO}}$ ).

In definitiva, la vulnerabilità sismica può essere espressa con la seguente relazione:

$$Vu = (Vu_{\text{AMBIENTE COSTRUITO}}) \cdot (Vu_{\text{AMBIENTE FISICO}}) * (Vu_{\text{TERRITORIO}})$$

Anche nel contesto di un'analisi di rischio sismico, così come di un qualsiasi altro tipo di evento, il *valore esposto a rischio* ( $Va$ ) rappresenta l'insieme degli elementi a rischio all'interno dell'area esposta, che va quantificato in termini relativi (valore monetario delle proprietà, attività economiche, beni e servizi pubblici, ecc.) o assoluti (numero di persone, di edifici, ecc.).

Pertanto una corretta gestione del rischio deve partire dall'identificazione dei beni, che in generale includono tutte le persone, le cose e le attività che potenzialmente possono essere colpite da un evento sismico. Sono, pertanto, beni a rischio:

- gli uomini che possono essere feriti o uccisi;
- i beni economici che possono essere persi in modo diretto per sostenere, ad esempio, i costi di riparazione o ricostruzione di edifici danneggiati ed anche i beni che possono essere persi in maniera indiretta. Con riferimento a questi ultimi si pensi, ad esempio, alle perdite subite per sospensione delle attività produttive a causa del danneggiamento delle strutture, o per variazione del ciclo economico a seguito dei danni indotti dal terremoto;
- le funzioni che possono essere alterate o sospese, come può avvenire per le strutture di emergenza che non riescono più a garantire livelli di prestazione adeguati per gestire gli avvenimenti ordinari ovvero per l'interruzione delle attività scambi commerciali.

In definitiva, il *rischio sismico* rappresenta la probabilità che a causa delle azioni sismiche un dato sistema funzionale, in un assegnato periodo temporale, subisca danni da cui derivano perdite per la collettività in termini di vite umane, salute, beni economici, valori culturali. Le perdite indirette, in particolare quelle economiche per l'arresto temporaneo delle attività produttive, giocano un ruolo sempre più importante nella società moderna, per cui il loro contributo al rischio deve essere opportunamente quantificato.

In base alle definizioni sopra riportate il rischio sismico è solitamente espresso come il seguente prodotto funzionale:

$$\text{Rischio sismico } (R) = \text{Pericolosità } (H) \cdot \text{Vulnerabilità } (Vu) \cdot \text{Esposizione } (Va)$$

Con riferimento ad un'area urbanizzata, alla valutazione del rischio sismico contribuiscono oltre ai fattori tradizionali di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione anche il contesto esterno e la capacità di risposta all'emergenza e di recupero del territorio.

L'*esposizione* è direttamente connessa alle dimensioni di una città. Essa dipende, pertanto, dal numero di abitanti e dalla loro distribuzione sul territorio dal numero e dal tipo di attività che gli abitanti svolgono in maniera prevalente, dal numero e dalla ridondanza sul territorio dei sistemi infrastrutturali. A tali fattori andrebbero aggiunti l'economia ed il sistema socio-politico che caratterizza il territorio in esame.

La *vulnerabilità* della città descrive quanto facilmente e quanto severamente l'infrastruttura fisica della città, la popolazione, l'economia ed il sistema socio-politico possono essere compromessi da un terremoto. La vulnerabilità dipende quindi dalla potenziale debolezza delle strutture e delle infrastrutture.

Nell'odierna comunità globale, le città sono sempre più collegate. Trattasi di un collegamento fisico diretto tra città e città, collegamento che ha dato vita negli ultimi anni a delle vere e proprie conurbazioni. Da ciò scaturisce che i fattori che contribuiscono alla definizione del rischio sismico di una città, nonché le conse-

guenze di un disastro provocato da un evento sismico, non siano circoscrivibili al singolo ambito urbano ma andrebbero estesi a contesti più ampi, se non addirittura a tutto il contesto regionale.

Il *contesto esterno* descrive come il danneggiamento di una città interessa le persone e le attività al di fuori dello specifico ambito considerato. È un parametro che descrive il dato di fatto secondo cui a causa della preminenza di una città riguardo all'economia, ai trasporti, alla politica ed alla cultura, il danneggiamento di determinate aree urbane può avere effetti più ampi rispetto al danneggiamento di altre.

La *capacità di risposta all'emergenza e la possibilità di recupero* descrive quanto un sistema può recuperare efficacemente ed efficientemente a breve ed a lungo termine il danneggiamento provocato da un evento sismico. È un fattore che porta in conto anche la pianificazione organizzativa ed operativa predisposta prima dell'evento sismico, include le disponibilità finanziarie, la disponibilità di attrezzature, di risorse, di forza lavoro qualificata, l'efficienza dell'apparato socio-politico, l'efficienza delle infrastrutture, in particolare, di quelle di trasporto.



# 5.

## Zonazione sismica

*Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Filippo Vinale*

### 5.1. 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: macro, meso e microzonazione.

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 alcune regioni italiane come la Campania o la Sicilia bisogna considerare anche l'eventualità che si verifichino terremoti di origine vulcanica.

Al livello di uno studio di macrozonazione, il dettaglio locale ovviamente non entra in gioco, per cui il “filtro terreno” è disattivato.

La *microzonazione sismica* consiste nell'analisi e nella rappresentazione della distribuzione spaziale della *pericolosità sismica* in un assegnato territorio e della sua *vulnerabilità sismica*, prescindendo quindi dalla vulnerabilità dell'ambiente costruito. Di conseguenza uno studio di microzonazione comprende la valutazione di:

- *risposta sismica locale*, vale a dire del moto sismico, così come viene avvertito in superficie, una volta trasformato a causa dei caratteri locali del sito;

- *vulnerabilità dell'ambiente fisico*, vale a dire di quel complesso di fenomeni<sup>1</sup> che rendono vulnerabile al terremoto lo stesso ambiente fisico;
- *vulnerabilità del territorio*, quindi della suscettibilità al danno di quelle infrastrutture e di quei servizi che trasformano un sistema di manufatti e di attività in un sistema sociale urbanizzato complesso.

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

È opportuno ricordare che questo documento è finalizzato 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 microzonazione sismica.

Uno studio di microzonazione 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 spesso 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 microzonazione 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 microzonazione si configura anche come uno strumento di riduzione del rischio sismico.

La microzonazione non implica la sostituzione delle norme vigenti in materia di progettazione degli edifici e delle strutture. A tale proposito va segnalato che in Italia, lo stato delle conoscenze tecnico-professionali nel settore dell'ingegneria sismica strutturale è certamente più evoluto e consolidato, di quanto non accada all'ingegneria geotecnica 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 diverse regioni italiane sono stati a volte carenti nell'impostazione me-

---

<sup>1</sup> In ragione delle caratteristiche dell'evento sismico e delle condizioni di contorno, complessive e locali, un terremoto può causare fenomeni quali: fratture in superficie, subsidenza, liquefazione, instabilità dei pendii, maremoti e moti ondosi in bacini confinati.

todologica, nelle indagini e nelle analisi a supporto degli studi di zonazione sismica.

In tal senso, questi indirizzi, rispecchiando lo stato dell'arte sulle conoscenze tecnico-professionali in ambito dell'ingegneria geotecnica sismica, che ha fatto recentemente sensibili progressi, si propongono 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, 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 dell'area in esame;
- è stato raccolto un consistente numero di nuovi dati geologici, geofisici e geotecnici.

## **5.2. Contenuti delle Mappe di Microzonazione**

Avendo chiari gli effetti che un terremoto può causare all'ambiente naturale (secondo quanto indicato nel Cap. 3), uno studio di microzonazione sismica deve portare all'elaborazione di varie mappe tematiche. I tematismi principali sono:

- pericolosità sismica;
- suscettibilità alla liquefazione;
- suscettibilità alla instabilità dei pendii naturali.

In aggiunta, se necessario, occorre redigere la mappa delle fratture in superficie, la mappa del rischio alluvioni causate dal terremoto o le mappe di altri fenomeni indotti dal sisma.

## **5.3. Scala di analisi e rappresentazione cartografica**

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

Per l'elaborazione di microzonazioni comunali sono utili solo le mappe a grande scala (1:25.000 o maggiori).

Le scale tipiche delle mappe di microzonazione sono dell'ordine di 1:5000 fino a casi limite di scale di 1:1.000.

## **5.4. Legami con le normative vigenti in Italia**

La mappa di zonazione della normativa suddivide l'Italia in macrozone a diversa scuotibilità sismica, per ognuna delle quali sono definiti valori di accelerazioni di picco su suolo rigido o roccia (sito di tipo A) e relativo spettro di progetto.

Non esiste nessuna relazione tra la norma Italiana e la microzonazione di un'area assegnata. La norma fornisce valori minimi di accelerazioni di picco e relativo spettro che devono essere sempre rispettati.

Se le indagini specifiche al sito portano a spettri di progetto superiori a quelli della normativa è preferibile adottare questi invece di quelli di normativa.

# 6.

## Metodi di zonazione sismica

*Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Francesco Silvestri, Filippo Vinale*

### 6.1. Introduzione

In questo capitolo sono presentate le metodologie e le procedure che possono essere efficacemente impiegate per definire la distribuzione a scala territoriale di:

- *risposta sismica locale*,
- *vulnerabilità dell'ambiente fisico*, vale a dire di quei fenomeni ai quali, come già detto nel capitolo 3, può essere vulnerabile l'ambiente fisico:
  - instabilità dei pendii,
  - liquefazione,
  - fratture in superficie e subsidenza.

In considerazione delle finalità di questo documento, 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 alle analisi degli altri fenomeni fisici in discorso (i.e. 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 di valutazione della risposta sismica locale, di instabilità dei pendii e di liquefazione, in questo testo sono 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 ac-

que 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 preliminare può, ed è opportuno che sia condotta con metodi di I livello. Se i risultati dovessero evidenziare un'elevata pericolosità o un'elevata vulnerabilità sismica sarà opportuno suggerire ulteriori approfondimenti e, quindi, l'impiego di metodi di livello superiore, specie se l'esposizione dell'area in esame è elevata.

In altri termini i metodi di I livello servono a valutare l'incidenza della fenomenologia in esame sul territorio oggetto di studio. Se i risultati prefigurano la necessità di imporre restrizioni all'uso del territorio o prescrizioni costruttive gravose, è indispensabile procedere con metodi di II livello. Altrettanto può dirsi in relazione all'impiego dei risultati di analisi di II livello ed all'eventuale uso di metodi di III livello.

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

Prima di illustrare, nei prossimi paragrafi, le procedure specifiche relative a ciascun fenomeno e per ciascun livello d'analisi è opportuno premettere qualche considerazione sui presupposti e sui limiti comuni ai diversi approcci.

## **Metodi di I livello**

Un'analisi di primo livello è basata sulla raccolta critica e sull'interpretazione di tutte le informazioni esistenti, pubbliche o rese disponibili da privati, quali le informazioni contenute in:

- archivi storici,
- rapporti di ricerca,
- relazioni tecniche e/o professionali,
- archivi degli uffici tecnici degli enti con competenze territoriali,
- interviste.

Le informazioni da ricercare sono ovviamente 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*;
- *caratteri geologici, geofisici e geotecnici* dell'area e quindi:
  - morfologia superficiale e sepolta,

- regime delle acque sotterranee,
- costituzione del sottosuolo,
- proprietà fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce presenti.

Questo approccio metodologico ha il pregio di avere un costo indubbiamente contenuto, ma è comprensibilmente approssimativo e lo è tanto più quanto minori sono la quantità e la qualità dei dati.

*In ogni caso se ne consiglia l'uso esclusivamente per studi preliminari.*

## Metodi di II livello

La qualità di uno studio di zonazione di I Livello può essere migliorata in modo significativo con un modesto aggravio economico, 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 geologiche potenzialmente suscettibili di amplificazione del moto sismico, instabilità dei pendii e liquefazione,
- *prove geofisiche di superficie (sismica a riflessione ed a rifrazione)* tese a valutare le caratteristiche geometriche di massima del sottosuolo e la morfologia del *bedrock*,
- misure di *microtremori* e di *terremoti di bassa energia* finalizzate a valutare le caratteristiche geometriche dei depositi, il periodo fondamentale del sottosuolo e le caratteristiche di amplificazione del moto sismico,
- *misura di  $V_S$*  con metodi non invasivi e *low-cost* (i.e. SASW), finalizzate a valutare la velocità delle onde di taglio della coltre superficiale di terreni.

## Metodi di III livello

Quando il potenziale rischio sismico è elevato – si pensi, ad esempio, alle aree ad elevata esposizione quali quelle in cui sono presenti o si prevede di realizzare insediamenti strategici di protezione civile – si raccomanda di eseguire una zonazione sismica più dettagliata. 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, ma è da racco-

mandarsi in quelle aree ove, impiegando i precedenti livelli di analisi, si è valutato che:

- la *risposta sismica locale* è alta (i.e. il moto sismico al bedrock si modifica fortemente a causa dei caratteri locali del sito),
- la *vulnerabilità dell'ambiente fisico* è alta,
- l'*esposizione* è alta,
- il *rischio sismico* è alto.

Alcune metodologie di zonazione forniscono solamente una pericolosità “relativa” ovvero consentono di stabilire solo quali porzioni del territorio sono maggiormente suscettibili, ad esempio, a fenomeni di amplificazione del moto sismico, liquefazione o instabilità di versante. Le metodologie di analisi di dettaglio consentono di esprimere invece anche una pericolosità “assoluta” della porzione del territorio da analizzare e tipicamente richiedono, dal punto di vista operativo, la quantificazione di uno o più moti sismici di riferimento (v. successivo § 6.2).

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. Una scelta diversa da quella suggerita potrebbe indurre in errore quanti devono utilizzare i risultati degli studi di zonazione sismica quale strumento di supporto alle decisioni. In tal senso, una scelta diversa da quella indicata va considerata scorretta.

## **6.2. Moto sismico di riferimento**

In Ingegneria Sismica il moto sismico è tipicamente quantificato attraverso gli accelerogrammi, che rappresentano l'evoluzione temporale dell'accelerazione prodotta da un terremoto in un definito punto della crosta terrestre.

Come tipico nell'Ingegneria Geotecnica Sismica, a seconda della metodologia di lavoro prescelta e del tipo di analisi da compiere il moto sismico può essere espresso solamente attraverso parametri sintetici rappresentativi (ad esempio la sola accelerazione massima, indicata con PGA) ovvero deve essere necessaria la conoscenza completa della storia temporale delle accelerazioni. Nelle linee guida dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 2005) è riportata una disamina approfondita della tematica in discorso e lì si rimanda il lettore per indicazioni specifiche.

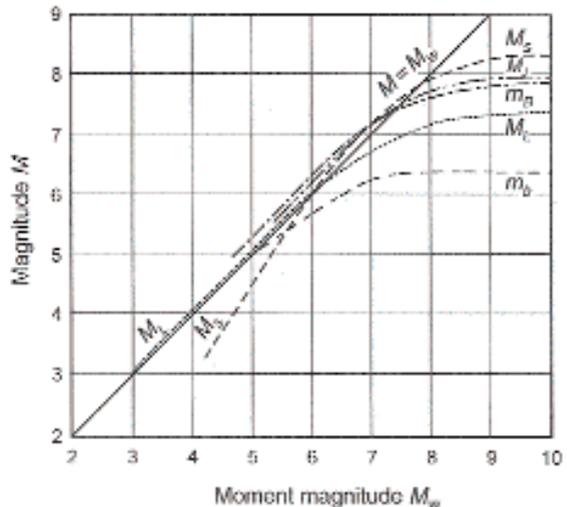
In questo paragrafo si vuole evidenziare che il moto sismico in un punto della superficie libera dipende oltre che dai cosiddetti effetti di sito dalle caratteristiche del moto sismico alla sorgente nonché dalla distanza del sito dalla sorgente stessa. Il moto sismico alla sorgente dipende, in linea di massima, dall'energia rilasciata nel processo di rottura (misurata attraverso la cosiddetta “magnitudo di momento” del ter-

remoto<sup>1)</sup> e dal meccanismo di sorgente. La scuotibilità in un sito dipende poi dalla profondità della sorgente sismica e dalla sua distanza in pianta dalla sorgente stessa.

Ad oggi, sono disponibili diversi ed aggiornati studi di pericolosità (scuotibilità) del territorio nazionale, alcuni dei quali posti a base dell'attuale normativa tecnica (si veda, ad esempio, Ordinanza 3519 del Presidente del Consiglio dei Ministri G.U. n.108 del 11/05/2006). In particolare è stata di recente definita la PGA attesa sul territorio nazionale su roccia (Figura 6.1) per terremoti con periodo di ritorno di 475 anni (GdL, 2004). Attualmente sono in corso di definizione le mappe di PGA per differenti probabilità di eccedenza in 50 anni (81%, 63%, 50%, 39%, 22%, 5% e 2%, alle quali corrispondono rispettivamente i periodi di ritorno di 30, 50, 72, 100, 200, 1000 e 2500 anni), in termini di 16mo, 50mo e 84mo percentile, sia valutazioni di accelerazioni spettrali per dieci periodi di interesse ingegneristico: 0.10, 0.15, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00 sec, per 8 differenti probabilità di eccedenza in 50 anni. Alcune indicazioni al riguardo possono essere rinvenute sul sito dell'INGV (<http://zonesismiche.mi.ingv.it>).

Nel determinare un accelerogramma di riferimento si può far riferimento a diverse banche dati di segnali registrati in Italia e nel mondo. Gli accelerogrammi vanno selezionati in modo che: a) siano stati registrati da stazioni accelerometriche prossime al sito oggetto di studio; oppure che b) siano registrati in aree diverse ma che siano stati in ogni caso prodotti da terremoti con magnitudo, meccanismo focale, profondità e distanza comparabili con quelli attesi per il sito di studio. I segnali sismici vanno opportunamente scalati, almeno nelle ordinate, in modo che le PGA coincidano con quelle previste dagli studi di pericolosità a scala nazionale, richiamate nella precedente Figura 6.1, ovvero con quelle indicate dalle carte ufficiali di zonazione sismica del territorio nazionale.

<sup>1</sup> La magnitudo di momento  $M_w$  è una grandezza proporzionale al momento sismico che è definito dal prodotto dell'area della frattura per lo spostamento della faglia per la resistenza massima alla rottura della roccia. In letteratura sono presenti differenti definizioni di magnitudo tra loro correlabili tramite il diagramma qui riportato.



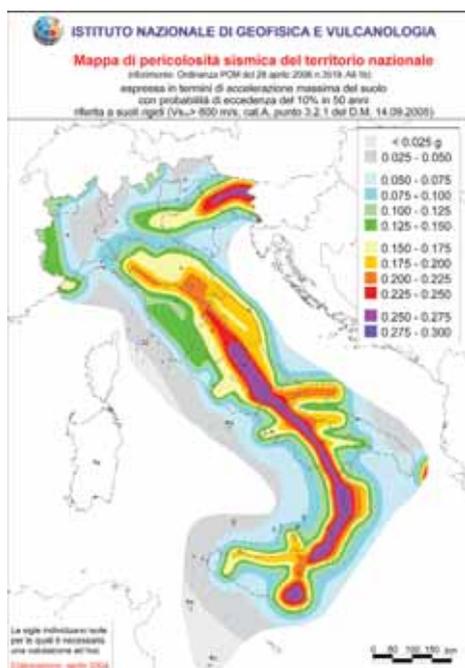


Fig. 6.1. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale in termini di accelerazione massima al suolo (su roccia) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

Il compito è facilitato da alcune indicazioni riportate in GdL, 2004, ovvero dalla conoscenza di una zonazione sismogenetica del territorio italiano (zonazione ZS9, v. Figura 6.2), dalla conoscenza delle profondità medie dei terremoti con riferimento alle zone sismogenetiche della ZS9 (v. Figura 6.3) e dal meccanismo di fagliazione prevalente atteso per le diverse ZS (v. Figura 6.4). Esistono anche mappe delle magnitudo massime osservate nelle zone sismogenetiche della ZS9 (Figura 6.5, tratta sempre dal GdL, 2004). In tal caso è opportuno eseguire studi specifici di ricorrenza (si veda ad esempio Kramer, 1996), che partano dalle indicazioni tratte dai cataloghi dei terremoti che hanno interessato l'Italia.

### 6.3. Risposta sismica locale

#### Generalità

In questo paragrafo vengono presentate le metodologie e le procedure che possono essere efficacemente impiegate per valutare la distribuzione sul territorio della *risposta sismica locale* e, ove sia nota la *scuotibilità* del sito, anche della *pericolosità sismica*.



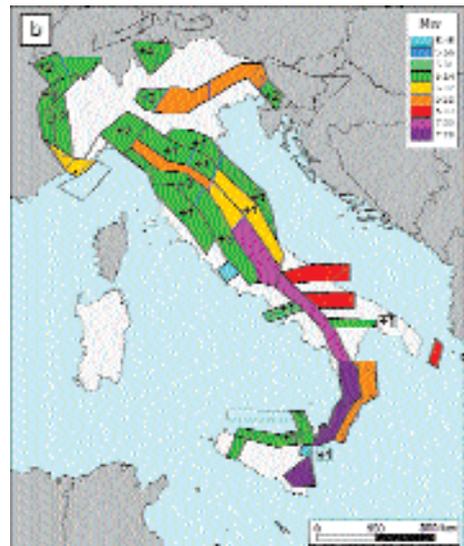
**Fig. 6.2.** Zonazione sismogenetica ZS9. I limiti di colore blu separano le zone con analogo significato cinematico, che differiscono principalmente per le caratteristiche di sismicità. Le ZS con bordo a tratteggio, identificate da una lettera, non sono state utilizzate nella valutazione della pericolosità.



**Fig. 6.3.** Attribuzione della classe di profondità alle zone sismogenetiche della ZS9



**Fig. 6.4.** Meccanismo di fagliazione prevalente atteso per le diverse zone sismogenetiche della ZS9.



**Fig. 6.5.** Massime magnitudo osservate nelle diverse zone sismogenetiche della ZS9.

Quando l'oggetto dello studio di zonazione è la pericolosità sismica espressa in termini di parametri significativi del moto sismico atteso al suolo, si sta trattando uno degli aspetti fondamentali per la stima del rischio sismico<sup>2</sup>. Il moto al suolo determina, infatti, l'entità delle azioni sismiche trasmesse all'ambiente costruito ed allo stesso ambiente fisico. Quindi la sua distribuzione spaziale costituisce un importante indicatore sulla variabilità del rischio sismico associabile alle diverse zone di un territorio.

In questi atti di indirizzo saranno descritte le metodologie da utilizzare per la stima degli effetti locali, secondo il livello di zonazione richiesto. Non verranno affrontate invece le tematiche relative alla scuotibilità a scala regionale, che generalmente non vengono affrontate con una metodologia di tipo multi-livello.

## Metodi di I livello

Si ricorda che questi metodi sono basati sulla raccolta critica e sull'interpretazione di tutte le informazioni esistenti, pubbliche o rese disponibili da privati. È possibile distinguere vari approcci di I livello finalizzati all'analisi della risposta sismica locale:

- caratterizzazione convenzionale;
- geologia superficiale;
- metodo di Medvedev.

In genere si tratta di metodi che danno luogo a risultati approssimativi e, quindi, scarsamente utili per valutare la distribuzione sul territorio della risposta sismica locale.

Si segnala che in Italia sono stati effettuati o sono ancora in corso di svolgimento<sup>3</sup> diversi studi finalizzati all'elaborazione di mappe di pericolosità sismica a scala nazionale, che portano in conto anche gli effetti di sito per predisporre, sempre su larga scala, degli opportuni scenari di danno sismo-indotti. Si sottolinea ancora una volta come questi studi siano utili solo per ottenere indicazioni di larga massima.

Un metodo di I livello che viene usato spesso per zonazioni di tipo qualitativo è quello di interpretare i danni subiti dai manufatti per effetto di terremoti distrut-

<sup>2</sup> Si ricorda la definizione di rischio sismico data nel capitolo 4:

$$\text{Rischio sismico } (R) = \text{Pericolosità } (H) \cdot \text{Vulnerabilità } (Vu) \cdot \text{Esposizione } (Va)$$

<sup>3</sup> Ad esempio, si cita il progetto S1 dell'INGV in corso di svolgimento (Calvi e Stucchi, 2006) in cui, a partire dalla carta geologica alla scala 1:500.000 si individuano tre categorie di "suolo" (da chiamare più correttamente "sottosuolo") indicate come roccia, suolo rigido e suolo soffice a cui vengono attribuiti "arbitrari" coefficienti di amplificazione (rispettivamente pari ad 1, 1.2, 1.15). La mappa di pericolosità in termini di accelerazione massima su roccia affiorante per terremoti con periodo di ritorno pari a 475 anni riportata in Figura 6.1 viene così a modificarsi sensibilmente per tener conto degli effetti locali.

tivi recenti (o di terremoti storici per i quali sono disponibili documentazioni sui danni).

Qualora siano note le caratteristiche strutturali salienti dei manufatti, essi possono essere visti come strumenti, con proprie capacità di risposta, che hanno misurato le azioni sismiche nelle particolari condizioni locali del sito.

Nel caso che questa analisi venga estesa ad un numero significativo di manufatti, o addirittura all'intero tessuto urbano, si può individuare, a grandi linee, come le azioni sismiche si siano differenziate nell'ambito di uno stesso territorio.

Il grado di danno può essere facilmente ricondotto all'intensità sismica (che del resto ne è un'unità di misura) e permettere di costruire carte isosismiche di dettaglio. È evidente però che per applicare questa metodologia come strumento di previsione, il terremoto cui si riferisce la mappa del danno deve essere rappresentativo dello scenario sismico atteso in futuro.

Il rilievo dei danni subiti dalle strutture diviene ancor più significativo quando, disponendo di una caratterizzazione geologica o/e geotecnica del territorio, è possibile individuare il ruolo svolto dai fattori locali sulla risposta di sito.

Se non sono disponibili analisi del danno in occasione di terremoti distruttivi del passato, possono essere utilizzati metodi approssimati, di recente sviluppo, basati sulla distribuzione locale dell'intensità sismica a seguito di terremoti piccoli o moderati da utilizzare come base per estrapolare il danno ad eventi sismici di maggiore intensità. La stima dell'intensità sismica può essere effettuata utilizzando ad esempio dei questionari che vengono analizzati per via statistica; si veda ad esempio il progetto QUEST (QUick Earthquake Survey Team) dell'INGV (<http://www.ingv.it/~roma/profilo/fondazione/sezioni/romauno/webuf4/quest/>).

Occorre infine sottolineare che l'analisi dei danni prodotti da un evento sismico passato fornisce solo indicazioni di larga massima ai fini della zonazione sismica a causa della dipendenza della distribuzione del danno dal particolare scenario sismico verificatosi. Di conseguenza, tale approccio va inteso come uno dei possibili metodi di zonazione sismica, che va sempre abbinato ad altre metodologie di analisi.

## Metodi di II Livello

Come già anticipato nel precedente paragrafo, la qualità di uno studio di zonazione di I Livello può essere dettagliata in modo significativo, peraltro con un modesto aggravio economico, 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,*
- *indagini dirette sul campo,*

- *prove geofisiche* di superficie,
- misure di *microtremori* e di *terremoti di bassa energia*,
- *misura di  $V_S$*  con metodi non invasivi e *low-cost*,
- *prove penetrometriche* (statiche, CPT e dinamiche, SPT) e *prove di laboratorio*, finalizzate a ricavare, in modo indiretto, velocità delle onde di taglio della coltre superficiale di terreni e proprietà rilevanti in uno studio di risposta sismica locale.

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'EC8 ((pr)EN 1998-1, 2003) così come nell'OPCM3274 si definiscono 7 classi di sottosuolo riportate nella Tabella 6.1, 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,  $N_{SPT}$ ;
- la resistenza a taglio non drenata  $c_u$ .

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

$$V_{s30} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}^2}}$$

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 sono disponibili misure di  $V_s$ , è consigliabile effettuare la classificazione del sottosuolo in base a tale parametro. In caso contrario, l'EC8 oppure l'OPCM3274 suggeriscono l'impiego dei parametri alternativi quali  $N_{SPT}$  e/o  $c_u$ . Tuttavia, se tali parametri variano con la profondità, non sono fornite indicazioni sulla determinazione di un valore di  $N_{SPT}$  o di  $c_u$  rappresentativo dei primi 30 m di sottosuolo. A tale proposito è possibile riferirsi alle raccomandazioni emanate

Tab. 6.1. Categorie di sottosuolo secondo l'OPCM 3274.

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$C_u$ (kPa)
A	Formazioni litoidi o sottosuoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800 m/s	-	-
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360-800	> 50	> 250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine a centinaia di metri	180-360	15-50	70-250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di $V_{s,30}$ simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $I_p > 40$ ) e contenuto d'acqua	< 100	-	10-20
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sen-sitive, o qualsiasi categoria di terreno non classificabile in quelle già definite			

dall'Agenzia della Protezione Civile USA (FEMA, 2003) nelle quali vengono suggerite due procedure alternative:

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

$$N_{SPT30} = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{N_{SPTi}}$$

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:

$$N_{SPT}^* = \frac{h_s}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{N_{SPTi}}}$$

$$c_u^* = \frac{h_c}{\sum_{i=1}^k \frac{h_i}{c_{ui}}}$$

ove  $\sum_{i=1}^n h_i = h_s$  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,  $\sum_{i=1}^k h_i = h_c$  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.

Come prima indicato, secondo l'OPCM 3274 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, estrapolandone la portata, uno strumento di zonazione sismica semiquantitativo per analizzare aree relativamente estese, quali quelle comunali.

Richiamandoci ancora all'OPCM 3274, la costruzione dello spettro di risposta elastico dell'accelerazione orizzontale è effettuata mediante le seguenti espressioni:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right) \quad 0 < T < T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

in cui:

- $S_e(T)$  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<sup>4</sup>;
- $T$  è il periodo proprio dell'oscillatore semplice (in secondi);
- $\eta$  è il fattore di correzione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\zeta$  per valori di  $\zeta$  diversi da 5% ( $\eta = 1$  per  $\zeta = 5\%$ );
- $T_B$ ,  $T_C$  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 la forme spettrali sono riportati in Tabella 6.2. Si segnala peraltro che le indicazioni riportate dall'Eurocodice 8 sono leggermente diverse da quelle della citata OPCM 3274.

**Tab. 6.2.** Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale secondo l'OPCM 3274.

Tipo di sottosuolo	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B, C, E	1.25	0.15	0.5	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0

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 empirici alquanto approssimativi, per di più non sempre a vantaggio di sicurezza. In definitiva sia nel caso di edifici di particolare importanza, sia nel caso di edifici ordinari fondati su sottosuoli di caratteristiche complesse ed eterogenee in termini di proprietà geometriche, meccaniche ed idrauliche si ritiene indispensabile impiegare procedure di indagine e di analisi di maggiore dettaglio così come descritto in seguito.

### Metodi di III livello

L'accuratezza della zonazione dovrà essere ulteriormente dettagliata a scala di sito utilizzando dei modelli numerici che riproducano il campo di moto nel dominio oggetto di studio, a partire dal moto sismico applicato al basamento roccioso.

<sup>4</sup> Per i comuni che ricadono in zona 1  $a_g = 0.35$  g; per quelli in zona 2  $a_g = 0.25$  g e per quelli in zona 3  $a_g = 0.15$  g.

In tal caso, le indagini geotecniche 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 rigidità 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* commerciali 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 codice di calcolo SHAKE e suoi derivati tipo EERA) fino ad arrivare a codici che implementano approcci più complessi, che consentono al limite di effettuare analisi tridimensionali, 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, ecc.). 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) ed altri codici di calcolo che risolvono per via numerica le equazioni di campo appropriate.

Nell'utilizzare metodi numerici di maggiore sofisticazione, di fatto si abbandona il livello della scala territoriale per muoversi verso la 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 III livello vanno solitamente eseguite in aree limitate e, purché siano basati su un'adeguata disponibilità di dati geotecnici, possono produrre mappe di zonazione affidabili.

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 zonazioni sismiche decisamente erronee. Di conseguenza l'approccio di livello III richiede personale esperto e auspicabilmente la validazione dei risultati delle analisi su case-history documentate.*

### *Analisi numeriche*

Per l'impiego di approcci di analisi più sofisticati che tipicamente richiedono l'uso di codici di calcolo e risoluzioni del problema per via numerica, è necessa-

ria un'appropriate e dettagliata caratterizzazione geometrica e meccanica del sito e 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 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 per le quali si rimanda al Cap. 2. Il grado di affidabilità dell'analisi di microzonazione 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 approssimative, a volte del tutto erronee.
- *Selezione del tipo di risultato.* Risulta fondamentale la scelta del tipo di risultato da fornire in accordo con la finalità principale dello studio di microzonazione. 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.

## 6.4. Zonazione sismica per fenomeni di instabilità dei pendii

### Premessa

Le metodologie per l'analisi e la zonazione del rischio di frana indotta e/o riattivata da sisma sono classificabili in 'livelli' corrispondenti a gradi di dettaglio crescente, in termini di: definizione dell'azione sismica, accuratezza dei rilievi geologici e della caratterizzazione geotecnica, complessità dell'analisi di stabilità del pendio, e significato ingegneristico dei parametri rappresentativi degli effetti (cfr. p.es. ISSMGE, 1999; AFPS, 1995). Al crescere del livello di dettaglio, aumenta di conseguenza il rapporto di scala di riferimento per le mappe di microzonazione, a partire da rapporti tipici per cartografia regionale, fino a quelli rappresentativi del singolo fenomeno franoso.

In seguito si farà riferimento ad una modifica dell'approccio proposto da Silvestri et al. (2006): nel lavoro originale vengono individuati quattro livelli di analisi; in questi indirizzi le metodologie sono distinte in tre categorie, come delineato nella Tabella 6.3.

### Metodi di I livello

In linea generale, una metodologia di zonazione sismica di I livello è indirizzata ad ottenere una valutazione preliminare dello stato di rischio a scala regio-

Tab. 6.3. Livelli di analisi del rischio di frana in zona sismica.

Livello	Azione sismica	Metodo di analisi	Parametri rappresentativi	Scala
I	$M$ (magnitudo)	Empirico-storico	Rischio storico relativo	1:100.000 1:50.000
II	$a_{max}$ (accelerazione massima)	Pseudo-statico Correlazioni empiriche	Accelerazione critica Spostamenti	1:25.000 1:10.000
III	$a(t)$ (accelerogramma)	Dinamico	Spostamenti Tensioni e deformazioni	1:5.000 1:500

nale, basata sull'uso di dati storici di danneggiamento, interpretabili con correlazioni empiriche riferite a diverse tipologie di meccanismi deformativi (ISSMGE, 1999).

Le correlazioni di limite superiore di Keefer & Wilson (1989), descritte nel § 3.3, permettono di perimetrare l'area entro cui può verificarsi un fenomeno franoso indotto da un evento sismico, di cui vengano fissate magnitudo e posizione della sorgente. In tal senso possono rappresentare un utile strumento per studi di zonazione di I livello, previa opportuna verifica di attendibilità sulla base della specifica esperienza locale.

In Figura 6.6 sono riportate le curve limite di Figura 3.13, confrontate con i punti rappresentativi dei fenomeni franosi censiti nell'intero territorio nazionale e nella sola Campania, assumendo come *database* storico di riferimento il catalogo CEDIT (Romeo & Delfino, 1997). Le curve sono state utilizzate da Silvestri et al. (2006) per la zonazione di I livello della Campania (descritta nel § 6.6), esprimendo il grado di rischio attraverso un parametro sintetico, denominato *RHR* (*Relative Historic Risk*), variabile tra 0 e 1.

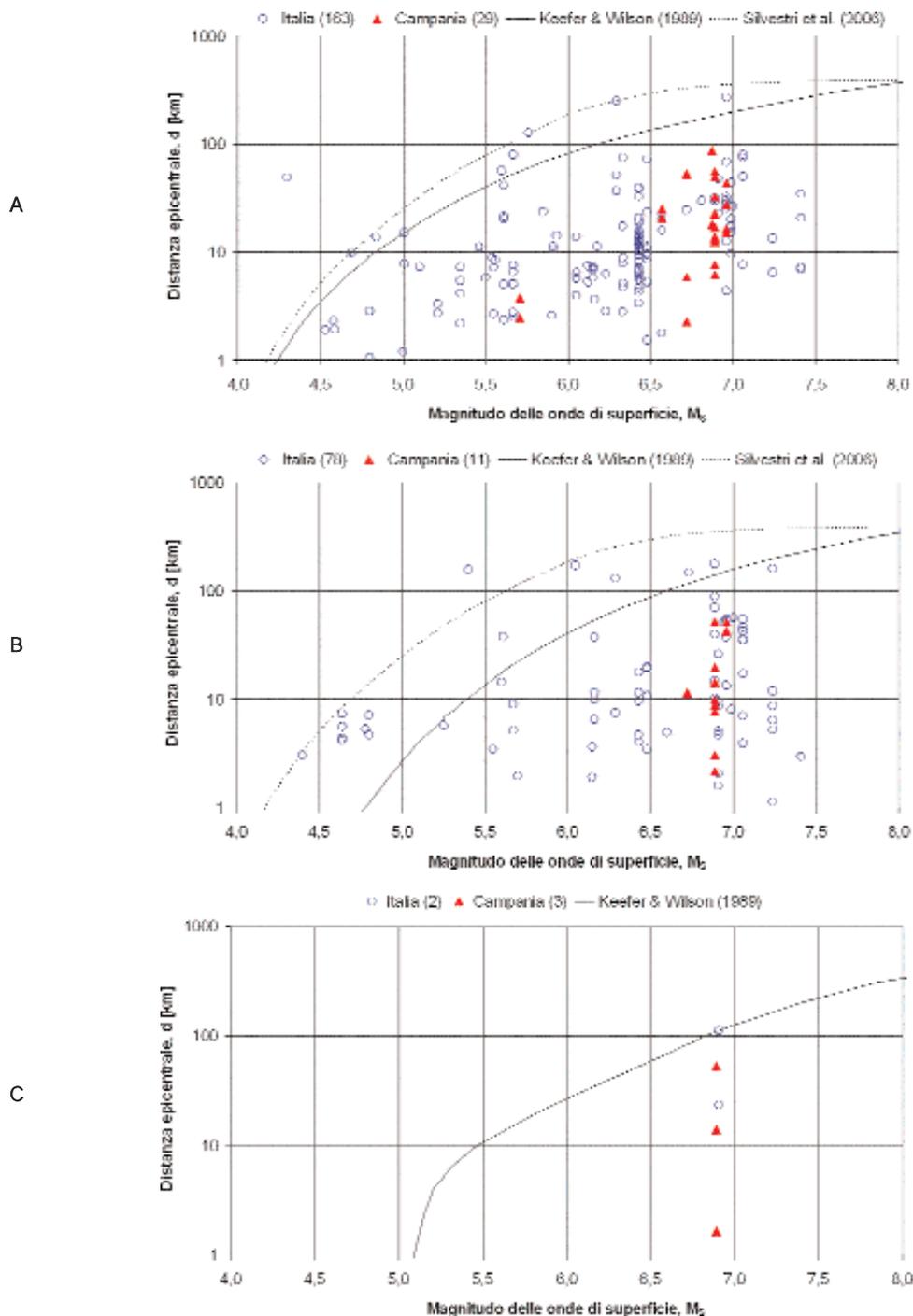
Questo ed altri metodi di I livello, basati su approcci storico-empirici, trascurano fattori fondamentali, quali soprattutto la geologia e la geomorfologia locale. Sono quindi utilizzabili per analisi preliminari del grado di rischio su scala regionale, evidenziando in forma immediata le aree in cui esso assume i valori più elevati.

## Metodi di II livello

In Tabella 6.4 sono state schematicamente riassunte le esperienze di zonazione sismica di instabilità dei pendii più significative tra quelle pubblicate in letteratura ed ascrivibili al II livello (cfr. Tabella 6.3). Tutte queste applicazioni condividono la possibilità di implementazione su GIS mediante informazioni sintetiche in termini di azione sismica, dati topografici e proprietà del sottosuolo.

Nel complesso, gli aspetti metodologici comuni o comunque più ricorrenti in questi studi sono:

- *azione sismica* definita mediante scenari deterministici di pericolosità (massimo terremoto storico o eventi *strong-motion* recenti), ed espressa in termini di accelerazione massima in superficie, includendo eventualmente gli effetti dell'amplificazione locale;
- *proprietà geotecniche* assunte in base a cartografia geologica 1:10.000÷1:50.000, con parametri assegnati uniformi per ogni formazione geologica cartografata;
- *profondità superfici di scorrimento* in genere stimate con considerazioni qualitative, basate sulla litologia o sul rilievo di dissesti presenti nell'area;
- *condizioni di falda* parimenti uniformi, e corrispondenti a situazioni "estreme" (falda ovunque assente, oppure ovunque affiorante al piano di campagna);



**Fig. 6.6.** Verifica delle correlazioni di Keefe & Wilson (1989) su dati storici nazionali e regionali per frane di categoria I (A), II (B) e III (C) (da Silvestri et al., 2006).

Tab. 6.4. Sintesi dei principali studi di letteratura con esempi di zonazione di Livello II del rischio di frana in zona sismica.

	Andrighetto (1994)	Luzi & Pergalani (1996)	Miles & Ho (1999)	Khazai & Sitar (2000)	Luzi & Pergalani (2000)	Havenith (2002)	Biondi et al. (2004)
Scala cartografica	1:5.000-1:50.000	1:25.000-1:50.000	1:50.000	1:25.000-1:100.000	territoriale	regionale	1:10.000
Cella elementare	20x20, 40x120 m	30x30 m	dimensioni non specificate	dimensioni non specificate	10x10 m	100x100 m	40x40 m
Azione sismica	$a_{max} = f(M, d)$ calcolata con relazioni empiriche; $a_{max}$ calcolata con metodi probabilistici e storico statistici	$a(t)$ registrati, non vengono utilizzate leggi di attenuazione	$a(t)$ simulati con l'algoritmo di Boore; $I_a$ calcolata con relazioni empiriche e con l'espressione rigorosa	$a_{max} = f(M, d)$	$I_a$ e $P_d$ registrati; non vengono utilizzate leggi di attenuazione	$I_a$ calcolata per mezzo di relazioni empiriche e metodi probabilistici	$a_{max} = f(M, d)$
Profondità superficiali di scorrimento	Stimate in base a dissesti preesistenti	Stimate in base a considerazioni non precisate	Stimate in base a considerazioni non precisate	$h = f(\beta)$	Stimate in base ad indagini geotecniche	$h = 10$ m Stimata in base a dissesti preesistenti	Stimate in base a considerazioni non precisate
Condizioni di falda	Terreno asciutto o saturo	Terreno asciutto o saturo	Terreno asciutto o saturo	Terreno asciutto o saturo	Stimate in base ad indagini geotecniche	$Z_w = 5$ m	Stimate in base a considerazioni non precisate
Calcolo spostamenti	-	Analisi Newmark $D = f(a_c, I_a)$	Analisi Newmark	$D = f(a_c, a_{max})$ $D = f(a_c, P_d)$	$D = f(a_c, I_a)$	$D = f(a_c, I_a)$	$D = f(a_c, a_{max})$
Note	-	[1]	[2]	-	[3]	[4]	[5]

1 Oltre al modello di pendio indefinito, è proposto l'*Ordinary Slices Method* (OSM), in cui ogni cella elementare è considerata dipendente anche dal comportamento delle celle adiacenti mediante introduzione di alcuni filtri.

2 Programma di calcolo degli spostamenti con il metodo di Newmark collegato al GIS.

3  $P_d$  = potenziale distruttivo del terremoto, definito pari a  $I_d/v_d$  (dove  $v_d$  è il numero di passaggi dello zero del segnale nell'unità di tempo).

4 Per il calcolo dell'intensità di Arias  $I_a$  si tiene conto anche dei coefficienti di amplificazione S.

5 È stato tenuto conto delle sovrappressioni indotte dal sisma, assumendo valori del coefficiente di pressione interstiziale  $r_u = 0$  e  $r_u = 0.5$ .

- valutazione della *vulnerabilità dei versanti* ottenuta da analisi pseudo-statiche con metodi dell'equilibrio limite, quasi sempre in ipotesi di pendio indefinito;
- *previsioni degli spostamenti* basate sull'uso del modello di Newmark (1965) o di correlazioni tra spostamenti e parametri sintetici del moto sismico (p.es. accelerazione di picco o intensità di Arias) da esso derivate.

La procedura di II livello è sintetizzata nel diagramma di flusso simbolico di Figura 6.7.

La valutazione dell'*azione sismica* è ottenibile assumendo diversi scenari deterministici di pericolosità. Per ognuno di essi, sono generabili altrettante distribuzioni dell'accelerazione di picco prevista su affioramento rigido,  $a_g$ , calcolata mediante una legge empirica di attenuazione (p.es. Sabetta & Pugliese, 1987). L'ampiezza del moto in superficie,  $a_s$ , può essere dedotta moltiplicando  $a_g$  per il coefficiente di amplificazione di sito  $S$ , valutato ad esempio con i criteri normativi basati sulla litologia del deposito. Alternativamente, ed in modo per certi versi più appropriato per l'applicazione di questi metodi, l'azione sismica può essere espressa in funzione dell'intensità di Arias,  $I_a$ , generando il valore su affioramento rigido,  $I_{a,r}$ , con opportune leggi di attenuazione empiriche (cfr. p.es. Keefer & Wilson, 1989), ed eventualmente correggendolo per gli effetti di sito.

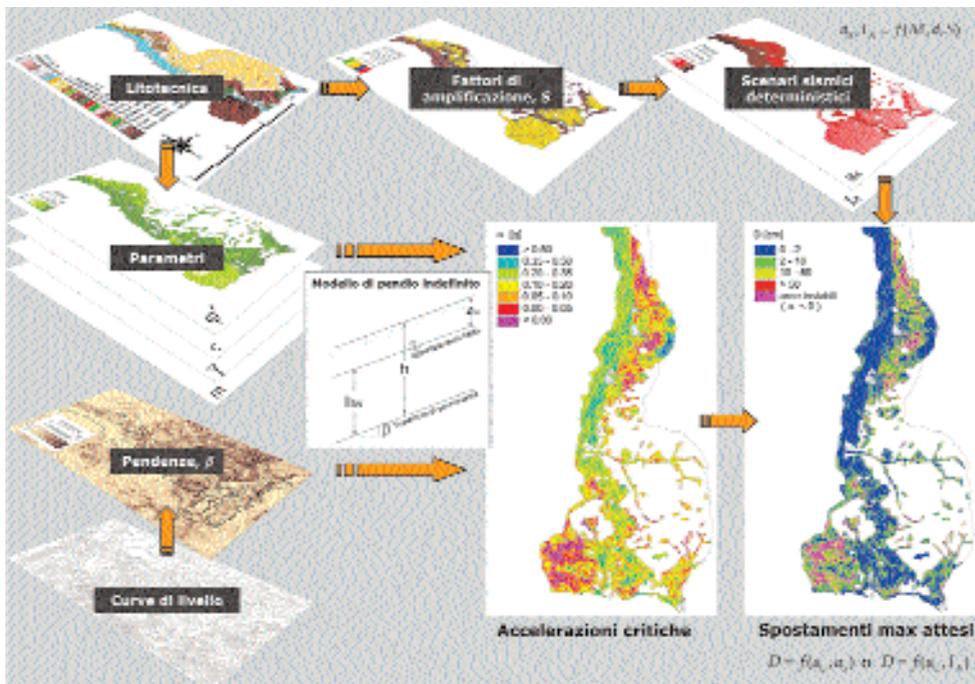


Fig. 6.7. Schema di una procedura generale per la zonazione di livello II (mod. da Silvestri et al., 2006).

Per la *caratterizzazione geotecnica* delle differenti unità litologiche, nelle applicazioni citate si fa in genere ricorso alla raccolta ed alla sintesi di dati provenienti da indagini in sito e prove di laboratorio eseguite nell'area di studio, acquisiti da enti locali. Si perviene così ad una carta dei depositi (Figura 6.7), da cui sono generabili le distribuzioni dei parametri fisico-meccanici (p.es. peso unità di volume  $\gamma$ , parametri di resistenza  $c'$  e  $\phi'$ ) necessari per le analisi di stabilità con metodi pseudo-statici. Per tener conto dell'eterogeneità dei terreni, è possibile introdurre filtraggi e variazioni aleatorie delle proprietà geometriche e fisico-meccaniche (cfr. Silvestri et al., 2006), in conformità ai criteri tipicamente adottati per parametri geotecnici variabili su vaste aree (cfr. Harr, 1987 e Xie et al., 2004). Ad ogni formazione considerabile omogenea, in base a litologia dominante e successione stratigrafica, sono associabili valori medi plausibili della *profondità della falda* ( $z_w$ ) e della potenziale *superficie di scorrimento* ( $h$ ).

La *vulnerabilità dei versanti* è esprimibile mediante l'accelerazione critica  $a_c$ , che mobilita il pendio in condizioni sismiche. Nell'ipotesi di pendio indefinito (cfr. Figura 6.7), si ha:

$$a_c = \frac{c' / \cos^2 \beta + (\gamma - m\gamma_w)h \tan \phi' - \gamma h \tan \beta}{\gamma h \tan \beta \tan \phi' + \gamma h} \quad (1)$$

dove  $m = (h - z_w)/h$ , essendo  $z_w$  e  $h$  le profondità della falda e della potenziale superficie di scorrimento. Combinando le carte dei parametri geotecnici ( $\gamma$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $m$ ,  $h$ ) e quella delle pendenze ( $\beta$ ), attraverso l'eq. (1) si può generare una mappa di  $a_c$  (cfr. Figura 6.2).

La *previsione degli spostamenti* residui,  $D$ , attesi per il terremoto di scenario considerato, può essere ottenuta applicando diverse correlazioni disponibili in letteratura, espresse in genere in funzione del rapporto  $\eta = a_c/a_s$  tra l'accelerazione critica e quella di picco in superficie (cfr. Figura 6.8).

Tali correlazioni sono ottenute mediante applicazione estensiva del metodo di analisi dinamica semplificata di Newmark a pendii ideali, utilizzando numerosi accelerogrammi estratti da diversi *database* di riferimento, ed applicando criteri statistici per ottenere valori medi (o mediani) e di limite superiore (o 90% percentile) degli spostamenti. In Tabella 6.5 sono riportate indicazioni sintetiche sulle correlazioni confrontate in Figura 6.8, più alcune ottenute facendo riferimento all'intensità di Arias come parametro sintetico del moto sismico. Le più recenti sono basate su accelerogrammi estratti da un *database* nazionale aggiornato (Lanzo, 2006), e sono a volte espresse anche in funzione della durata significativa del sisma,  $t_{5-95}$ .

Combinando la carta di pericolosità (cioè la distribuzione di  $a_s$  nell'esempio di Figura 6.7) e quella di vulnerabilità (cioè la distribuzione di  $a_c$ ), tramite un'appro-

Tab. 6.5. Sintesi della principali correlazioni di letteratura tra spostamenti e parametri sintetici del moto sismico.

Fonte	Accelerogrammi di input	Affioramento	Espressione	Note
Ambraseys & Menu, 1988	Eventi naturali ed esplorazioni antecedenti al 1972 48 registrazioni di eventi superficiali <i>near field</i> con $M_S = 6.4 + 7.7$	-	$\log D = 2.3 - 3.3 \cdot \eta$ $\log D = 0.90 + \log[1 - \eta]^{2.73} (\eta)^{1.09} + 0.30$	- Curva di <i>upper bound</i> - $t = 0$ : Curva mediana - $t = 1.282$ : 90° percentile - valida per $M_S = 6.9 + 0.3$
Ambraseys & Srbulov, 1995	76 registrazioni di eventi superficiali con $M_S = 5.5 + 7.7$	-	$\log D = 2.41 + 0.47 \cdot M_S$	- $t = 0$ : Curva mediana - $t = 1.282$ : 90° percentile
Simonelli & Fortunato, 1996	Friuli (1976) Irpinia (1980)	roccia-terreno roccia-terreno	$\log D = 1.95 - 2.254 \cdot \eta$ $\log D = 3.118 - 4.62 \cdot \eta$ $\log D = 2.652 - 3.333 \cdot \eta$	- Curva di <i>upper bound</i> - Curva di <i>upper bound</i>
Rampello et al., 2006	Registrazioni italiane con $M_L = 4 + 6.6$ (database: Lanzo, 2006)	roccia terreno rigido terreno deformabile	90° percentile: $\log D = 2.11 - 3.26 \cdot \eta$ media: $\log D = 1.32 - 3.26 \cdot \eta$ 90° percentile: $\log D = 2.03 - 3.43 \cdot \eta$ media: $\log D = 1.51 - 3.43 \cdot \eta$ 90° percentile: $\log D = 1.96 - 3.50 \cdot \eta$ media: $\log D = 1.25 - 3.50 \cdot \eta$	- Accelerogrammi scalati per Zona Sismica 1
Ausilio et al., 2007	Registrazioni italiane con $M_L = 4 + 6.6$ (database: Lanzo, 2006)	roccia-terreno	<i>upper bound</i> : $\log D = 2.768 - 3.637$ 90° percentile: $\log D = 2.367 - 4.078$ mediana: $\log D = 1.669 - 4.039$ <i>upper bound</i> : $\log [D/(a_S \cdot t_{S-95})] = 2.508 - 3.584 \cdot \eta$ 90° percentile: $\log [D/(a_S \cdot t_{S-95})] = 1.946 - 3.769 \cdot \eta$ mediana: $\log [D/(a_S \cdot t_{S-95})] = 1.543 - 3.970 \cdot \eta$	- Registrazioni significative selezionate a partire dalla legge di Keefer & Wilson, 1984 (Cat.II)
Jibson et al., 1998	Registrazioni di 13 eventi californiani con $M_L = 5.1 + 7.5$	-	$\log D = 1.521 - \log t_s - 1.995(1 - \log \sigma_s) - 1.516$	- Curva di regressione con: $R^2 = 0.83$ , $\sigma = 0.375$
Miles & Ho, 1999	Registrazioni di 11 eventi di cui 10 californiani con $I_a = 0.2 + 10$ m/s	terreno asciutto o saturo	$\log D = 1.46 - \log t_s - 6.64(2 - \sigma) + 1.516$	- Curva di regressione con: $\sigma = 0.409$

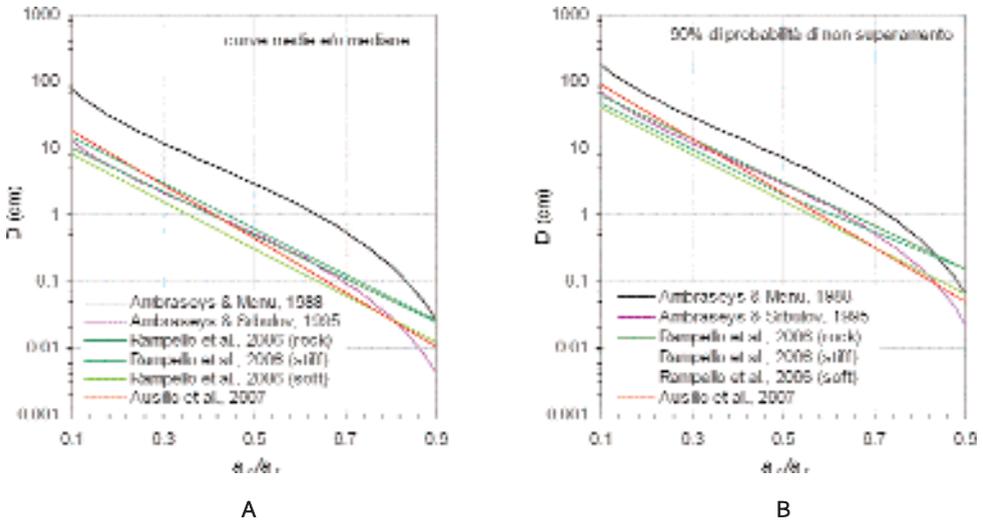


Fig. 6.8. Correlazioni spostamenti-rapporto di accelerazione: (A) medie e/o mediane, (B) 90° percentile.

priata correlazione tra quelle elencate possono essere generate distribuzioni degli spostamenti attesi per lo scenario considerato.

In Figura 6.7 è mostrato un esempio di carta di spostamenti attesi, generata con la relazione di Miles & Ho (1999); le previsioni sono limitate solamente alle aree dove il rapporto  $a_s/a_c$  è risultato compreso tra 0 e 1, escludendo le aree già instabili in condizioni statiche ( $a_c \cong 0$ ), e considerando spostamenti nulli dove le accelerazioni massime sono risultate minori di quelle critiche ( $a_s < a_c$ ).

Ai fini di esprimere l'impatto di tali valutazioni sull'ambiente costruito, in letteratura sono riportati criteri di classificazione del danno in termini di spostamenti indotti da fenomeni franosi su manufatti diversi (cfr. Tabella 6.6).

Tab. 6.6. Stati limite di danno.

Grado di danno	Strutture		Infrastrutture viarie	
	Legg & Slosson (1984) D (cm)	Idriss (1985) D (cm)	Silvestri et al. (2006) Grado di danno	D (cm)
Irrilevante	< 0.5	< 3	Trascurabile	< 2
Modesto	0.5 - 5	15	Riparabile	2 - 10
Forte/Moderato	5 - 50	30	Interruzione	10 - 50
Severo/Elevato	50 - 500	90	Collasso	> 50
Catastrofico	> 500	300		

## Metodi di III livello

I metodi di III livello, più che procedure di zonazione vere e proprie, vanno considerati come studi specifici dell'analisi di stabilità di uno o più siti di estensione limitata ed a rischio elevato, individuati dalla zonazione di II livello. Essi si avvalgono di valutazioni a carattere essenzialmente locale (e non più regionale) di azione sismica, vulnerabilità del pendio, e valutazione del danno e del relativo impatto sull'ambiente costruito.

Gli approcci canonici fanno tipicamente riferimento a due classi di metodi:

- *analisi pseudostatica*, in cui l'azione sismica è ricondotta ad un valore di 'accelerazione equivalente' ed introdotta in un'analisi di equilibrio limite;
- *analisi dinamica agli spostamenti*, in cui con il modello di blocco rigido scorrevole su un piano vengono previsti gli scorrimenti prodotti da uno o più accelerogrammi applicati.

In entrambi i casi, non si tiene conto della deformabilità del pendio, né dell'accoppiamento tra la risposta dinamica della massa potenzialmente instabile con il contenuto in frequenze dell'azione sismica. Tale accoppiamento può produrre, tra l'altro, fenomeni di risonanza o di moto asincrono, in quest'ultimo caso con conseguente riduzione degli effetti inerziali rispetto a quelli corrispondenti all'ipotesi di comportamento rigido del pendio.

Da queste considerazioni hanno trovato sviluppo soluzioni di compromesso, implementando *metodi semplificati agli spostamenti*, in grado di fornire risultati affidabili – ma non eccessivamente cautelativi – in termini di coefficiente sismico,  $k$ , o accelerazione equivalente ( $a_{eq}$ ) da utilizzare per l'analisi pseudo-statica (Bray & Rathje, 1998; Ausilio et al., 2007). Tali valori vengono tipicamente espressi a partire da poche grandezze rappresentative del moto sismico (p.es. il periodo dominante,  $T_m$ , la durata significativa,  $t_{5-95}$ , l'intensità di Arias,  $I_a$ ) e della risposta dinamica del pendio (p.es. il periodo fondamentale,  $T_s$ , della massa di terreno potenzialmente instabile).

Nelle analisi dinamiche semplificate, l'azione sismica è tipicamente espressa mediante uno o più accelerogrammi, caratterizzati da parametri sintetici (accelerazione di picco, durata, intensità di Arias) corrispondenti a quelli prevedibili in base ad analisi di pericolosità probabilistiche del sito, o comunque compatibili con i valori medi e gli intervalli di variazione stimabili dalle opportune leggi di attenuazione del moto sismico, applicate con riferimento a scenari di carattere deterministico. Il contenuto in frequenze dovrebbe garantire la compatibilità con leggi di attenuazione empiriche degli spettri di velocità o accelerazione (cfr. p.es. Pugliese & Sabetta, 1989), o comunque con quelli previsti per il sito dalla Normativa Sismica o dalla nuova 'Mappa di pericolosità sismica' nazionale (OPCM 3519, 2006).

La valutazione della vulnerabilità del pendio è ancora una volta sinteticamente esprimibile mediante il valore di accelerazione critica  $a_c$ , calcolabile con i metodi

dell'equilibrio limite (cfr. Airò Farulla, 2001), tenendo eventualmente conto, con metodi probabilistici, della variabilità di profondità della falda (cfr. Silvestri et al., 2006), ed assumendo parametri geotecnici appropriati alle attuali condizioni di stabilità del sito (cfr. AGI, 2005).

La previsione degli spostamenti permanenti indotti dalle azioni sismiche, espresse in termini di accelerogramma  $a(t)$ , può essere effettuata per mezzo di algoritmi di analisi dinamica, basati sul classico modello di blocco rigido scorrevole su di una superficie piana inclinata (Newmark, 1965; AGI, 2005); questi ultimi rappresentano rispettivamente il volume di pendio potenzialmente instabile ed il terreno sottostante (Figura 6.9a). Lo scorrimento tra blocco e piano si innesca quando  $a(t)$  oltrepassa la soglia definita dall'accelerazione critica ( $a_c$ ), ed il moto si arresta quando la velocità relativa diminuisce fino ad annullarsi (Figura 6.9b).

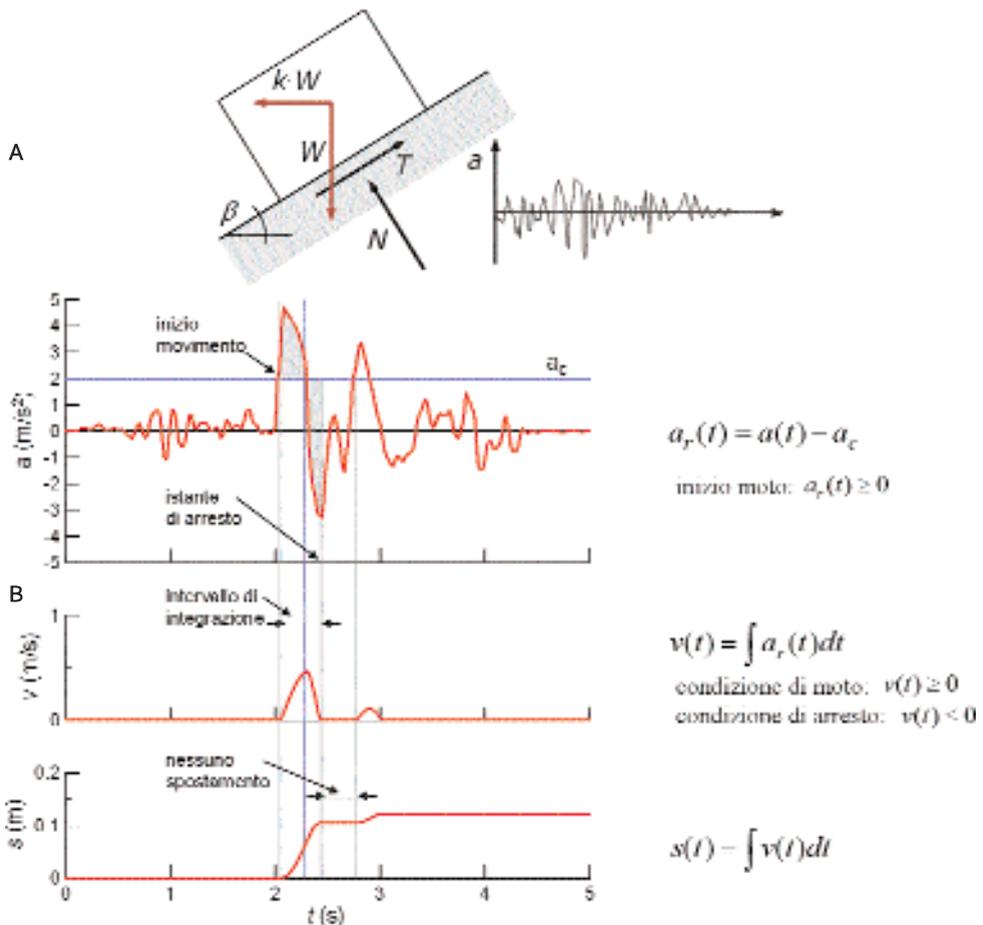


Fig. 6.9. Modello di blocco rigido su piano inclinato (A) e doppia integrazione degli spostamenti (B).

L'utilizzo di accelerogrammi consente di portare in conto gli effetti delle varie caratteristiche del moto sismico (numero di cicli, durata), non rappresentabili dai soli valori delle ampiezze di picco.

È possibile anche l'uso di metodologie di analisi dinamiche più avanzate che consentono previsioni del comportamento del pendio in termini di grandezze tensio-deformative. Queste ultime sono classificabili in relazione a:

- la diversa procedura di calcolo delle sollecitazioni indotte dal terremoto lungo il pendio, tipicamente differenziabili, in relazione al modo di trattare la non linearità del legame costitutivo, in analisi lineare, lineare equivalente, non lineare;
- la diversa caratterizzazione meccanica del terreno trattabile mediante modelli ipoelastici (come il legame iperbolico), elasto-plastici ad incrudimento isotropo (tipo Cam-Clay e derivati) o cinematico, elasto-visco-plastici, ecc.;
- la diversa discretizzazione geometrica adottabile, che conduce al metodo degli elementi finiti (FEM), delle differenze finite (FDM), o degli elementi distinti (DEM).

Applicazioni di procedure semplificate basate su metodi FEM ed analisi lineare equivalente sono state da tempo proposte per la stima di spostamenti massimi (Lee, 1974; Serff et al., 1976) e permanenti (Seed et al., 1973). Procedure basate su analisi FDM non lineari (cfr. Figura 6.10) sono state recentemente applicate all'analisi di casi di instabilità di pendii e rilievi prodotti da terremoti storici italiani (Martino & Scarascia Mugnozza, 2005; Costanzo et al., 2007). Si osservi che solo le analisi non lineari accoppiate consentono la previsione di effetti legati a va-

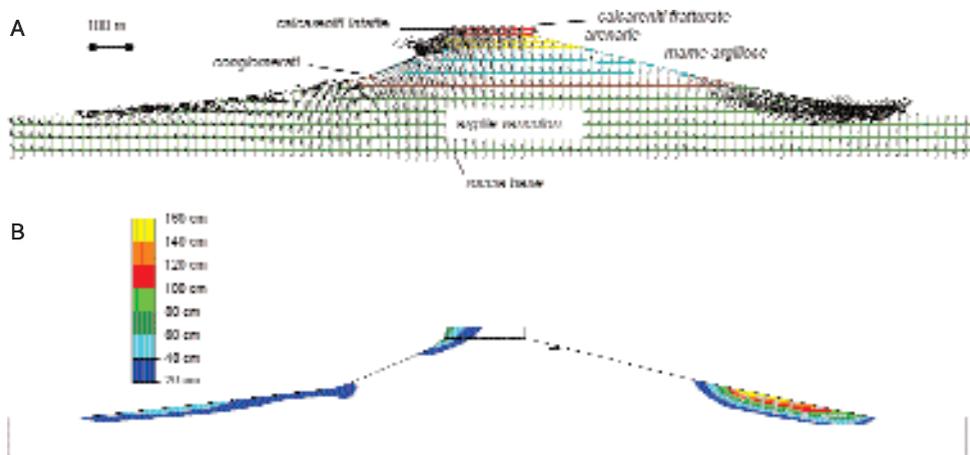


Fig. 6.10. (A) Discretizzazione FDM di un rilievo e sua deformata; (B) contorni di spostamento (mod. da Costanzo et al., 2007).

riazioni della pressione interstiziale e di fenomeni complessi quali la rottura progressiva; approcci così rigorosi da un lato comportano la conoscenza di un numero di parametri costitutivi troppo elevato e di complessa determinazione sperimentale, dall'altro sono fortemente condizionati dallo scenario sismico utilizzato, in termini di accelerogrammi di progetto. Peraltro, è convinzione diffusa che la previsione quantitativa degli spostamenti, ottenibile con questi metodi, non sia più attendibile di quella ricavabile con l'analisi dinamica semplificata.

## 6.5. Zonazione della suscettibilità alla liquefazione

### Premessa

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.

### 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.

#### *Criteri basati sulla magnitudo e la distanza*

Le osservazioni sperimentali dimostrano che è possibile correlare la magnitudo<sup>5</sup> 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

---

<sup>5</sup> Per le diverse magnitudo di seguito riportate, si veda la nota 1.

Kuribayashi & Tatsuoka (1975), che, utilizzando 32 terremoti giapponesi, hanno dimostrato l'esistenza di una relazione tra magnitudo  $M_j$  e massima distanza epicentrale  $R$  (in km) oltre la quale non si osserva il fenomeno della liquefazione. Il legame è espresso dalla seguente relazione:

$$\log R = 0.77 M_j - 3.6 \quad (6.1)$$

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:

$$R = 0.82 \cdot 10^{0.862(M_L - 5)} \quad (6.2)$$

dove  $M_L$  è la magnitudo Richter (1935) ed  $R$  è la massima distanza dall'epicentro del sito liquefatto, espressa 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:

$$M_w = 4.64 + 2.65 \times 10^{-3} R + 0.99 \log R \quad (6.3)$$

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 in un raggio di azione ben più ampio di quello associato ad eventi superficiali. Il lavoro di Kuribayashi & 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:

$$\log R = 2.22 \log(4.22 M_j - 19,0) \quad (6.4)$$

Le relazioni sopra citate sono diagrammate in Figura 6.11, 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 6.4, basato sul lavoro di Wakamatsu, appare il più conservativo tra i limiti forniti dalle relazioni da 6.1 a 6.4. 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 ter-

remoti giapponesi) si ottiene un limite meno conservativo (la linea continua in Figura 6.11, Wakamatsu, 1993):

$$\text{Log } R = 3.5 \log(1.4 M_j - 6,0) \quad (6.5)$$

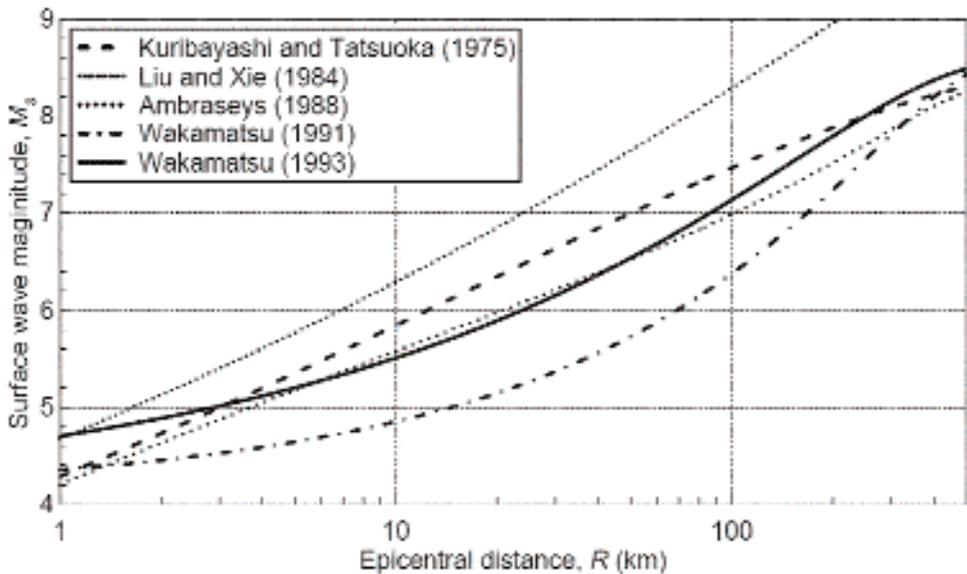


Fig. 6.11. Relazioni empiriche tra magnitudo delle onde superficiali ( $M_s$ ) e massima distanza epicentrale ( $R$ ) entro la quale si sono storicamente osservati fenomeni di liquefazione.

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.

In alternativa, gli stessi autori [Kuribayashi & 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 macrosismica superiore all'VIII grado della scala Mercalli Modificata (M.M.), quantificato con riferimento ai danni sull'ambiente costruito. Solo raramente si sono osservati casi di liquefazione per terremoti di intensità inferiore<sup>6</sup>.

<sup>6</sup> Si osservi che le scale di intensità sismica utilizzate non portano in conto in maniera esplicita gli effetti di sito.

*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 6.7), utili per individuare le aree sulle quali concentrare l'attenzione ed approfondire le analisi, eventualmente passando a metodi di II e/o III livello.

Trattando di criteri empirici di I livello è quanto mai importante sottolineare che la liquefazione si può verificare ripetutamente in uno stesso deposito (Kuribayashi & Tatsuoka, 1975; Youd, 1984; Yasuda & 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.

**Tab. 6.7.** Caratteri geomorfologici e suscettibilità alla liquefazione

Unità geomorfologica	Suscettibilità
Letto di fiume, palude, colmata	Alta
Conoide, argine naturale, duna di sabbia, spiaggia	Media
Terrazzo, collina, montagna	Bassa

**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 6.1, 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<sup>7</sup>,
- *indagini dirette sul campo* finalizzate a riconoscere, quantificare e riportare su carta le unità geologiche potenzialmente suscettibili di liquefazione,

<sup>7</sup> 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.

- *misura di  $V_S$  con metodi non invasivi e low-cost, finalizzate a valutare la velocità delle onde di taglio dei terreni potenzialmente suscettibili di liquefazione.*

*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 nelle Tabella 6.8. Tali criteri evidenziano che:

**Tab. 6.8.** Suscettibilità alla liquefazione dei depositi sedimentari durante terremoti di forte intensità (ri-adattata da Youd and Perkins, 1978).

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
Tefra	Diffusa	Alta	Alta	?	?
Terreni residuali	Rara	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Palude salmastra	Variabile localmente	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Zone costali					
Delta	Diffusa	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Estuari	Localmente variabile	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Spiagge	Diffusa	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lagune	Localmente variabile	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Zona intercotidale	Localmente variabile	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Artificiali					
Riperti sciolti	Variabile	Molto alta	–	–	–
Riperti ben costipati	Variabile	Bassa	–	–	–

- 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 ampiezza e durata delle azioni sismiche.

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  $M_w$  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,
  - $FC \geq 35\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 20$ ; oppure,
  - $FC \leq 5\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 25$ ,  
dove  $(N_1)_{60}$  è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica dello Standard Penetration Test<sup>8</sup>;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 6.12(a) nel caso di materiale con un coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 6.12(b) 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.

---

<sup>8</sup> Per la definizione di  $(N_1)_{60}$  si veda l'Appendice E.

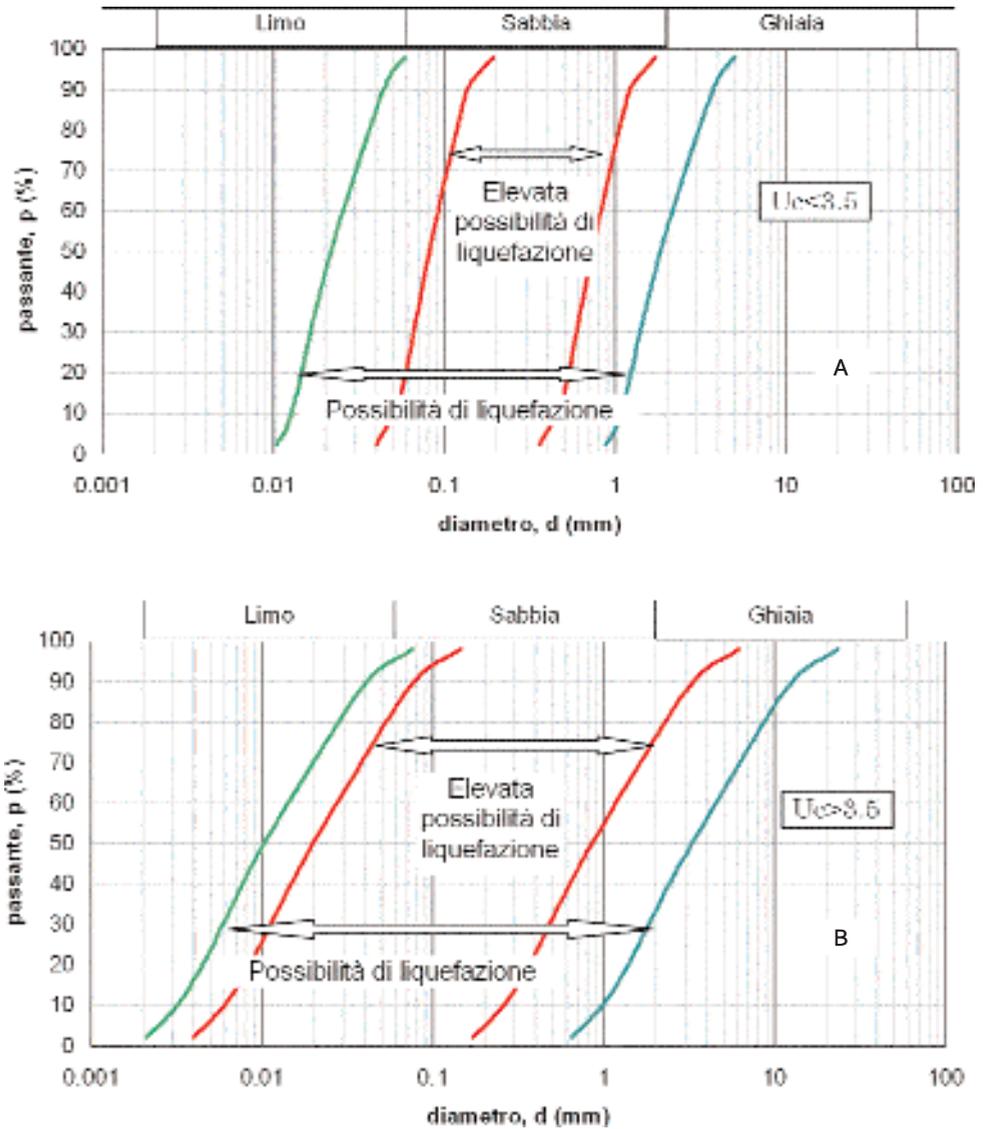


Fig. 6.12. Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettività a liquefazione di un terreno.

### 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:

- i) 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.

### *Metodi di analisi*

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.

$$CSR = \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v,0}} \quad \text{Cyclic Stress Ratio}$$

$$CRR = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v,0}} \quad \text{Cyclic Resistance Ratio}$$

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

## **6.6. Carte tematiche di zonazione**

In questo documento si ritiene appropriato fornire le indicazioni utili per redigere le carte tematiche relative ai fenomeni introdotti nel capitolo 3.

Nelle pagine precedenti si è detto come sia possibile valutare diversi gradi di vulnerabilità (*alta, media, bassa*). In conseguenza, per ciascuno di questi fenomeni si può rappresentare l'andamento spaziale degli indicatori essenziali, geologici,

geofisici e geotecnici, dai quali lo specifico fenomeno dipende ed il conseguente grado di vulnerabilità dell'ambiente fisico al fenomeno in esame.

Ancora prima di rappresentare graficamente la distribuzione spaziale della vulnerabilità dell'ambiente fisico ai fenomeni prima richiamati, è ovviamente necessario e propedeutico descrivere l'andamento spaziale della pericolosità sismica, combinazione della scuotibilità e della risposta sismica locale<sup>9</sup> (cfr. paragrafo 4.2).

Per la rappresentazione grafica dei risultati delle analisi in discorso, che sono sia analisi di pericolosità sismica sia analisi di vulnerabilità sismica dell'ambiente fisico, è innanzitutto opportuno sovrapporre idealmente al territorio (inteso come supporto fisico) una rete a maglie regolari, generalmente di forma quadrangolare, che lo ricopra tutto. Le dimensioni delle maglie devono essere scelte in funzione della variabilità delle condizioni geologiche, geofisiche e geotecniche, nonché dalle caratteristiche topografiche del sito. Se necessario, in zone particolari, la maglia va infittita. In questi casi, è necessario raccogliere un maggior numero di informazioni sulle caratteristiche del sottosuolo in modo che sia possibile descrivere con sufficiente accuratezza la variabilità spaziale degli indicatori dai quali lo specifico fenomeno dipende e della vulnerabilità dell'ambiente fisico. È altrettanto ovvio che all'infittirsi della maglia aumentano tempi e costi dello studio.

L'attendibilità di uno studio di zonazione sismica dipende dalla qualità e dalla densità dei dati conoscitivi geotecnici sul sottosuolo. La procedura più semplice per organizzare i dati è associarli ai nodi della rete. I dati disponibili in modo puntuale, per ogni nodo della rete, devono essere trasferiti ad aree finite (*microzone*), caratterizzate da valori simili della grandezza rappresentativa del fenomeno fisico considerato (risposta sismica locale, liquefazione, frane, fratture in superficie e subsidenza, ...). A tal fine è possibile impiegare criteri di tipo probabilistico, che guidano nell'estensione di un'informazione puntuale ad un'area finita.

Nel creare le mappe di zonazione si raccomanda di seguire le seguenti fasi:

- individuazione delle microzone secondo i criteri esposti in precedenza;
- rappresentazione delle mappe di zonazione come livelli sovrapposti (*layers*) ad una mappa topografica.

Come è stato indicato nel Capitolo 5, per ciascuno dei fenomeni che possono colpire l'ambiente fisico (liquefazione, instabilità dei pendii, fratture in superficie e subsidenza, ...) è possibile definire zone con diverso grado di vulnerabilità. Per ciascuno di questi fenomeni è possibile cartografare gli indicatori essenziali ed il grado di vulnerabilità che ne consegue. Questa operazione può essere condotta in modo efficiente ed efficace utilizzando i cosiddetti Sistemi Informativi Territoriali (S.I.T.).

<sup>9</sup> A tale proposito si ricorda la definizione data al paragrafo 4.2:

*Pericolosità sismica (H) = Scuotibilità · Risposta sismica locale*

In estrema sintesi, un S.I.T. è una procedura informatica articolata in:

- una base cartografica digitale,
- una banca dati alfanumerica,
- correlazioni (analitiche, semi-empiriche, empiriche) tra dati geografici e informazioni alfanumeriche, che consentono di visualizzare in tempo reale la distribuzione sul territorio degli indicatori essenziali e della vulnerabilità dell'ambiente fisico al particolare fenomeno analizzato.

Ciascuna entità territoriale può essere semplificata in una o più forme ed archiviata come un insieme ordinato di coordinate. Questo formato topologico di dati spaziali è conosciuto come *formato vettoriale* ed è compatibile con molti algoritmi matematici di elaborazione dei dati.

Un altro tipo di rappresentazione di dati spaziali è indicato con il termine *formato raster*. In questo caso la base cartografica è, in effetti, un'immagine. Le informazioni territoriali possono essere riportate su una rete associata univocamente alla base cartografica attraverso un sistema di coordinate di riferimento.

In entrambi i casi (formato vettoriale, formato raster) è possibile associare ad ogni elemento grafico della carta un numero molto esteso<sup>10</sup> di informazioni. Il notevole vantaggio fornito dai S.I.T. consiste nella possibilità di analizzare ed elaborare le informazioni contenute nella banca dati. In altri termini, un SIT non si limita a riprodurre graficamente l'uno o l'altro dei dati collegati al singolo elemento fisico, ma è capace di evidenziare le relazioni e le gerarchie tra i vari elementi.

Come si è anticipato all'inizio di questo paragrafo, ancora prima di rappresentare graficamente la distribuzione spaziale della vulnerabilità dell'ambiente fisico ai fenomeni prima richiamati, è ovviamente necessario e propedeutico descrivere l'andamento spaziale della pericolosità sismica nell'area in studio.

## **Mappa della pericolosità sismica**

La pericolosità sismica è la combinazione della scuotibilità e della risposta sismica locale (vedere paragrafo 4.2); in conseguenza in una carta della pericolosità sismica sono sintetizzate le informazioni macrosismiche e quelle relative alle condizioni di sito.

Dal momento che i risultati degli studi di risposta sismica locale riescono a cogliere in misura alquanto affidabile le differenze relative di risposta tra le diverse aree, piuttosto che la risposta in assoluto, si consiglia di distinguere nell'ambito del territorio esaminato più zone, alle quali attribuire un diverso livello di perico-

---

<sup>10</sup> Il limite al numero di informazioni che è possibile archiviare e gestire deriva dalla capacità dei computer utilizzati, in termini di processore e di sistema di memoria di massa.

losità sismica. Si suggerisce di non eccedere nella distinzione in zone in quanto in tal modo si sopravvaluterebbe inopportuna la capacità di risoluzione dei metodi di analisi. Nella maggioranza dei casi l'indicazione più ragionevole è distinguere tre zone, così come sarà suggerito in seguito.

Gli indicatori da utilizzare per la rappresentazione grafica della pericolosità sismica dipendono dal livello del metodo di analisi utilizzato (i.e., metodi di I, II o III livello) e per ciascun livello dalla particolare procedura impiegata, tra quelle descritte nel paragrafo 6.2.

Un esempio di mappa della pericolosità sismica in un'area urbana campana è fornito dallo studio di microzonazione sismica di un'area campione della zona orientale di Napoli (Vinale, 1988), dal quale è tratta la Figura 6.13.

### **Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico alla liquefazione**

Con i criteri indicati nell'Appendice E, è possibile valutare per tutti gli strati potenzialmente liquefacibili il fattore di sicurezza FS. Successivamente, si può calcolare l'indice potenziale di liquefazione  $P_L$  nei primi 20 metri di sottosuolo:

$$P_L = \int_0^{20} (1 - FS)w(z)dz$$

dove  $z$  rappresenta la profondità in metri al di sotto del piano campagna, FS è il fattore di sicurezza alla profondità  $z$ , e  $w(z)=10-0.5z$ . Il fattore  $(1-FS)$  si assume pari a zero se risulta negativo. La definizione dell'indice potenziale di liquefazione  $P_L$  è quella proposta da Iwasaki et al., 1982 e tiene conto del fatto che nel passato solo raramente sono stati osservati fenomeni di liquefazione a profondità dal piano campagna superiori a 20 metri.

In base al valore assunto dal potenziale di liquefazione  $P_L$  è possibile distinguere tre zone a differente vulnerabilità (Tabella 6.9).

La rappresentazione grafica delle diverse zone individuate secondo i criteri indicati costituisce la Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico alla liquefazione.

### **Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico alle frane – Carta del rischio da frana**

Per la zonazione del rischio di frana in condizioni sismiche, è opportuno avere come riferimento la cartografia di base, redatta dalle competenti Autorità di Bacino nell'ambito dei c.d. Piani per l'Assetto Idrogeologico (PAI). Questa è in genere disponibile con scale di rappresentazione variabili tra 1:5.000 e 1:25.000, e le procedure adottate fanno riferimento a criteri metodologici non sempre omogenei e spesso troppo qualitativi.

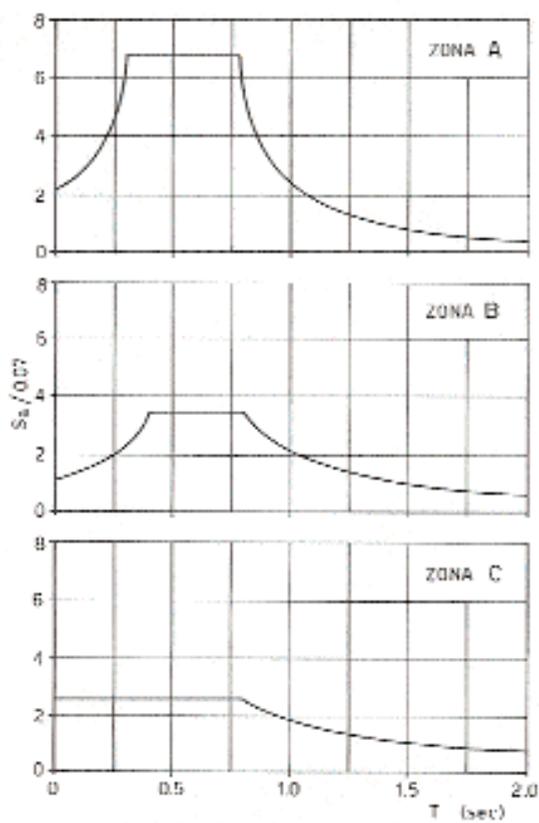
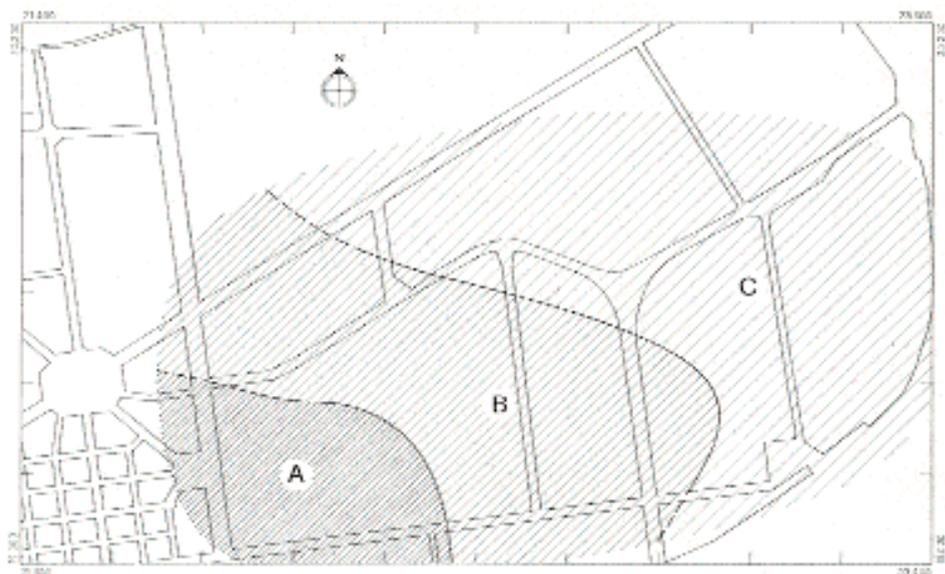


Fig. 6.13. Microzonazione sismica di un'area campione della zona orientale di Napoli (Vinale, 1988)

Tab. 6.9. Zone a differente suscettibilità alla liquefazione.

Zona	Vulnerabilità	Criterio
A <sub>L</sub>	Alta	$P_L > 15$
B <sub>L</sub>	Media	$5 \leq P_L \leq 15$
C <sub>L</sub>	Bassa	$P_L < 5$

La zonazione del rischio adottata dalla cartografia tematica dei PAI è generalmente articolata nelle classi riassunte in Tabella 6.10.

Volendo ricorrere ad approcci quantitativi, è possibile far riferimento ai metodi esposti nel § 6.4 per i livelli I e II, entrambi sviluppabili mediante sistema informativo territoriale.

Il metodo di livello I proposto da Silvestri et al. (2006) conduce a calcolare i valori medi del parametro di 'rischio storico relativo', *RHR*, all'interno di ogni territorio comunale, permettendo così di generare mappe di zonazione su scala regionale.

La Figura 6.14 mostra le distribuzioni di *RHR*, relative alla Regione Campania, con riferimento alle tre diverse categorie di fenomeni secondo Keefer (1984); le carte di zonazione regionale sono confrontate con le zone sismogenetiche considerate nello studio citato, e con le ubicazioni delle frane storicamente catalogate per ogni tipologia.

Dall'analisi delle carte si può notare che, in base all'analisi storico-empirica, gran parte dei comuni della Campania sono caratterizzati da *RHR* > 50% per la categoria I, e quindi con grado di rischio piuttosto elevato nei confronti di fenomeni di instabilità con grado di frammentazione e velocità elevate. I valori di *RHR* relativi ai fenomeni più lenti e con scarsa disgregazione della massa in frana (categoria II) sono meno elevati, ma comunque significativi in corrispondenza dell'in-

Tab. 6.10. Gradi di rischio adottati dai PAI.

Classi		Elementi esposti			
Area	Livello di rischio	Persone	Attività socio-economiche	Edifici Infrastrutture	Patrimonio ambientale
R1 (verde)	moderato	-	-	-	-
R2 (gialla)	medio		incolumi		danni minori
R3 (arancio)	elevato	problemi incolumità	interruzione	inagibilità	danni rilevanti
R4 (rossa)	molto elevato	vittime e feriti	distruzione		danni gravi

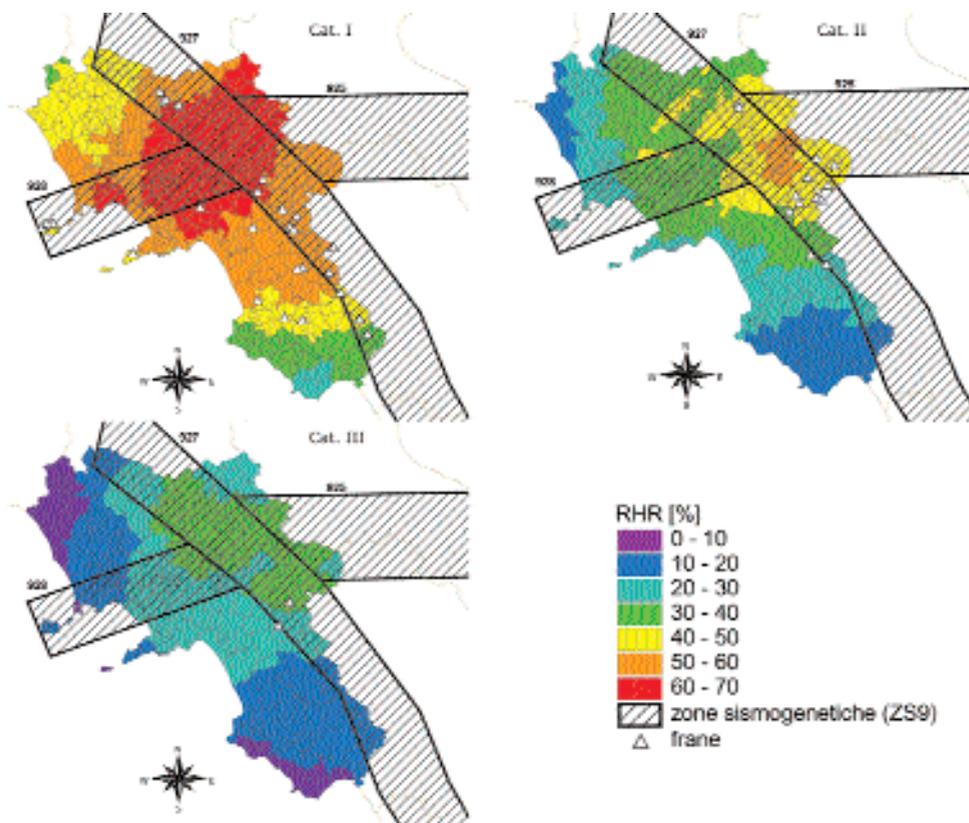


Fig. 6.14. Mappe di zonazione di I livello dei comuni della regione Campania: (A) categoria I, (B) categoria II, (C) categoria III (da Silvestri et al., 2006).

tera zona appenninica. Si osservi inoltre che i siti delle frane storiche ricadono quasi tutti all'interno delle aree dove *RHR* supera il 40%, ma non necessariamente dove tale parametro raggiunge i suoi valori massimi.

Nell'applicare una metodologia di II livello, sono innanzitutto necessari accurati studi geologici di base, che prevedono:

- acquisizione della cartografia esistente (p. es. quella sviluppata nell'ambito dei PAI);
- analisi di foto aeree ed ortofotocarte;
- rilievi geologici e geomorfologici di dettaglio.

Questi elementi di supporto conducono all'elaborazione di carte geologiche e geomorfologiche, con l'individuazione delle unità geo-litologiche fondamentali e l'ubicazione dei fenomeni di dissesto esistenti.

La valutazione della vulnerabilità sismica su un'area vasta è tipicamente condotta nell'ipotesi di pendio indefinito, il che richiede in primo luogo la conoscen-

za della pendenza locale dei versanti; questa è ricavabile dal modello digitale di terreno (DTM), ottenibile da cartografia topografica digitale (cfr. Figura 6.15).

Al fine di sovrapporre efficacemente la cartografia tematica geologica al supporto topografico, occorre naturalmente che abbiano scale confrontabili: un buon compromesso è in genere rappresentato dalla scala 1:10.000.

Per cartografare efficacemente la vulnerabilità sismica dei versanti, è possibile far riferimento all'accelerazione critica (cfr. § 6.4), parametro indipendente dalla valutazione delle azioni sismiche e direttamente confrontabile con esse.

Se poi si vuol produrre una 'carta del rischio', occorre in primo luogo prendere come riferimento uno scenario di pericolosità, e poi quantificarne gli effetti in termini di danno. Applicando ad esempio i criteri di valutazione del danno in funzione degli spostamenti indotti (cfr. Tabella 6.6), è possibile trasformare una carta degli spostamenti (cfr. Figura 6.7) in 'scenario di danno'. Questo, incrociato con la distribuzione del 'valore degli elementi esposti', può ritenersi una possibile misura 'misura' del rischio.

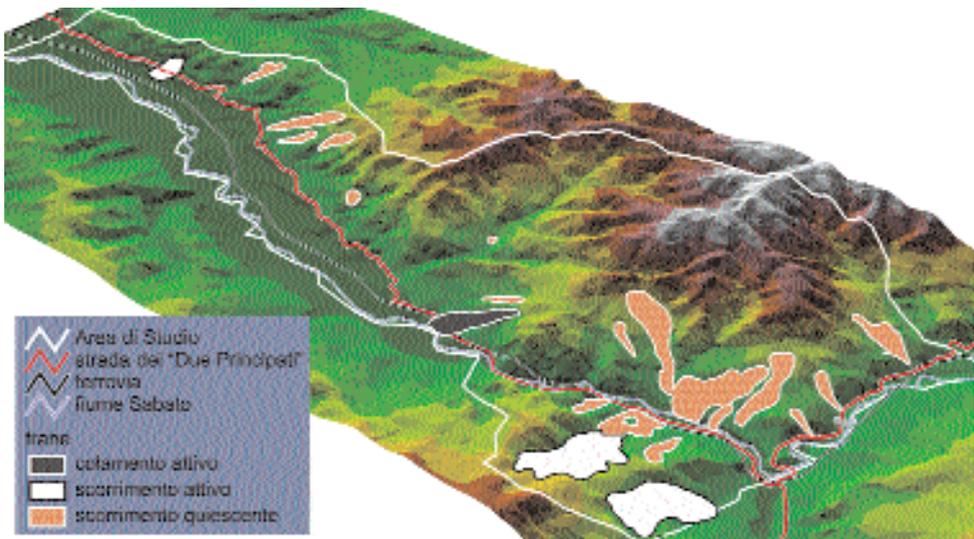


Fig. 6.15. Modello digitale del terreno (DTM) per zonazione di II Livello della valle del Sabato tra Benevento e Altavilla Irpina, con indicazione della franosità esistente (da Silvestri et al., 2006).

### Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico a fenomeni di inondazione

Le inondazioni indotte da sisma possono derivare da cause anche molto diverse:

- rottura di opere di ritenuta (dighe, argini, ...);
- tsunami;
- subsidenza da liquefazione.

L'analisi del primo tipo di fenomeno (*rottura di opere di ritenuta*) ovviamente esula da uno studio di microzonazione sismica e va affrontata dall'ente gestore dell'opera, il quale dovrà segnalare ai responsabili degli studi di microzonazione sismica la probabilità<sup>11</sup> che si verifichi un fenomeno di rottura dello sbarramento e l'estensione della zona eventualmente a rischio inondazione.

Se la causa di un ipotetico fenomeno di inondazione è un maremoto, l'energia devastante ad esso associata non può essere in alcun modo controllata né attutita. In conseguenza, per la riduzione del rischio sismico in questo caso è indispensabile ricorrere a sistemi di allarme preventivo (Appendice F).

Nel caso di subsidenza da liquefazione è possibile prevedere l'insorgere e l'estensione del fenomeno. Infatti, la conoscenza della vulnerabilità alla liquefazione, abbinata alla conoscenza delle condizioni idrauliche al contorno, può consentire di perimetrare aree a diverso grado di vulnerabilità alle inondazioni. Di conseguenza, in questo caso è possibile cartografare la distribuzione nello spazio della vulnerabilità al fenomeno.

In questo caso, data la complessità del problema e l'incertezza dei criteri di analisi disponibili, si consiglia di distinguere la vulnerabilità dell'ambiente fisico ad inondazioni da liquefazione solo in due gradi (alto/basso)

### **Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico alle fratture superficiali e alla subsidenza**

Al paragrafo 3.5 si è detto che, durante eventi sismici di notevole intensità, si sono frequentemente osservate fratture del terreno in superficie, che, il più delle volte non sono direttamente collegabili a discontinuità strutturali profonde, quanto piuttosto agli effetti legati alla non sincronia del moto ed alle sollecitazioni di trazione che si accompagnano alla propagazione delle onde sismiche, a cedimenti differenziali co-sismici dovuti all'addensamento della coltre superficiale, a cedimenti differenziali post-sismici causati dalla progressiva dissipazione delle sovrappressioni neutre accumulate durante il terremoto.

Anche se non sempre concordi le osservazioni sperimentali evidenziano che le fratture al suolo si ripropongono negli stessi posti dove si sono verificate in concomitanza di terremoti passati. Per tale motivo è essenziale recuperare tutte le informazioni su evidenze di fratture verificatesi a seguito di terremoti *strong-motion*. A tal punto vanno rappresentate graficamente le osservazioni ed evidenziate le zone ove è probabile che possano verificarsi ulteriori lesioni in un terremoto futuro.

---

<sup>11</sup> La probabilità va valutata con riferimento allo stesso periodo di ritorno associato al terremoto atteso nell'area. Al proposito si ricorda che le analisi sismiche delle dighe vengono tipicamente effettuate con riferimento a periodi di ritorno superiori.

Anche in questo caso, data la complessità del problema e l'incertezza dei criteri di analisi disponibili, si consiglia di distinguere la vulnerabilità dell'ambiente fisico allo specifico fenomeno fisico solo in tre gradi (alto/medio/basso).

Di norma anche nelle aree ad alta vulnerabilità è possibile realizzare manufatti, adottando semplici accorgimenti costruttivi<sup>12</sup>, senza che sia necessario imporre limitazione d'uso del territorio.

### Rappresentazione delle diverse zone

I criteri esposti ai punti precedenti per definire le diverse zone di rischio forniscono dati dettagliati in corrispondenza dei singoli punti della maglia. Per ottenere delle linee ad ugual valore (*curve di livello* o *isolinee*) occorre utilizzare delle interpolazioni lineari tra i valori puntuali con codici di tipo commerciale. Le estrapolazioni ad aree prive di dati dovrebbero essere evitate.

Sono state più volte evidenziate le incertezze connesse alle procedure di analisi. Quindi, è quasi superfluo affermare che i limiti/passaggi tra le diverse zone non sono *frontiere rigide*, nel senso che le delimitazioni delle differenti zone devono essere trattate come *frontiere flessibili*, che pertanto vanno adattate con ragionevolezza alle esigenze complessive di gestione ed uso sostenibile/compatibile del territorio.

## 6.7. Microzonazione come base per la gestione del territorio

La conoscenza della distribuzione della pericolosità sismica a scala comunale consente di scegliere i siti che sono relativamente<sup>13</sup> più sicuri nell'ambito della zona investigata per uno sviluppo urbanistico orientato alla minimizzazione delle perdite.

Le indicazioni riportate in questo documento sono più efficaci in aree dove le attività edilizie ancora non esistono, così che esse possano servire come guida efficace nella pianificazione dell'uso del territorio e dello sviluppo di aree ancora non popolate. Ma gli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica possono anche servire in aree già ad alta concentrazione abitativa, per un miglioramento dei piani regolatori e per la individuazione di zone a rischio potenziale elevato. Le raccomandazioni si possono ritenere tassative per le nuove costruzioni, dal momento che i costi di progettazione con criteri antisismici sono molto bassi rispetto ai costi totali di costruzione, mentre per edifici esistenti i costi di adeguamento possono essere significativi.

<sup>12</sup> A questo criterio fanno eccezione manufatti di estrema rilevanza che siano anche particolarmente sensibili a spostamenti differenziali delle fondazioni (i.e. opere di ritenuta idraulica).

<sup>13</sup> Anche in questo caso si ragiona in termini comparativi tra aree diverse piuttosto che in termini assoluti.

*La Microzonazione è legata alla gestione del territorio ed alla pianificazione urbanistica e non al progetto delle strutture.*

Mappe di microzonazione in termini di moto sismico atteso al suolo, suscettibilità alla liquefazione o a frane, elaborate in scale grafiche appropriate, sono di fondamentale importanza per una efficace programmazione della sicurezza nei confronti del terremoto a scala comunale e devono essere di guida nella programmazione dello sviluppo urbanistico. I requisiti principali per una riduzione delle perdite sono un'opportuna scelta del sito di ubicazione delle opere, la cura del loro progetto ed una corretta ed attenta esecuzione.

A livello urbanistico una più dettagliata zonazione sismica può essere di grande vantaggio considerata la grande variabilità spaziale della vulnerabilità in dipendenza della tipologia edilizia e della destinazione d'uso.

*Le informazioni necessarie per la progettazione del singolo edificio sono informazioni di dettaglio che richiedono indagini ad hoc.*

È bene sottolineare che la microzonazione non è associata alla norma sugli edifici, che fornisce i requisiti minimi che devono essere comunque sempre soddisfatti.

## **6.8. Possibili impieghi delle Mappe di Microzonazione per la pianificazione dell'uso del territorio**

Le mappe di microzonazione rappresentano un utile strumento di supporto per la redazione di piani regolatori generali, da impiegare per favorire uno sviluppo compatibile e sostenibile del territorio.

Nel caso sia assente un piano urbanistico, la microzonazione sismica può essere di supporto per le seguenti attività.

- *Redazione dei piani di sviluppo urbanistici*, contribuendo alla scelta delle aree di espansione ed all'ubicazione delle infrastrutture, evitando sia le zone ad elevata pericolosità sismica<sup>14</sup> sia le zone con elevata vulnerabilità a fenomeni quali: liquefazione, frane, fratture in superficie, subsidenza. Questa indicazione che vale come suggerimento nel caso di opere private, diviene un'indicazione cogente quando si tratta di definire l'ubicazione di strutture ed infrastrutture pubbliche. Ciò è ancor più vero nel caso di strutture pubbliche vitali per la gestione dell'emergenza (i.e. scuole, ospedali, caserme, stazioni di polizia e dei vigili del fuoco) e di infrastrutture vitali per la collettività (i.e. centrali elettriche, impianti di sollevamento, reti di distribuzione dell'energia, reti di telecomunicazioni).
- *Revisione dei piani di sviluppo*, eventualmente reindirizzando l'espansione urbanistica verso zone più sicure o richiedendo, laddove necessario, approfondi-

<sup>14</sup> A tale proposito si ricorda la definizione data al paragrafo 4.2:

*Pericolosità sismica (H) = Scuotibilità · Risposta sismica locale*

menti negli studi di progettazione e particolari precauzioni nella realizzazione dei nuovi manufatti.

- *Segnalazione* dei tratti critici delle infrastrutture vitali (acquedotti, sistemi di distribuzione dell'energia, sistemi di trasporto, ecc.) ricadenti in aree caratterizzate da elevata vulnerabilità dell'ambiente fisico e/o da elevata pericolosità sismica locale.
- *Informazione*<sup>15</sup> dei gestori, dei proprietari e, più in generale, della popolazione sul grado di *pericolosità sismica* e sul grado di *vulnerabilità dell'ambiente fisico* nelle diverse zone del territorio.
- *Adeguamento* di manufatti esistenti. I risultati di uno studio di microzonazione indicheranno quali siano nel territorio esaminato le zone già urbanizzate a maggiore rischio. In tal senso, laddove dovesse risultare che strutture vitali siano localizzate in zone ad elevata pericolosità sismica e/o ad elevata vulnerabilità dell'ambiente fisico, uno studio di microzonazione sismica potrebbe suggerire un adeguamento strutturale del manufatto, se non addirittura una rilocalizzazione della opera.
- *Gestione dell'emergenza*. La microzonazione sismica rappresenta anche un valido strumento per la pianificazione delle azioni da intraprendere in risposta all'emergenza. Ad esempio l'individuazione delle zone più esposte agli effetti sismici offre preziose informazioni sulle aree ove predisporre attrezzature e materiale di pronto intervento. Gli stessi studi possono dare indicazioni utili sulle aree nelle quali eventualmente ospitare insediamenti temporanei nel corso dell'emergenza.
- *Sviluppo di regolamenti e normative*, calibrati agli studi di zonazione sismica, che dovrebbero fornire indicazioni su eventuali indagini aggiuntive finalizzate a definire criteri di progetto più affidabili. Ovviamente, tali azioni sono più efficaci nelle aree non ancora urbanizzate, laddove possono rappresentare un'efficace metodologia di gestione e pianificazione del territorio; ma anche nelle aree urbanizzate, esse possono guidare un uso più appropriato del territorio e l'identificazione delle aree ad alto rischio sismico.

## 6.9. Azioni rispondenti ai risultati di uno studio di microzonazione sismica

I risultati di uno studio di microzonazione possono costituire un potente strumento di supporto alle decisioni per quanti sovrintendono alla pianificazione ed alla gestione del territorio.

---

<sup>15</sup> La diffusione delle informazioni va gestita in modo molto responsabile. Le informazioni sulla pericolosità sismica e la vulnerabilità dell'ambiente fisico possono, a seconda dei casi, incoraggiare il mercato o scoraggiare lo sviluppo.

Nel seguito si esemplificano le indicazioni che possono essere date in ragione del grado di pericolosità sismica delle diverse aree del territorio indagato e del grado di vulnerabilità dell'ambiente fisico alla liquefazione, alla instabilità dei pendii naturali, a fenomeni di inondazione, a fratture in superficie ed a fenomeni di subsidenza.

Si ricorda che per tutti i fenomeni appena elencati si sono distinti 3 gradi di pericolosità o vulnerabilità: alta, media, bassa. Per ciascuno di questi gradi è possibile fornire specifiche indicazioni.

### **Aree ad elevata pericolosità e/o ad elevata vulnerabilità.**

In termini di pianificazione del territorio nelle aree ove la pericolosità sismica è elevata e/o è elevata la vulnerabilità alla liquefazione, alla instabilità dei pendii naturali, a fenomeni di inondazione, a fratture in superficie ed a fenomeni di subsidenza è da scoraggiare un'intensa espansione urbana e la localizzazione di *edifici o strutture importanti*<sup>16</sup>. In tal senso, dovrebbe, *se possibile*, essere evitato l'insediamento di nuovi grandi edifici residenziali, uffici rilevanti, scuole e quanto altro sia soggetto ad alta occupazione. Indicazioni diverse dovrebbero derivare da un'attenta analisi costi/benefici che giustifichi l'impiego di queste aree in senso difforme da quanto appena indicato.

Per le edifici o strutture importanti già esistenti, dovrebbero essere realizzate speciali indagini orientate ad individuare possibili misure di mitigazione del rischio.

Nelle aree ad elevata pericolosità e/o ad elevata vulnerabilità dovrebbe essere anche evitata la localizzazione di *industrie pericolose*<sup>17</sup>. Per quelle esistenti, dovrebbe essere valutata la vulnerabilità degli impianti e paragonata al livello di sicurezza richiesto. Se necessario, gli impianti esistenti dovrebbero essere adeguati o dismessi.

In queste aree ad elevata pericolosità e/o ad elevata vulnerabilità dovrebbe anche essere evitata la localizzazione di elementi critici<sup>18</sup> di infrastrutture. In particolare, nelle aree ad elevata vulnerabilità alla liquefazione, alle fratture in superficie ed alla subsidenza dovrebbe essere evitata, se possibile, la localizzazione di elementi infrastrutturali a prevalente sviluppo lineare, poiché questi elementi potrebbero non essere in grado di sostenere, in termini sia strutturali sia prestazionali, i campi di spostamenti assoluti e differenziali, che si possono manifestare in

---

<sup>16</sup> Per "edifici o strutture importanti" si intendono gli edifici pubblici o le strutture primarie per il centro urbano.

<sup>17</sup> Per "industrie pericolose" si intendono quelle industrie principalmente di tipo chimico che utilizzando materiali pericolosi. Di fatto, danni a queste industrie possono provocare importanti danni alle persone o all'ambiente.

<sup>18</sup> Per elementi critici si intendono quelle porzioni di infrastrutture che sono di importanza vitale per il funzionamento dell'intero sistema infrastrutturale. In altri termini, una perdita di funzionalità o una rottura di questi elementi può indurre il collasso di una porzione significativa del sistema.

queste zone. Se ciò non è possibile, dovrebbero essere approntate misure speciali per accertarsi che le deformazioni potenziali possano essere sopportate senza compromettere la funzionalità delle infrastrutture.

Infine per “breve termine” si intende un arco temporale di 10-20 anni.

### **Aree a media pericolosità e/o a media vulnerabilità**

In generale, valgono le stesse considerazioni svolte con riferimento alle aree ad elevata pericolosità sismica e/o elevata vulnerabilità.

Salvo eccezioni, non va presa in considerazione l’ipotesi di rilocalizzazione di insediamenti urbani né la dismissione di impianti industriali.

In queste zone è sempre possibile prevedere lo sviluppo urbanistico anche se vanno date indicazioni stringenti/ineludibili sulle indagini ed analisi geologiche, geofisiche e geotecniche da realizzare nonché sulle indagini ed analisi strutturali necessarie per la mitigazione del rischio sismico.

### **Aree a bassa pericolosità e/o a bassa vulnerabilità**

In queste aree non sono necessarie raccomandazioni specifiche, anche se trattandosi in ogni caso di problemi legati alla difesa dai terremoti va fortemente consigliato/preteso il rispetto di criteri consolidati e condivisi, al passo con le conoscenze tecniche e professionali più recenti; con particolare riferimento alle indagini ed alle analisi geologiche, geofisiche e geotecniche da realizzare, nonché alle indagini ed alle analisi strutturali necessarie per la mitigazione del rischio sismico.

## **6.10. Relazioni tecniche sugli studi di zonazione sismica**

Al fine di garantire un efficace confronto tra i risultati di studi di microzonazione sismica su territori diversi è necessario che siano dettagliatamente prescritte le procedure tecniche alle quali attenersi per gli studi in discorso. In tal senso, questo comitato ritiene che siano di estrema utilità le indicazioni metodologiche ed operative fornite in questo documento.

Inoltre, l’esperienza condotta a livello nazionale ed anche regionale dal 1980 ad oggi suggerisce a questa commissione di chiedere che vengano anche prescritti i modi in cui devono essere redatte le relazioni di sintesi degli studi di microzonazione nonché la cartografia tematica di accompagnamento.

Le relazioni dovrebbero avere la seguente struttura:

- *Introduzione*
- Descrizione generale del territorio

- Cartografia topografica di base
- Informazioni aggiuntive sul territorio (i.e. foto aeree, mappe di destinazione d'uso del territorio, densità abitativa)
- Indice della documentazione tecnica disponibile
- *Caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche*
  - Descrizione della geologia del territorio
  - Caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche delle formazioni
- *Valutazione della scuotibilità*
  - Metodologia
  - Mappa delle faglie e della tettonica regionale
  - Sismicità storica
  - Mappe di scuotibilità regionale con dati sismologici sintetici riferiti al bedrock
- *Analisi dei dati disponibili e programmazione di indagini aggiuntive*
  - Dati geologici, geofisici e geotecnici esistenti
    - Identificazione delle fonti dei dati, rappresentatività e procedure di revisione
  - Indagini aggiuntive
    - Programmazione indagini
    - Interpretazione e discussione dei principali risultati delle indagini, con la stima delle incertezze.
- *Derivazione e creazione delle mappe di microzonazione*
  - Procedure usate per ricavare le diverse carte di zonazione
  - Stima delle incertezze e descrizione degli eventuali limiti
- *Analisi dei danni registrati a seguito di eventi sismici passati*
  - Vulnerabilità dell'ambiente costruito
    - Analisi della distribuzione dei danni
  - Vulnerabilità dell'ambiente fisico
    - Analisi della distribuzione dei danni
  - Correlazione tra distribuzione dei danni e la vulnerabilità dell'ambiente fisico e/o costruito
- *Creazione delle mappe di zonazione*
  - Descrizione delle procedure di rappresentazione cartografica e criteri di zonazione
  - Mappe:
    - Mappa della pericolosità sismica
    - Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico alla liquefazione
    - Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico alle frane
    - Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico a fenomeni di inondazione
    - Mappa della vulnerabilità dell'ambiente fisico a fratture in superficie

# APPENDICI





# Appendice A.

## Elementi di comportamento dei terreni in campo sismico\*

*Filippo Vinale*

---

### A.1. Cenno storico

Per molti decenni, a partire dai primi classici contributi di Terzaghi agli inizi del XX secolo, la Meccanica dei Terreni si è occupata prevalentemente di problemi statici, ossia di quella classe di problemi in cui gli stati tensionali e deformativi indotti nel terreno da sollecitazioni esterne sono variabili nel tempo tanto lentamente da rendere trascurabili le forze di inerzia.

Problemi di Ingegneria Geotecnica che implicano processi di carico ciclici e/o dinamici sono comunque molto diffusi e spesso rivestono grande rilevanza applicativa. Basti pensare alle problematiche poste dalle fondazioni di macchine vibranti, agli effetti del moto ondoso sulle opere di fondazione di costruzioni marittime (near-shore ed off-shore), alle vibrazioni indotte nel sottosuolo dal traffico veicolare su gomma e su ferro fino a giungere alle problematiche di natura sismica. Queste ultime sono di specifico interesse di questo documento oltre ad essere di gran lunga le più pregnanti dal punto di vista tecnico-scientifico, sociale e politico.

Di fatto, sono stati due eventi sismici verificatisi nel 1964 (Niigata, Giappone ed Anchorage, Alaska) in due paesi fortemente sviluppati quali Giappone e Stati Uniti a fornire un impulso consistente agli studi di Dinamica dei Terreni e di Ingegneria Geotecnica Sismica, che peraltro in Italia, pur con alcune significative nicchie di eccellenza, non trovano ad oggi nella pratica professionale una diffusione adeguata all'elevata esposizione di questi territori al rischio sismico.

---

\* L'appendice è una sintesi di Vinale et al., 2003.

## A.2. Propagazione di onde sismiche nei terreni

L'applicazione di una sollecitazione dinamica ad un mezzo continuo produce vibrazioni che si trasmettono sotto forma di onde (Figura A.1) all'interno del mezzo, che si distinguono in onde di volume:

- onde di compressione  $P$ ;
- onde di taglio o distorsionali  $S$ ;

e onde superficiali, che si propagano in superficie o all'interfaccia tra diversi strati:

- onde di Rayleigh  $R$ ;
- onde Love  $L$ ;

Le onde di compressione  $P$ , associate a stati deformativi di compressione-dilatazione volumetrica, si propagano con velocità  $V_p$  pari a:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{ed}}{\rho}} \quad (\text{a.1})$$

con  $E_{ed}$  modulo di compressione edometrica<sup>1</sup> e  $\rho$  densità del mezzo (rapporto tra  $\gamma$  peso dell'unità di volume del terreno e  $g$  accelerazione di gravità). Le onde di taglio  $S^2$ , connesse ai fenomeni deformativi di tipo distorsionale, invece, sono caratterizzate da velocità di propagazione  $V_s$  pari a:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{a.2})$$

dove  $G$  è il modulo di rigidezza a taglio del materiale<sup>3</sup>.

Nei terreni saturi la propagazione delle onde  $P$ , o onde di compressione, è ovviamente influenzata soprattutto dalle proprietà del fluido di porosità; invece, la velocità  $V_s$  delle onde  $S$ , o onde di taglio, dipende sempre esclusivamente dalle caratteristiche dello scheletro solido.

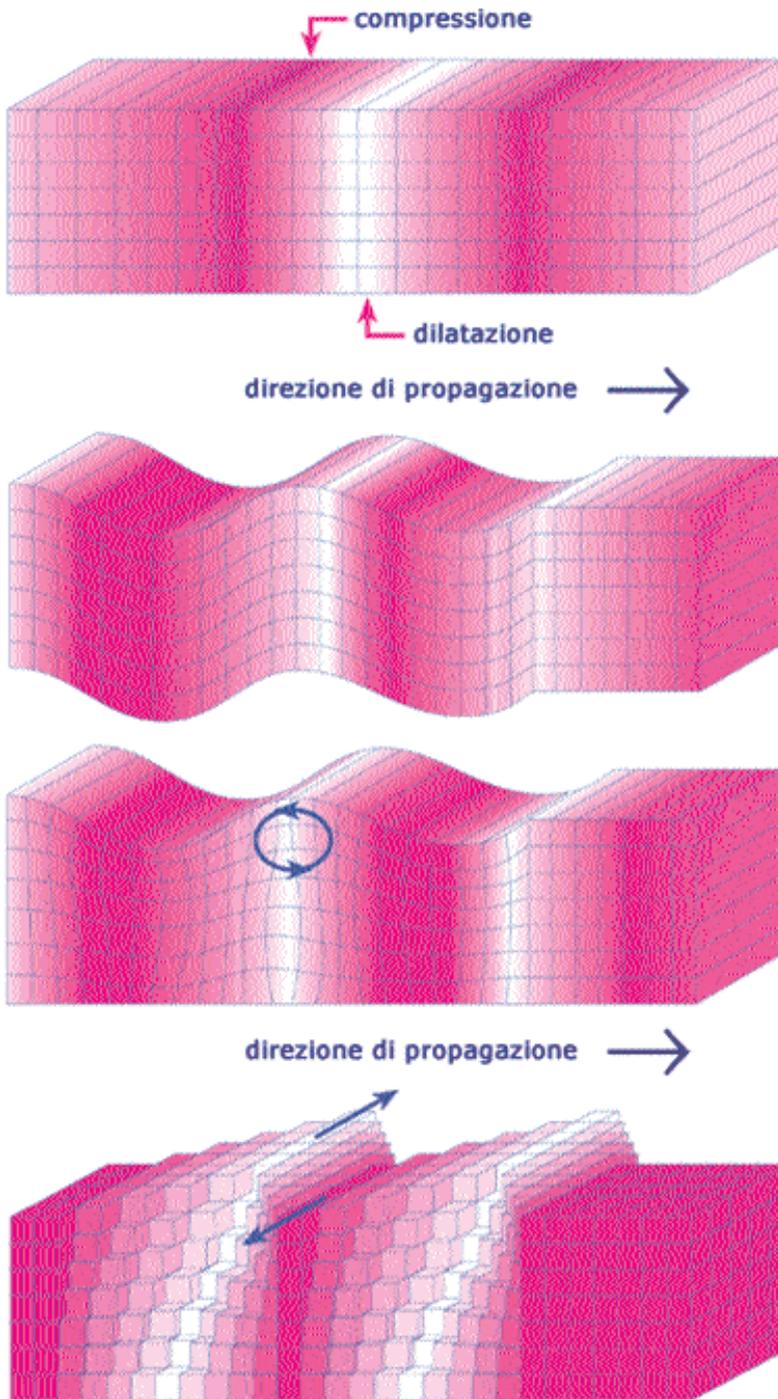
<sup>1</sup>  $E_{ed}$  rappresenta la rigidezza normale del mezzo in condizioni di deformazione laterale impedita.

<sup>2</sup> Il campo di spostamenti prodotti dalle onde  $S$  può essere scomposto in due componenti: le onde  $SH$ , polarizzate nel piano orizzontale, e le onde  $SV$ , polarizzate nel piano verticale. Un'onda  $S$  può quindi essere rappresentata come somma vettoriale delle sue componenti  $SH$  e  $SV$ .

<sup>3</sup> In molti casi, il rapporto tra velocità delle onde di compressione e velocità delle onde di taglio è approssimabile a:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}}$$

ove  $\nu$  rappresenta il coefficiente di Poisson.



**Fig. A.1.** Principali tipi di onde meccaniche che si propagano in un mezzo continuo. Dall'alto al basso: onde di compressione, onde di taglio o distorsionali S, onde di Rayleigh R, onde Love L.

Se la vibrazione è regolata nel tempo da una legge armonica di frequenza  $f$ , l'onda si propaga nello spazio descrivendo una deformata del mezzo caratterizzata da una periodicità rappresentata dalla 'lunghezza d'onda'  $\lambda$ . Questa è legata alla velocità ( $V_S$  o  $V_P$ ) e alla frequenza dalla relazione:

$$\lambda = \frac{V}{f} \quad (\text{a.3})$$

A seguito dei ben noti fenomeni di riflessione e rifrazione all'interfaccia tra strati di materiali diversi, le onde sismiche nell'attraversare gli strati di terreno più superficiali tendono ad assumere una direzione sub-verticale. Il fenomeno sismico può essere pertanto assimilato a treni d'onde di volume (onde P ed S) che si propagano verso l'alto a partire dal substrato roccioso di riferimento (v. Figura A.2).

Nei depositi naturali saturi, per la rapidità delle azioni sismiche, ci si trova in condizioni di drenaggio impedito: ne consegue che in genere i fenomeni sismici producono spostamenti riferibili a variazioni di volume (associate alle onde P) trascurabili rispetto a quelli ascrivibili a variazioni di forma (indotte dalle onde S). Si assume quindi spesso, nella pratica ingegneristica, di poter modellare la propagazione di un moto sismico mediante l'analisi (in condizioni non drenate nei terreni saturi) di onde S propagantisi verso l'alto in direzione verticale, o subverticale, con un campo di spostamenti del terreno prevalentemente polarizzati nel piano orizzontale (onde di tipo SH).

Dalle considerazioni precedenti consegue che lo stato deformativo di maggiore interesse per l'analisi del comportamento meccanico dei terreni in campo sismico è quello distorsionale. Quindi il legame tensio-deformativo di riferimento è quello tra tensioni e deformazioni tangenziali,  $\tau$ - $\gamma$  (Figura A.4), al quale si rinvierà in modo quasi esclusivo nel seguito.

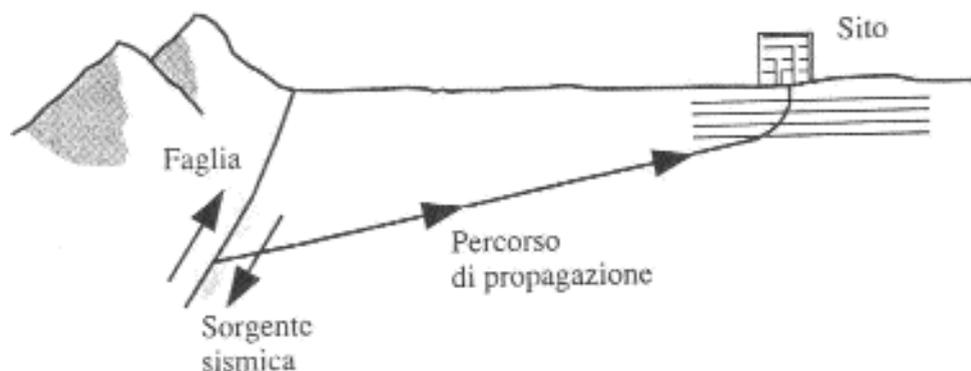


Fig. A.2. Propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito.

### A.3. Il campo di sollecitazioni

Alla Dinamica dei Terreni si ascrive lo studio di gran parte dei problemi non monotonici. Ne consegue che il campo d'azione di questa disciplina è molto più ampio di quanto lasci intendere l'aggettivo *dinamica*.

Nell'ambito delle condizioni di sollecitazione non monotoniche, vanno infatti distinti i *processi ciclici* da quelli propriamente *dinamici*. Nei primi le forze d'inerzia indotte risultano in generale trascurabili mentre nei secondi sono di notevole entità.

La previsione del campo di sollecitazioni appropriato allo studio di un problema dinamico richiede spesso approcci sostanzialmente diversi da quelli tradizionali ed in ogni caso a carattere multidisciplinare.

A questo si aggiunga che spesso le storie di carico in campo *ciclico* e *dinamico* risultano complesse. Infatti, solo raramente è possibile ricondursi ad un problema di sollecitazioni armoniche, completamente descritte da ampiezza di picco  $A_p$  e periodo  $T$  (o frequenza  $f = 1/T$ ).

In generale, si presentano condizioni più complicate riconducibili a forme periodiche, casuali o transitorie; per la loro lettura è indispensabile ricorrere all'*Analisi di Fourier*. Tale analisi si riconduce alla definizione di uno *spettro di Fourier*, che rappresenta la scomposizione di un segnale variabile definito nel dominio del tempo in una serie di armoniche con ampiezza e fase variabili in funzione della frequenza.

Qualsiasi segnale sismico può essere infatti riguardato come combinazione di un infinito numero di armoniche di ampiezza ( $A$ ), fase ( $\phi$ ) e frequenza ( $f$ ) assegnate. Questo concetto è schematicamente rappresentato in Figura A.3, che evi-

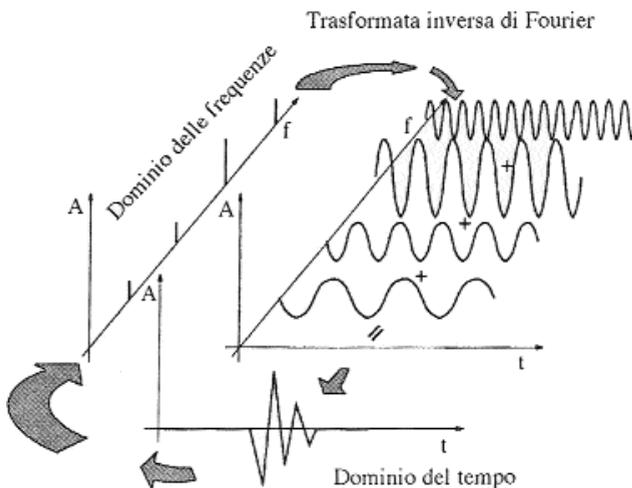


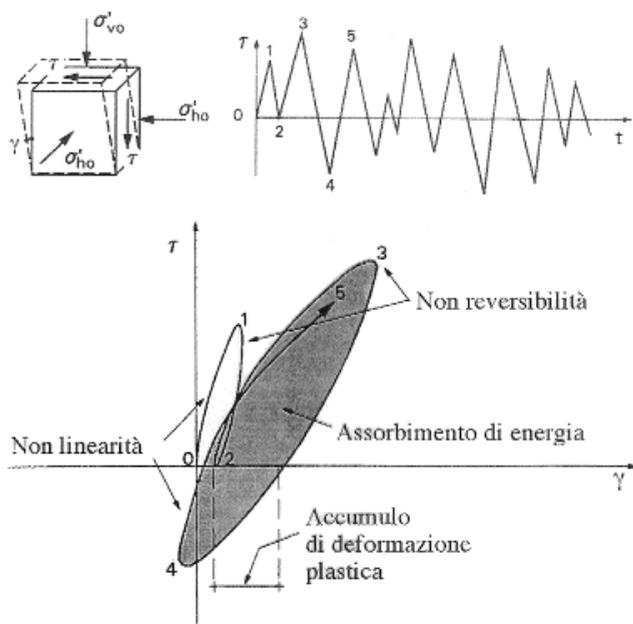
Fig. A.3. Idealizzazione di trasformata diretta ed inversa di Fourier.

denza l'esistenza di due possibili rappresentazioni di un'onda: quella nel dominio del tempo e quella, meno usuale, nel dominio delle frequenze. Ciò è possibile scomponendo il segnale in armoniche mediante la trasformata di Fourier, con la quale si individuano fase ed ampiezza delle armoniche costituenti il segnale sismico. La conversione dal dominio delle frequenze al dominio del tempo, si realizza mediante la trasformata inversa di Fourier.

## A.4. Il campo di deformazioni

La risposta del terreno in condizioni cicliche e dinamiche è qualitativamente indicata in Figura A.4, dove sono evidenziati alcuni aspetti del legame tensio-deformativo. Come verrà puntualizzato più oltre, la misura in cui intervengono i vari aspetti peculiari del comportamento ciclico di un terreno è determinata soprattutto dall'entità delle deformazioni di taglio indotte.

In definitiva le deformazioni di taglio e la combinazione tra velocità d'applicazione del carico e capacità drenanti del terreno, condizionano le modalità con cui procedere alla caratterizzazione del suo comportamento meccanico e la scelta del modello costitutivo da adoperare per la soluzione dei problemi applicativi.



**Fig. A.4.** Comportamento tensio-deformativo di un elemento di terreno sottoposto ad una sollecitazione di taglio semplice variabile nel tempo con legge irregolare. I punti numerati nei due diagrammi sono qualitativamente corrispondenti.

In generale le deformazioni indotte nei problemi applicativi di campo sismico sono molto ridotte, anche inferiori a  $10^{-5}$ ÷ $10^{-4}$  (0.001%÷0.01%), e solo di rado superano  $10^{-3}$  (0.1%), con l'eccezione ovvia di quei casi nei quali si verificano fenomeni di rottura (liquefazione, frane, etc.).

Per affrontare i problemi legati da un lato alla ripetizione nel tempo delle sollecitazioni e, dall'altro, alle piccole deformazioni è stato necessario sviluppare nel corso degli anni tecniche sperimentali innovative, sia in sito sia in laboratorio.

In sito sono state adattate al campo di interesse, ben note e consolidate procedure sperimentali di origine geofisica: cross hole, down hole, SASW, etc.

In laboratorio sono state concepite attrezzature sperimentali e procedure di prova originali: prove di vibrazione forzata, prove di vibrazione libera, prove cicliche, etc.

Per molti anni tutte queste procedure sperimentali hanno avuto un impiego unicamente dinamico, nel senso che sono state utilizzate esclusivamente per caratterizzare il comportamento dei terreni in campo sismico. Recentemente è stato provato che se è vero che esistono comportamenti diversi del terreno in ragione della natura delle sollecitazioni applicate, essi possono essere ricondotti ad un unico modello reologico. Pertanto gli aggettivi "statico" e "dinamico" non vanno attribuiti alle caratteristiche del terreno, ma piuttosto alle tecniche sperimentali ed alle procedure di interpretazione, così come ai problemi al finito ed alle relative procedure di analisi.

## A.5. Aspetti del comportamento associati a livelli deformativi

Il comportamento non lineare e non reversibile di un terreno in condizioni di taglio semplice ciclico è sintetizzabile attraverso una coppia di *parametri equivalenti*: questi si introducono allo scopo di riassumere le caratteristiche medie di rigidezza lungo la curva di primo carico, e le proprietà dissipative/anelastiche globalmente mostrate dal materiale nel corso di un ciclo di scarico-ricarico nel piano  $\tau$ - $\gamma$ . All'ampiezza di picco  $\gamma_c$  di quest'ultimo si associano pertanto il *modulo di taglio secante*  $G$ , ed il *fattore di smorzamento*  $D$ , le cui definizioni sono riportate in Figura A.5.

L'evoluzione complessiva del comportamento del terreno al crescere del livello di sollecitazione è convenzionalmente rappresentata dall'andamento dei suddetti parametri con la deformazione tangenziale  $\gamma$ . In funzione del valore attinto da quest'ultima, è possibile definire tre campi di comportamento meccanico fenomenologicamente differenti, rispettivamente indicati come campo delle *basse*, *medie* ed *elevate* deformazioni.

### Basse deformazioni

La non linearità del legame tra tensioni e deformazioni tangenziali è qualitativamente illustrata nella Figura A.6; la rigidezza tangenziale, espressa attraverso il

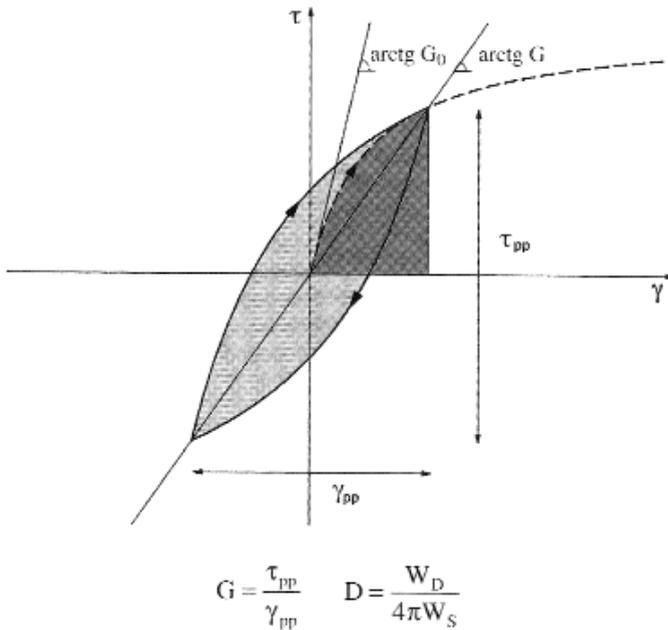


Fig. A.5. Definizione del modulo di rigidezza a taglio,  $G$ , e del fattore di smorzamento,  $D$ , in un ciclo di ampiezza  $\gamma$ .

modulo secante  $G$ , assume un valore iniziale massimo ( $G_0 \equiv G_{\max}$ ), per poi ridursi progressivamente all'aumentare della deformazione.

La non linearità si manifesta sempre, fin dai più bassi livelli di sollecitazione; di fatto è lecito ritenere  $G(\gamma) \equiv \text{costante} = G_0$  solo per distorsioni inferiori ad una “soglia di linearità” [ $\gamma = \gamma_l$ , convenzionalmente attinta quando  $G(\gamma) = 0.95 G_0$ ].

In questo ambito di deformazioni, il legame  $\tau$ - $\gamma$  è ai fini pratici interpretabile con una relazione di tipo lineare. Osservando infatti la risposta di un elemento di terreno durante un ciclo di carico-scarico-ricarico applicato a bassa velocità e misurandone le proprietà dissipative attraverso la percentuale  $\chi$  di energia di deformazione dispersa nel ciclo completo ( $W_D$ ) rispetto a quella immagazzinata nella fase di carico ( $W_S$ ), si verifica che essa assume valore trascurabile (Figura A.6 a). La soglia di linearità viene in generale attinta per valori delle deformazioni tangenziali  $\gamma$  estremamente ridotte, variabile tra  $10^{-4}\%$  e  $10^{-2}\%$  (corrispondente ad un valore assoluto compreso tra  $10^{-6}$  e  $10^{-4}$ ).

### Medie deformazioni

Superata la “soglia di linearità”  $\gamma_l$ , il comportamento del terreno si manifesta sempre più marcatamente non lineare. All'aumentare dell'ampiezza della solleciti-

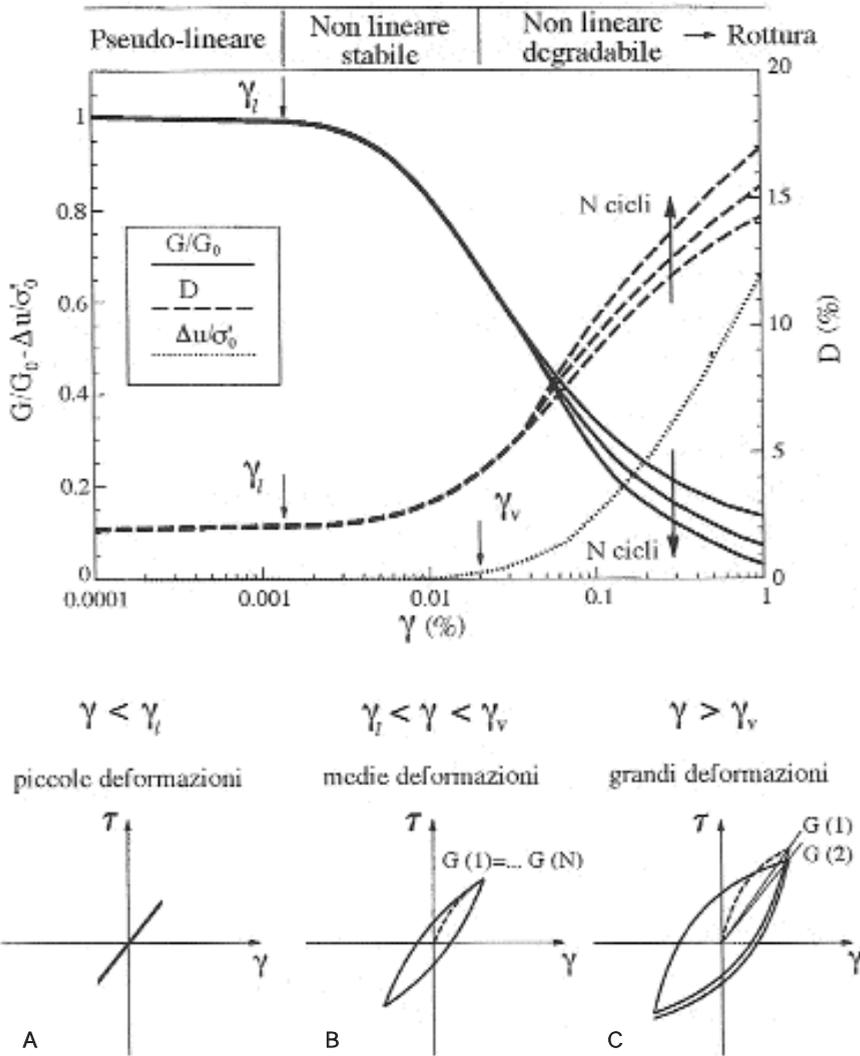


Fig. A.6. Livelli deformativi ed aspetti del comportamento meccanico del terreno in condizioni di taglio semplice ciclico.

tazione ciclica l'aspetto dei cicli  $\tau$ - $\gamma$  si modifica sensibilmente: il modulo secante  $G(\gamma)$  diminuisce e l'aliquota di energia dissipata per ciclo ( $W_D/W_S$ ) aumenta.

Il materiale non sembra comunque conservare memoria della storia ciclica pregressa (Figura A.6 b): al termine di un ciclo completo il terreno ritorna nello stato iniziale, tendendo a ripercorrere la stessa curva tensione-deformazione se nuovamente sottoposto ad una medesima storia di carichi tangenziali.

Si può in definitiva affermare che il comportamento tensione-deformazione è "stabile", e permette di essere modellato definendo per ogni valore di  $\gamma_c$  un unico

ciclo  $\tau$ - $\gamma$ , al quale si associa quindi un'unica coppia di valori dei parametri equivalenti  $G$  e  $D$  (approccio "lineare equivalente").

A sollecitazioni cicliche applicate nel campo deformativo così definito conseguono, all'atto dello scarico, trascurabili valori residui delle deformazioni volumetriche (in condizioni drenate) o delle sovrappressioni neutre (in condizioni non drenate).

## Deformazioni elevate

All'aumentare dell'ampiezza delle sollecitazioni cicliche, si individua un ulteriore livello di deformazione ( $\gamma = \gamma_v$ ), superiore alla soglia  $\gamma_1$  per uno ÷ due ordini di grandezza, al di là del quale il comportamento del terreno diviene affetto in maniera significativa da modifiche irreversibili dell'assetto particellare. Nel campo di deformazioni superiori a questa seconda soglia ( $\gamma > \gamma_v$ ) si evidenzia l'effetto dei fattori legati alla non-monotonicità delle sollecitazioni: le caratteristiche di deformabilità del terreno, lette in termini di parametri di rigidità e dissipazione, evolvono/variano all'aumentare del numero di cicli (Figura A.6c).

In particolare, per alcuni materiali (ad esempio le sabbie sciolte asciutte) si possono verificare fenomeni di graduale addensamento, fino al "rientro" in condizioni di stabilità dopo un certo numero di cicli. In gran parte dei casi, viceversa, i materiali manifestano tendenza alla degradazione progressiva, segnalata dall'incremento di deformazioni tangenziali non recuperabili. Inoltre, per effetto del comportamento dilatante o contraente dello scheletro solido, si accumulano deformazioni volumetriche in condizioni drenate, sovrappressioni neutre in condizioni non drenate. Dopo escursioni a deformazioni maggiori di  $\gamma_v$ , una nuova fase di carico deviatorico darà quindi luogo ad una risposta iniziale del terreno modificata rispetto a quella esibita dal materiale non presollecitato.

L'insieme dei fenomeni appena descritti viene indicato come *degradazione ciclica*, termine che riflette le modifiche strutturali dello scheletro solido sottese dall'evoluzione della risposta meccanica: nel campo deformativo così definito ( $\gamma_1 < \gamma < \gamma_v$ ), i risultati sperimentali sono talmente condizionati dalla storia ciclica progressiva, che i parametri meccanici utilizzati ai livelli deformativi inferiori non sono più sufficienti a definire la risposta del terreno in funzione della sollecitazione corrente. In altre parole, l'approccio lineare equivalente precedentemente introdotto è improponibile, perché le relazioni  $G(\gamma)$  e  $D(\gamma)$  non sono più univoche (il comportamento meccanico non è più "stabile"). In tali casi, può essere sufficiente una generalizzazione del modello con l'introduzione dell'effetto del numero dei cicli  $N$ ; in alternativa, è giocoforza ricorrere all'analisi incrementale ed a leggi costitutive di tipo non lineare.

# Appendice B.

## Comportamento a rottura dei terreni sotto azioni cicliche\*

*Francesco Silvestri*

---

Oltre la soglia volumetrica ed avvicinandosi alle condizioni di rottura, il carattere ciclico delle azioni sismiche, variabili in ampiezza e frequenza, può produrre una variazione, rispetto alle condizioni statiche, della resistenza al taglio del terreno. Quest'ultima, con riferimento al criterio di Mohr-Coulomb, può essere espressa in termini di tensioni efficaci, nella forma:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \tan \varphi' \quad (\text{b.1})$$

dove  $\sigma'_0$  rappresenta la tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente in condizioni precedenti al moto sismico.

In linea di principio, si riconoscono quindi due fondamentali fattori di influenza sulla resistenza a taglio  $\tau_f$ :

- la “degradazione per fatica” delle caratteristiche di resistenza,  $c'$  e  $\varphi'$ ;
- l’innescò e l’accumulo della pressione interstiziale,  $\Delta u$ , per i terreni saturi.

Quest'ultimo fenomeno può verificarsi con modalità variabili in relazione al rapporto tra velocità di sollecitazione (proporzionale alla frequenza delle azioni sismiche,  $f$ ) e capacità drenanti del terreno (espresse ad esempio dal coefficiente di consolidazione,  $c_v$ ). In genere, la combinazione tra queste grandezze è tale che, per la quasi totalità dei fenomeni deformativi direttamente prodotti da terremoti, le condizioni di drenaggio sono di fatto impedito, anche per i terreni a grana grossa (cfr. Zienkiewicz et al., 1980). In questi materiali, che nella maggior parte dei casi hanno elevata permeabilità e sono sprovvisti di coesione, occorre quindi analiz-

---

\* L'appendice è una rielaborazione di Silvestri, 2005.

zare i meccanismi di resistenza ciclica in condizioni non drenate, contestuali all'evento sismico e connesse all'accumulo di sovrappressioni interstiziali.

Dopo un terremoto, le condizioni di riferimento per le analisi di stabilità e di spostamenti sono quelle drenate e pertanto risultano di interesse tecnico il recupero di resistenza e le deformazioni di volume in tempi brevi.

Per i terreni a grana fine, interessa valutare la resistenza non drenata in condizioni cicliche e post-cicliche, queste ultime rilevanti ai fini delle analisi statiche a breve termine dopo l'evento sismico. Quando le sovrappressioni interstiziali indotte dall'evento sismico sono rilevanti, è opportuno procedere anche alla valutazione degli eventuali fenomeni di 'subsidenza a lungo termine', derivante dalla ri-consolidazione post-ciclica.

## B.1. Resistenza ciclica di terreni a grana grossa

I meccanismi deformativi dei terreni a grana grossa in prossimità della rottura sono, come in campo statico, fortemente dipendenti dallo stato di addensamento.

In particolare, le sabbie sciolte mostrano tendenza ad un comportamento contraente, e in esse può accadere che, dopo un certo numero di cicli di sollecitazione, la sovrappressione accumulata  $\Delta u$  uguagli la tensione efficace iniziale, cioè  $\Delta u = \sigma'_0$  (Figura B.1 a). Ne deriva, per la (b.1), la perdita di resistenza al taglio: questo fenomeno è definibile come 'liquefazione' e corrisponde ad una vera e propria 'transizione di fase' del terreno.

Le sabbie dense, al contrario, esibiscono un comportamento tendenzialmente dilatante, più stabile e con capacità di recupero della resistenza momentaneamente persa. Il fenomeno è chiamato 'mobilità ciclica' (Figura B.1b); in esso non si os-

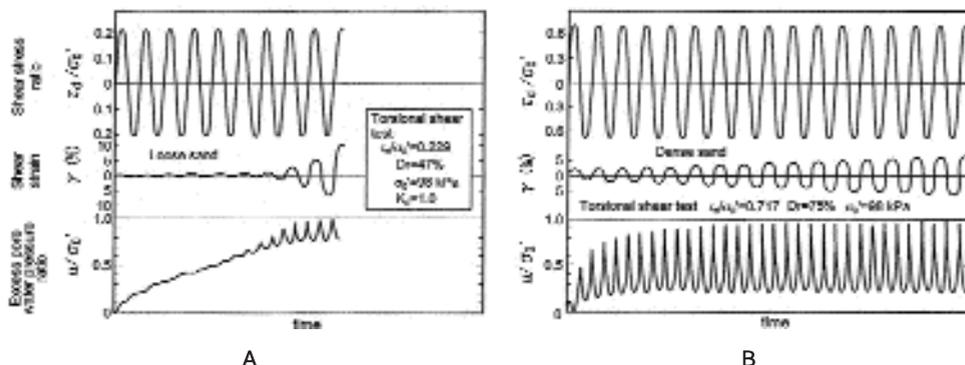


Fig. B.1. Cicli sperimentali di tensione, deformazione e sovrappressione interstiziale in una sabbia sciolta (A) ed una densa (B) (prove di torsione ciclica su sabbia del fiume Fuji, da Ishihara, 1985).

serva il repentino incremento di deformazioni distorsionali, caratteristico della liquefazione.

Sotto cicli di tensioni di taglio con ampiezza costante, in sabbie sciolte saturate il graduale incremento di pressione interstiziale conduce il percorso di tensioni efficaci ad approssimarsi all'inviluppo di rottura (Figura B.2a). Raggiunte queste condizioni, le deformazioni di taglio aumentano significativamente ed i cicli di isteresi assumono un aspetto distorto (a banana) e con pendenza degradante verso l'orizzontale, corrispondente ad una rigidità tangenziale che tende ad annullarsi.

Anche nelle sabbie dense saturate, soggette a mobilità ciclica, il percorso tensionale si avvicina gradualmente all'inviluppo di rottura (Figura B.2b), ma le modifiche di ampiezza di deformazione a taglio e di forma dei cicli di isteresi sono più graduali e meno improvvise: dopo numerosi cicli di carico, la deformazione tangenziale si assesta ad un valore limite (Figure B.1b e B.2b) ed il ciclo d'isteresi assume una forma più stabile, tipica dei materiali a comportamento incrudente.

La 'resistenza ciclica' di un terreno granulare è rappresentabile mediante la relazione tra il 'rapporto tensionale' a rottura,  $\tau/\sigma'$ , ed il numero di cicli,  $N_c$ . Dal punto di vista applicativo, l'innesco della liquefazione è definibile secondo due approcci, in relazione alla scelta di riferirsi a grandezze tensionali o deformative.

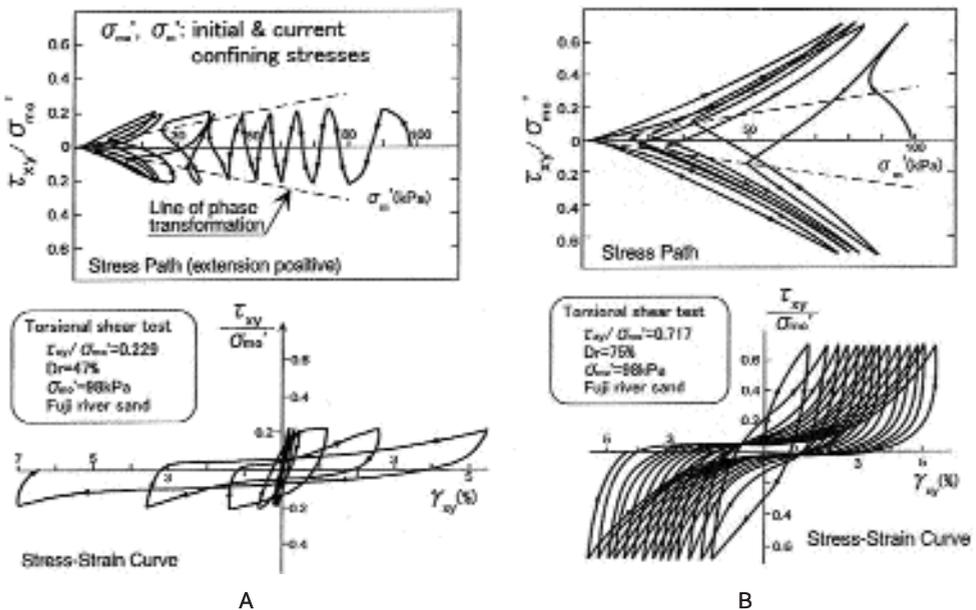


Fig. B.2. Percorsi tensionali (in alto) e cicli tensione-deformazione (in basso) in una sabbia sciolta (A) ed una densa (B) (da Ishihara, 1985, cfr. Figura 2.8).

Se ci si riferisce allo stato tensionale efficace (come ad esempio nelle analisi pseudo-statiche), l'innesco di liquefazione è definito dalla condizione:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = 1 \quad (\text{b.2})$$

dove il 'rapporto di sovrappressione interstiziale',  $r_u$ , per depositi orizzontalmente stratificati è tipicamente riferito alla tensione efficace verticale litostatica,  $\sigma'_{v0}$ .

In alternativa, si può assumere che l'innesco della liquefazione corrisponda al raggiungimento di un valore limite dell'ampiezza di deformazione tangenziale (ad esempio,  $\gamma = 5\%$ ). Quest'approccio può essere preso come riferimento per le previsioni di stati deformativi ottenibili con analisi dinamiche.

## B.2. Resistenza ciclica e post-ciclica di terreni a grana fine

I terreni limo-argillosi presentano meccanismi di evoluzione della resistenza ciclica qualitativamente analoghi a quelli dei terreni a grana grossa, ma regolati da fenomeni più articolati e complessi.

Se, come è consuetudine per i terreni a grana fine, la resistenza al taglio in condizioni non drenate è espressa nella forma:

$$\tau_f = c_t \quad (\text{b.3})$$

la variazione osservata sperimentalmente in condizioni cicliche della resistenza non drenata,  $c_{ur}$ , rispetto a quella misurabile sotto sollecitazioni statiche, risulta dall'effetto combinato della degradazione di  $c'$  e  $\phi'$ , e dell'incremento  $\Delta u$  [cfr. la (b.1)].

La degradazione dei parametri di resistenza al taglio, apprezzabile per effetto di cicli di sollecitazione a bassa frequenza, nel corso delle azioni sismiche è, in parte o in tutto, compensata dall'incremento di resistenza indotto dall'elevata velocità di sollecitazione.

La generazione ed accumulo di sovrappressioni interstiziali nei terreni a grana fina non può fisicamente produrre un fenomeno analogo alla liquefazione, a causa della natura elettrochimica dei legami interparticellari. Ciò non esclude però che la resistenza non drenata di questi terreni sia comunque fortemente influenzata da questo fattore.

L'entità della variazione di resistenza è condizionata dalla combinazione di fattori costitutivi (granulometria e plasticità, caratteri micro- e macro-strutturali), dallo stato e la storia tensionale (grado di sovraconsolidazione) e dalla storia di sollecitazione ciclica (cfr. p.es. Dobry & Vucetic, 1987).

La resistenza non drenata dei terreni fini in condizioni sismiche andrebbe quindi idealmente determinata con prove cicliche di laboratorio ce riproducano, su

campioni indisturbati, lo stato tensionale iniziale di riferimento ed un percorso di sollecitazione equivalente, in termini di ampiezze delle tensioni deviatoriche e di numero di cicli, alle azioni sismiche di progetto.

In assenza di determinazioni sperimentali appropriate, si può ricorrere a relazioni empiriche di letteratura che esprimono l'accumulo di sovrappressioni interstiziali  $\Delta u$  (per le analisi in tensioni efficaci) o la variazione della resistenza non drenata ciclica,  $c_u$ , con il numero di cicli di sollecitazione,  $N_c$  (per le analisi in tensioni totali).



# Appendice C.

## Prove di laboratorio sui terreni\*

Filippo Santucci de Magistris

### C.1. Prove statiche

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 & Shibuya, 1992),

Nelle *prove cicliche* la sollecitazione di compressione assiale o di taglio è 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*. La determinazione quantitativa di tali peculiarità (ad esempio effetti dissipativi derivanti da assorbimento di energia, accumulo di deformazioni plastiche cicliche o sviluppo di sovrappressioni interstiziali) può essere necessaria per la risoluzione di alcuni problemi di ingegneria geotecnica sismica. Le prove monotone, tipicamente utilizzate in campo statico, forniscono invece esclusivamente misure della rigidità (utilizzando opportune apparecchiature e protocolli sperimentali) e della resistenza dei terreni.

Nelle prove cicliche, le modalità di controllo di carichi o spostamenti individuano due classi di schemi sperimentali: prove di compressione, in cui sono controllati valori e direzioni principali di tensione o deformazione; prove di taglio, caratterizzate viceversa dalla possibilità di controllare direttamente gli sforzi o le deformazioni tangenziali al contorno del volume di terreno.

---

\* L'appendice è una rielaborazione di Santucci de Magistris, 2005a.

## Prove triassiali cicliche

Le prove consistono in cicli di compressione-estensione cilindrica (v. Figura C.1) realizzate mediante apparecchiature triassiali che possono essere a carico e/o a deformazione controllata (v. es. ASTM D 3999-91, ASTM D 5311-92, JGS 0541-2000, JGS 0542-2000).

Le prove sono spesso spinte sino alla rottura ed in tal caso prevalentemente finalizzate a studi sui meccanismi di liquefazione di terreni incoerenti saturi.

In generale le apparecchiature per eseguire le prove triassiali cicliche differiscono rispetto alle apparecchiature triassiali convenzionali almeno:

- nei sistemi per l'applicazione dei carichi, che possono essere di tipo elettro-idraulico o di tipo pneumatico;
- nei sistemi di acquisizione dei dati dai trasduttori, che devono essere sufficientemente veloci;
- nella connessione tra provino e testa di carico, che deve assicurare la possibilità di eseguire fasi di estensione.

Qualora le prove debbano essere utilizzare per misure di rigidità dei terreni alle piccole e medie deformazioni, occorre prestare particolare cura a:

- *Sistemi per la misura della forza assiale.* La misura deve essere effettuata all'interno della cella triassiale, in prossimità del provino.
- *Misura degli spostamenti assiali.* Per una misura accurata è necessario disporre di trasduttori locali che misurano spostamenti di punti appartenenti al provino. Le misure di deformazione vengono effettuate direttamente sul provino e di norma lungo due verticali diametralmente opposte, con la deformazione assiale complessiva derivante dalla media delle due misure.

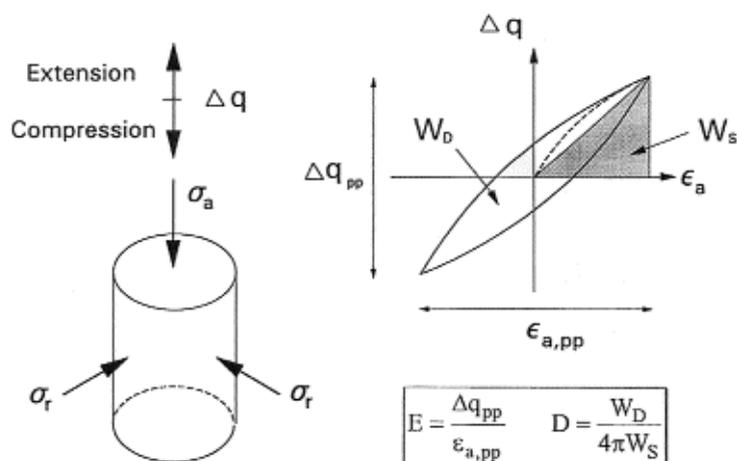


Fig. C.1. Prove triassiali cicliche: schema delle sollecitazioni e grandezze misurabili.

- *Attuatori di carico.* È necessario utilizzare attuatori dei carichi caratterizzati da un'adeguata risoluzione. Gli attuatori dovrebbero consentire di eseguire prove lungo percorsi che in fase di riconsolidazione riproducano lo stato tensionale in sito e in fase di taglio consentano di analizzare il comportamento meccanico lungo diversi percorsi di sollecitazione.

Nell'esecuzione di prove triassiali cicliche, le procedure sperimentali sono determinate dalle finalità delle prove.

Le prove per analizzare la deformabilità dei terreni sono condotte tipicamente eseguendo una serie di cicli ad ampiezza di deformazione o di carico crescente, in condizioni drenate o non drenate, fissando una determinata frequenza del carico (o una velocità di deformazione). Tra ogni serie di cicli può eventualmente essere interposta una fase di consolidazione.

Stabilito un criterio operativo per definire la condizione di liquefazione (ad esempio  $r_u = u/\sigma'_{v0} = 1$  oppure  $\gamma = \gamma_{lim} = 5\%$ ), le prove per analizzare la resistenza di un terreno a liquefazione sono condotte eseguendo una serie di cicli non drenati ad un fissato livello tensionale o deformativo, fino al raggiungimento della condizione di rottura. I risultati, in tal caso, sono tipicamente rappresentati attraverso la relazione tra il rapporto tensionale a rottura,  $q/\sigma'_{v0}$ , ed il numero di cicli,  $N_c$ .

I criteri d'interpretazione delle prove permettono la definizione, per ogni ciclo di carico e scarico, del modulo di elasticità normale  $E$  e del fattore di smorzamento  $D$ , mediante l'analisi diretta delle curve tensione-deformazione.

La tensione deviatorica deve essere calcolata tenendo in conto della area trasversale corrente del provino, che tipicamente viene valutata assumendo una deformazione di tipo cilindrico.

Tra le diverse apparecchiature si segnala quella progettata presso l'Università di Tokyo (Tatsuoka et al., 1994; Santucci de Magistris et al., 1999) in uso presso in Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università degli Studi di Napoli Federico II (Parlato & Santucci de Magistris, 2003).

### **Prove di taglio semplice cicliche**

Le prove si eseguono applicando una sollecitazione di taglio, variabile con una legge periodica, su un provino tozzo (v. Figura C.2). Gli apparecchi sono scaturiti dall'adattamento dei tradizionali sistemi di applicazione del carico tangenziale su provini di forma cilindrica (sistema del Norwegian Geotechnical Institute) o di parallelepipedo (versione dell'Università di Cambridge).

In tali apparecchiature, generalmente, il carico verticale è applicato per mezzo di un pistone ad aria a camera singola. La sollecitazione di taglio orizzontale (monotona o ciclica) può essere applicata o tramite un pistone pneumatico a doppia ca-

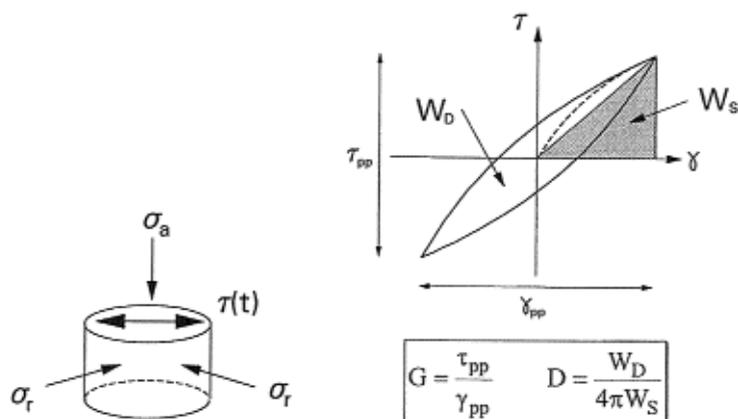


Fig. C.2. Prove di taglio semplice cicliche: schema delle sollecitazioni e grandezze misurabili.

mera (prove a carico controllato) o da un motore elettrico a velocità variabile (prove a deformazione controllata).

Analogamente alle prove triassiali cicliche, le prove di taglio semplice ciclico possono essere finalizzate a misurare la rigidità dei terreni ovvero il potenziale di liquefazione, descritto dalla relazione tra il rapporto tensione tangenziale e la tensione efficace verticale ( $\tau/\sigma'_{v0}$ ) ed il numero di cicli per arrivare a liquefazione  $N_c$ .

Anche in questo tipo di prova, la misura diretta di tensioni e deformazioni nel corso della sollecitazione ciclica garantiscono la possibilità della misura diretta di rigidità a taglio  $G$  e smorzamento  $D$ . L'accuratezza di tali misure è però generalmente limitata a causa della deformabilità propria dell'apparecchiatura e dall'attrito nel sistema di trasmissione dei carichi taglianti al provino di terreno.

Un'evoluzione delle apparecchiature di taglio semplice ciclico è rappresentata dal "double specimen direct simple shear device" (Doroudian & Vucetic, 1995) che, a fronte di una qualche difficoltà operativa, consente di ottenere in maniera dettagliata rigidità e smorzamento del terreno sottoposto ad azioni cicliche (Lanzo et al., 1997; Vucetic et al., 1998).

### Prove torsionali cicliche

Nelle prove di taglio torsionale ciclico si attuano condizioni di taglio semplice su provini cilindrici, sovrapponendo ad uno stato di tensione efficace isotropo e non (applicato nella fase di pre-sollecitazione statica), una coppia torcente variabile nel tempo con legge periodica (JGS 0543-2000) (v. Figura C.3).

Lo stato tensio-deformativo prodotto è condizionato dalle differenti possibili forme, dimensioni e condizioni di vincolo dei provini, che nella gran parte dei casi sono cilindri (pieni o cavi) di forma allungata ( $H/D \geq 2$ ).

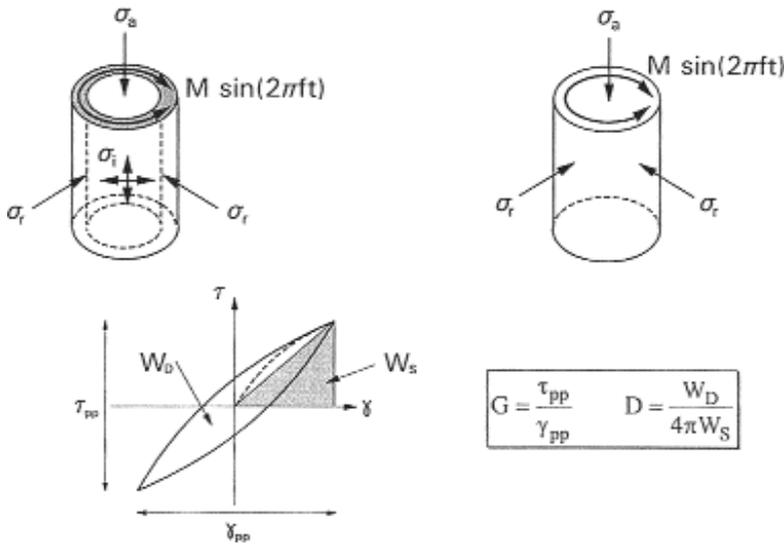


Fig. C.3. Prove torsionali cicliche: schema delle sollecitazioni e grandezze misurabili.

Le prove sono di frequente condotte a carico controllato, o in alternativa a deformazione controllata. Gli attuatori di carico sono generalmente di tipo elettromagnetico, elettromeccanico o pneumatico.

Le prove sono indicate per la misura della rigidità dei terreni a piccole e medie deformazioni, in tali misure non essendo necessario il ricorso a trasduttori locali di deformazione. Per misurare la rigidità dei terreni le prove sono condotte tipicamente eseguendo una serie di cicli a livello di carico (o di deformazione) crescente, in condizioni drenate o non drenate, fissando una determinata frequenza del carico (o una velocità di deformazione). Tra ogni serie di cicli può eventualmente essere interposta una fase di consolidazione.

Di norma, se vengono utilizzati attuatori di carico torsionale di tipo elettromagnetico, non è possibile portare i provini a rottura. In tal caso, non è possibile determinare il potenziale di liquefazione.

Come nelle altre prove cicliche, il comportamento meccanico del terreno può ottenersi dall'interpretazione diretta dei cicli di scarico e ricarico, eventualmente sintetizzati attraverso i parametri equivalenti rigidità a taglio  $G$  e fattore di smorzamento  $D$ , associati al livello di deformazione tangenziale  $\gamma$ .

## C.2. Prove dinamiche

Le prove dinamiche di laboratorio 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.

### Prove di colonna risonante

Nelle prove di colonna risonante si applicano tipicamente carichi variabili con legge sinusoidale e con frequenze elevate, in modo da raggiungere la condizione di risonanza per l'insieme costituito dal provino di terreno e dal sistema per l'applicazione dei carichi (si veda ad esempio ASTM D4015-92) (Figura C.4).

Le prove sono generalmente condotte su provini cilindrici utilizzando degli attuatori di carico di tipo elettromagnetico, in modo che nella stessa apparecchiatura possano eseguirsi anche prove torsionali cicliche<sup>1</sup>. Lo schema sperimentale più comune è quello del tipo *fixed-free* in cui le rotazioni della base inferiore del provino sono impedito la base superiore è completamente libera di ruotare<sup>2</sup>.

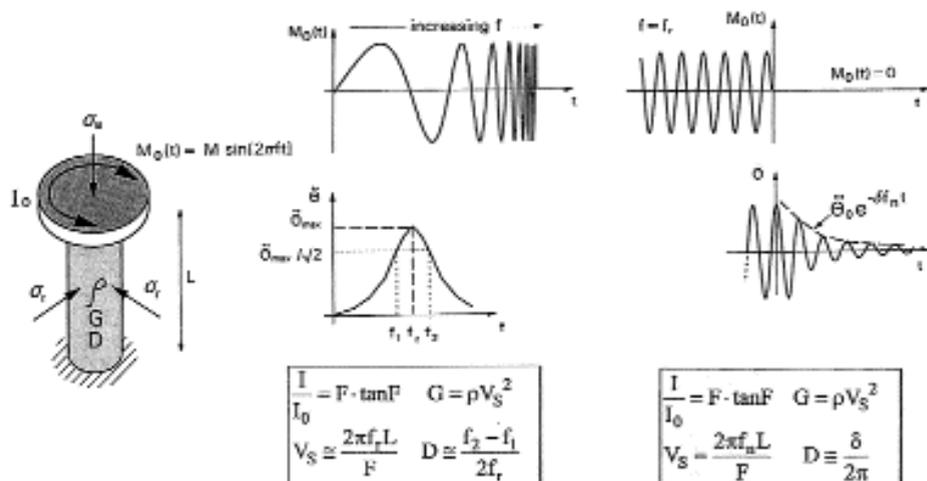


Fig. C.4. Prove di colonna risonante: schema delle sollecitazioni e criteri di interpretazione nel caso di risonanza e di decadimento libero.

<sup>1</sup> In tal caso l'attuatore di carico deve essere in grado di produrre sia sollecitazioni di bassa frequenza per le prove torsionali cicliche che di frequenza più elevata per le prove di colonna risonante.

<sup>2</sup> Questo schema si realizza nella pratica utilizzando attuatori di carico elettromagnetici e sistemi di misura della rotazione del provino (accelerometri, trasduttori di prossimità, laser) che non introducono alcun vincolo al movimento della testa superiore del provino.

Durante una prova di colonna risonante, il provino è sollecitato da una coppia torcente di ampiezza costante e di frequenza variabile in un campo che include la prima frequenza di risonanza  $f_r$  del sistema costituito dal provino e dall'attuatore di carico. Per lo schema *fixed-free*, l'interpretazione delle prove si basa sull'individuazione della prima frequenza di risonanza  $f_r$  e delle frequenze di taglio  $f_1$  ed  $f_2$  (valori di frequenza corrispondenti rispettivamente alla rotazione massima  $\theta_{max}$  ed a  $\sqrt{2}/2$  di quella massima) dell'insieme composto dal provino e dal dispositivo di eccitazione. Note l'inerzia polare del sistema di eccitazione  $I_0$  e quella del provino  $I$ , risulta possibile definire i valori di rigidezza  $G$  e smorzamento  $D$  del terreno tramite la risoluzione dell'equazione caratteristica del modello dinamico di riferimento (si veda ad esempio Drnevich, 1985 o Silvestri, 1991). Lo smorzamento si può ottenere utilizzando i due diversi metodi della 'semibanda di potenza' e del 'fattore di risonanza'. La deformazione tangenziale a cui associare tali valori è ricavata dalla conoscenza di  $\theta_{max}$ .

I valori di rigidezza e di smorzamento del terreno possono essere anche ottenuti attraverso le cosiddette prove di decadimento, nelle quali si misura l'oscillazione libera dell'insieme costituito da provino di terreno e sistema di applicazione dei carichi torsionali.

Come specificato nel caso delle prove torsionali cicliche, con le prove di colonna risonante non è possibile raggiungere la condizione di rottura, per cui le prove sono utilizzate solo per determinare le leggi di decadimento della rigidezza e di incremento del fattore di smorzamento con la deformazione tangenziale.

Una tipica sequenza di prova consiste quindi in una serie di step non drenati, a livelli di deformazione crescenti<sup>3</sup>.

Tra le apparecchiature per prove torsionali cicliche e dinamiche merita una segnalazione particolare quella in dotazione all'Università degli Studi di Napoli Federico II (d'Onofrio et al., 1999) progettata migliorando lo schema proposto dall'Università del Texas ad Austin.

## Bender elements

Durante una prova di laboratorio su un provino di terreno, è possibile misurare la velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ , che, come detto, è direttamente correlata al valore del modulo di taglio iniziale,  $G_0$ .

La tecnica più diffusamente adottata per effettuare tali misure è quella dei cosiddetti *bender elements*, o trasduttori piezoceramici a flessione. Il funzionamento di tali trasduttori si basa sulla proprietà di alcuni cristalli di polarizzarsi elettrica-

---

<sup>3</sup> In prove del tipo RC-TS, ovvero di colonna risonante e di taglio torsionale, ogni fase della prova ad un fissato livello di deformazione è costituita da una prova di colonna risonante e da almeno una prova di taglio torsionale ad una fissata frequenza di applicazione del carico.

mente quando si deformano, e di deformarsi quando soggetti ad un campo elettrico. La prima proprietà è quella che viene sfruttata per la costruzione del rilevatore delle onde (infisso in una delle basi del provino) mentre la seconda è quella propria del generatore (infisso nella base opposta). Il trasduttore usato come generatore si deforma come una mensola e nel deformarsi produce delle onde di taglio. Il ricevitore, colpito dall'onda propagatasi all'interno del provino si polarizza e il segnale elettrico emesso viene opportunamente registrato. La velocità di propagazione è di norma valutata misurando il tempo di viaggio dell'onda dal generatore al ricevitore e la distanza tra sorgente e ricevitore (v. Figura C.5).

I trasduttori piezoceramici si trovano spesso collocati all'interno di celle triassiali, edometriche o torsionali.

L'interpretazione delle prove è simile a quella utilizzata per le prove in sito DH o CH: possono adoperarsi diverse tecniche, basate sull'analisi visuale dei segnali, sul metodo della cross-correlazione, ovvero sull'analisi nel dominio delle frequenze.

Per effettuare misure significative è opportuno osservare alcune semplici precauzioni:

- la lunghezza d'onda delle onde di taglio deve essere inferiore alla metà della lunghezza del provino, in modo da minimizzare gli effetti di *near field* (Mancuso, 1992);
- allo stesso tempo la lunghezza d'onda del segnale deve essere più grande del diametro massimo delle particelle,  $D_{max}$ .

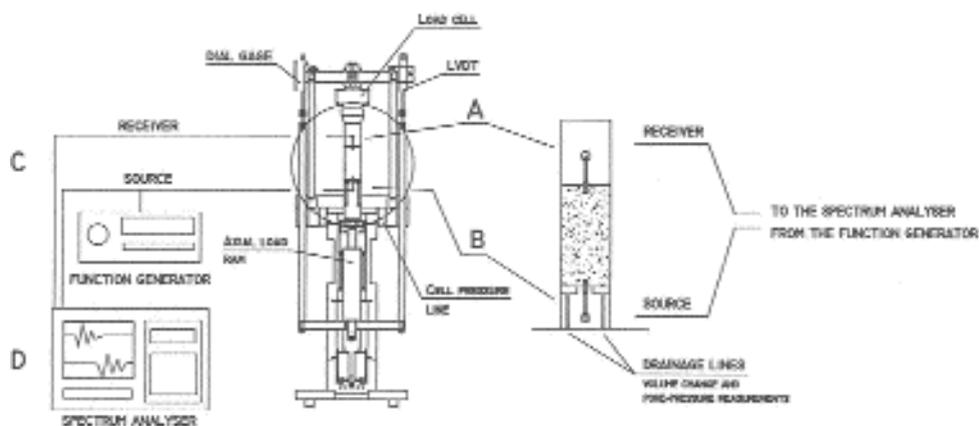


Fig. C.5. Rappresentazione schematica di una prova con i bender elements.

# Appendice D.

## Prove sismiche in sito\*

Filippo Santucci de Magistris

Come già detto al paragrafo 2.3, le prove sismiche in sito possono essere classificate in:

- prove di superficie;
- prove in foro.

In generale, esse sono basate sulla misura della velocità di propagazione di onde generate artificialmente. In estrema sintesi, si può affermare che per un'accurata misura di velocità di propagazione delle onde occorre:

- una sorgente meccanica di impulsi o vibratoria di appropriata energia, direzionale e preferibilmente reversibile;
- due o più ricevitori (*geofoni*) contenenti uno o tre trasduttori di velocità o di accelerazione di appropriata risposta dinamica; i geofoni devono essere dotati di un sistema di connessione al terreno;
- un dispositivo di acquisizione e registrazione dei segnali di uscita dei trasduttori;
- un *trigger* solidale alla sorgente che segnali l'istante di generazione delle onde.

### D.1. Prove di superficie

Tra le prove di superficie, si segnalano:

- Sismica a rifrazione;
- Sismica a riflessione;

---

\* L'appendice è una rielaborazione di Santucci de Magistris, 2005a.

- Tomografia sismica basata sull'analisi dei tempi di arrivo;
- Sismica basata sull'inversione delle onde superficiali.

Alcune di queste tecniche sono a grandi linee illustrate nel seguito.

### **Sismica a rifrazione**

La sismica a rifrazione è un metodo d'indagine del sottosuolo basato sull'analisi dei tempi di propagazione delle onde elastiche che, generate al suolo, si rifrangono con angolo limite su superfici di discontinuità che delimitano strati caratterizzati da una diversa (maggiore) rigidità sismica.

Il metodo prevede una stazione energizzante, ed una serie di stazioni riceventi (geofoni) disposti secondo allineamenti definiti "stendimenti". Misurando i tempi di percorso dalla stazione energizzante ai geofoni, è possibile dedurre le velocità e gli spessori degli orizzonti in cui si propagano le onde elastiche generate e quindi ottenere informazioni sulla natura e sulla geometria del sottosuolo.

Nel caso di indagini a piccola profondità, la misura dei tempi di percorso delle onde di taglio, in genere, non può essere effettuata con l'accuratezza necessaria per una buona valutazione della rispettiva velocità. Questo accade perché le onde di compressione, essendo più veloci, arrivano per prime ai geofoni, mentre le onde di taglio, meno veloci, arrivano in un tempo appena successivo, quando cioè i geofoni sono ancora sollecitati dalle onde di compressione.

Di conseguenza poiché il segnale registrato sarà la risultante della sovrapposizione dei due tipi di onde, potrà risultare difficoltoso determinare l'effettivo tempo di arrivo delle onde di taglio.

A causa di tale fenomeno, generalmente le rilevazioni vengono condotte con riferimento ai tempi di arrivo delle sole onde di compressione o comunque si utilizzano geofoni a tre componenti che meglio permettono la determinazione dei tempi di arrivo delle onde S.

### **Sismica a riflessione**

La sismica a riflessione è una tecnica d'indagine che utilizza come tempi di arrivo, quelle delle fasi riflesse alle discontinuità presenti nel sottosuolo.

Un'onda sismica che si propaga in un mezzo, incidendo una superficie di discontinuità che delimita due strati a diverse impedenza acustica (l'impedenza acustica è il prodotto della velocità dell'onda sismica nel mezzo, per la propria densità), si riflette e/o si rifrange sulla superficie di separazione tra i due strati, secondo la ben nota legge di Snell.

Misurando i tempi che intercorrono tra l'istante di generazione dell'onda e l'istante di ricezione dell'impulso riflesso in superficie, dopo una o più riflessioni contro altrettanti superfici di discontinuità è possibile risalire alla velocità e quindi successivamente alla profondità delle discontinuità in profondità.

### Sismica basata sull'analisi delle onde superficiali (SASW)

Esistono metodologie da superficie che si basano sull'analisi spettrale delle onde superficiali. Tra i metodi ricordiamo la SASW (Stokoe et al., 1994) acronimo di *Spectral Analysis of Surface Waves*, ovvero analisi spettrale delle onde di superficie. Le prove si basano sull'analisi della propagazione delle onde di Rayleigh. In Figura D.1 è illustrato un tipico schema sperimentale di prova SASW (Mancuso, 1996; Vinale et al., 2003). Una volta scelta la verticale CL di indagine, a piano campagna vengono collocati due geofoni ad asse verticale, in posizione simmetrica rispetto alla CL ed a distanza X.

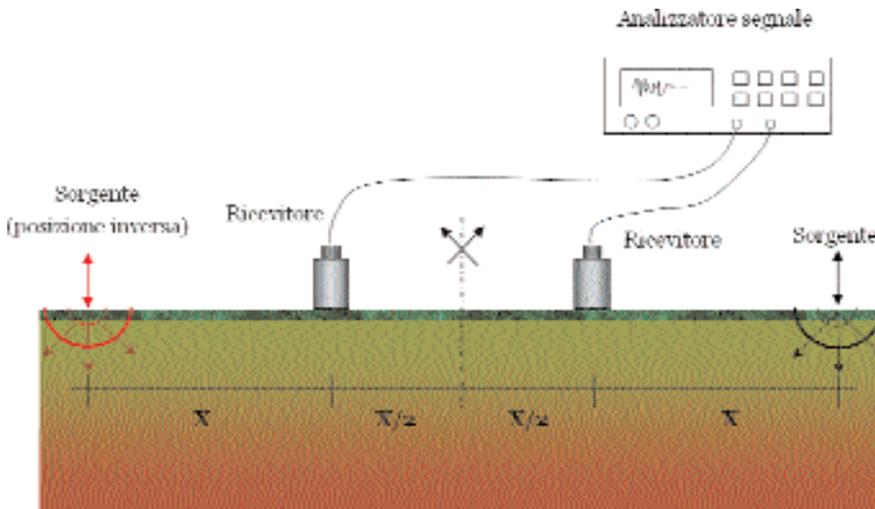


Fig. D.1. Schema sperimentale adoperato per le prove SASW.

Successivamente, in un punto in superficie, allineato con i ricevitori ed a distanza X dal più vicino, è più volte generato un impulso verticale e se ne registrano le vibrazioni prodotte. La procedura di prova viene ripetuta per diverse distanze tra i geofoni adattando, se occorre, sorgente e ricevitori al contenuto in frequenza desiderato. In genere, la distanza tra i geofoni è progressivamente aumentata partendo da decimetri (analisi della risposta degli strati più superficiali) fino

ad un massimo di alcune decine di metri. Quindi, nel corso di una stessa seduta sperimentale, la porzione di sottosuolo campionata dalle onde aumenta progressivamente, ma alle maggiori profondità il dettaglio del profilo di velocità è poco definito. La porzione di sottosuolo campionata dalla prova è proporzionale alla lunghezza delle onde di Rayleigh  $\lambda_r = V_R/f$  con  $V_R$  ed  $f$  rispettivamente pari a velocità e frequenza delle onde di superficie.

Dalla decomposizione delle onde di superficie nelle componenti di Fourier e dalla valutazione della loro velocità di fase,  $V_{ph}$  è possibile ottenere una curva di dispersione sperimentale ( $V_{ph}$ :  $\lambda$ ) per ognuna delle particolari posizioni dei ricevitori e della sorgente. Il profilo di rigidità del sottosuolo si ottiene per mezzo di una procedura di inversione mediante la quale si simula la propagazione delle onde di superficie in un mezzo elastico a stratificazione orizzontale, con caratteristiche geometriche e meccaniche assegnate. Queste caratteristiche vengono iterativamente modificate fino ad ottenere una curva di dispersione simulata che approssima al meglio la curva sperimentale.

Per quanto l'interpretazione della prova SASW non sia agevole, le sue modalità di esecuzione la rendono competitiva dal punto di vista economico, non richiedendo alcuna perforazione.

Netti miglioramenti nella qualità delle misure possono ottenersi con la metodologia MASW (Multichannel Analysis Surface Waves; Park et al., 1999) che è una tecnica multistazione capace di aumentare la ridondanza dei dati ottenendo curve di dispersione più precise. La geometria di acquisizione è riportata nella Figura D.2.

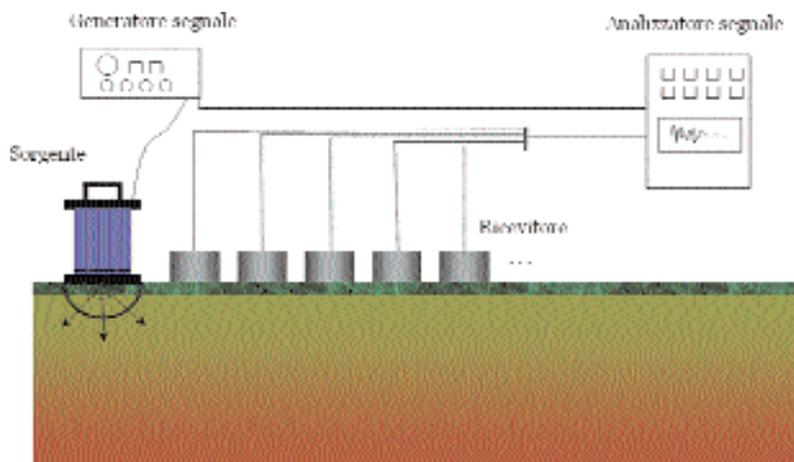


Fig. D.2. Schema di acquisizione utilizzato per la MASW.

## D.2. Prove in foro

Tra le prove in foro, si segnalano:

- down-hole (DH);
- up-hole (UP);
- cross-hole (CH).

Le prove in foro possono essere classificate in ragione della posizione della sorgente e dei ricevitori

Nella tecnica down-hole si installa in superficie una sorgente di impulsi orizzontali e nel foro di misura uno o più ricevitori, a distanza nota ed opportunamente orientati (v. Figura D.3).

L'impulso alla sorgente produce lungo la direzione di propagazione verticale prevalentemente onde di taglio polarizzate orizzontalmente (le cosiddette onde SH), il cui arrivo è registrato dai geofoni, alle diverse profondità in cui sono posizionati. I geofoni vengono bloccati nel foro mediante sistemi ad aria compressa o meccanici.

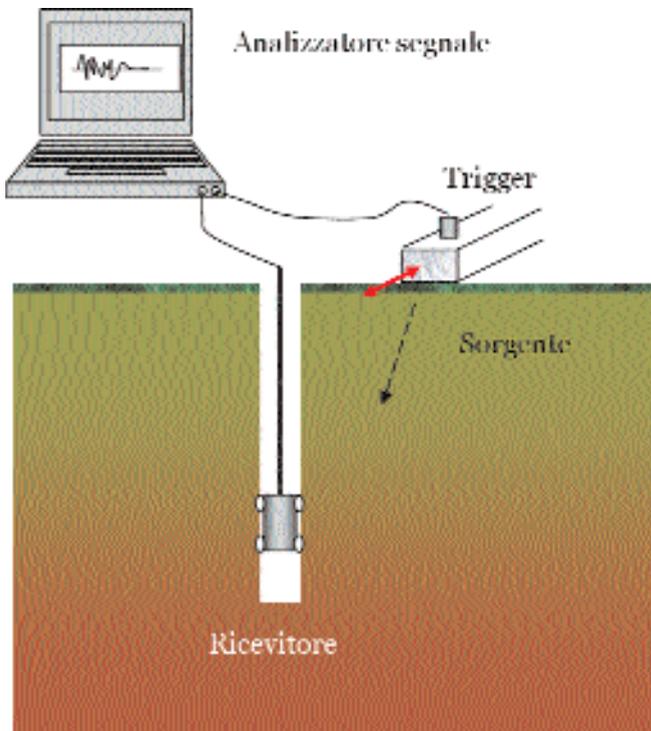


Fig. D.3. Schema sperimentale adoperato per le prove Down-Hole.

Le procedure di interpretazione convenzionali permettono di determinare la velocità delle onde di taglio  $V_s$  dalla conoscenza della lunghezza e del tempo di percorrenza del percorso sorgente-ricevitore o del percorso tra coppie di ricevitori. In generale, le onde di taglio viaggiano attraverso strati di terreno di diversa rigidità. Il tempo di viaggio misurato è quello necessario per attraversare l'insieme dei diversi strati, ognuno caratterizzato dalla propria velocità di propagazione. A rigore anche la lunghezza del percorso di propagazione è influenzata dalla presenza di strati con rigidità diversa.

La prova up-hole prevede la sorgente energizzante all'interno del foro di sondaggio ed i sensori in superficie. I sensori sono costituiti da una tripletta di geofoni, uno per le onde di compressione e due per quelle di taglio. Spesso in questa metodologia vengono però posti veri e propri stendimenti in superficie in modo da avere informazioni non solo relative alla verticale del foro ma anche estese in senso orizzontale (v. Figura D.4)

Le prove Cross-Hole, CH, (ASTM D4428/D4428M-00) si eseguono praticando due o più fori in genere a pochi metri di distanza tra loro, nei quali è installata una sorgente di impulsi verticali (la sorgente produce onde di taglio polarizzate verticalmente, le cosiddette onde SV) ed uno o più geofoni, preferibilmente a tre componenti (Figura D.5). Le procedure di interpretazione convenzionali permettono di determinare la velocità delle onde di taglio  $V_s$  dalla conoscenza della lunghezza e del tempo di percorrenza del percorso sorgente-ricevitore o del percorso tra coppie di ricevitori. Il fattore di smorzamento a piccole deformazioni,  $D_0$  può essere altresì valutato misurando le ampiezze dei segnali prodotti dal passaggio delle onde utilizzando i ricevitori posti in almeno due diversi fori.

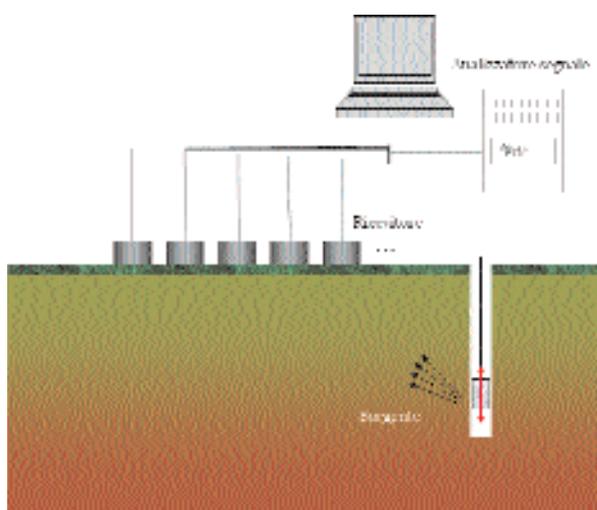


Fig. D.4. Schema sperimentale adoperato per le prove Up-Hole con multiricevitori.

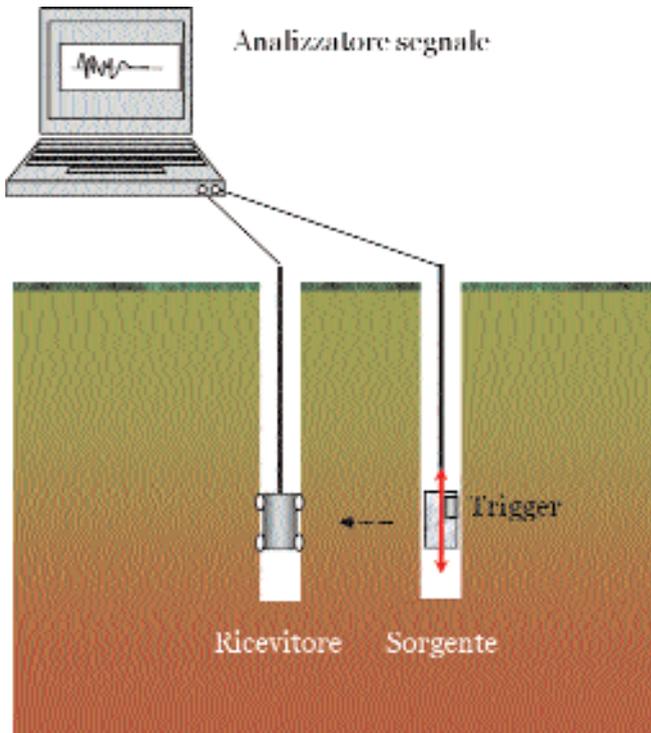


Fig. D.5. Schema sperimentale adoperato per le prove Cross-Hole.

Nelle prove DH e CH, per ridurre il disturbo dovuto alla realizzazione di fori è consigliabile adottare i minimi diametri di perforazione possibili (Vinale et al., 2003; Mancuso, 1996) e porre particolare attenzione alla stabilità delle pareti e del fondo dei fori. Per il condizionamento vanno impiegati tubi di PVC o comunque materiali di elevata impedenza sismica; l'intercapedine tra foro e tubazione deve essere riempita con malta a ritiro nullo, in modo da garantire una perfetta connessione. Al termine del condizionamento, ed in particolare per le prove CH, occorre effettuare misure di verticalità dei fori.

### Cono sismico (SC) e dilatometro sismico (SDMT)

In Italia sono state proposte e vengono impiegate alcune procedure sperimentali originali.

Si tratta di prove sismiche analoghe a quelle in foro, ovvero realizzate con una sorgente di onde sismiche posta a piano campagna ed uno o più ricevitori profondi ma nelle quali non viene direttamente realizzato un foro di sondaggio in quanto i ricevitori stessi sono collegati ad altri attrezzi.

In particolare si segnala il Cono Sismico (SC) nel quale il ricevitore è incorporato all'interno della punta per prove CPT (v. Figura D.6). In questo modo si evita l'esecuzione di un apposito foro per sistemare i geofoni ed è possibile direttamente definire delle correlazioni tra  $q_c$  e  $V_s$ . Nel Dilatometro Sismico (SDMT) invece una coppia di ricevitori è sistema subito prima della lama in modo da poter eseguire misure di velocità di propagazione delle onde sismiche (misure di velocità dirette e velocità di intervallo) contemporaneamente allo svolgimento delle prove dilatometriche (v. Figura D.7).

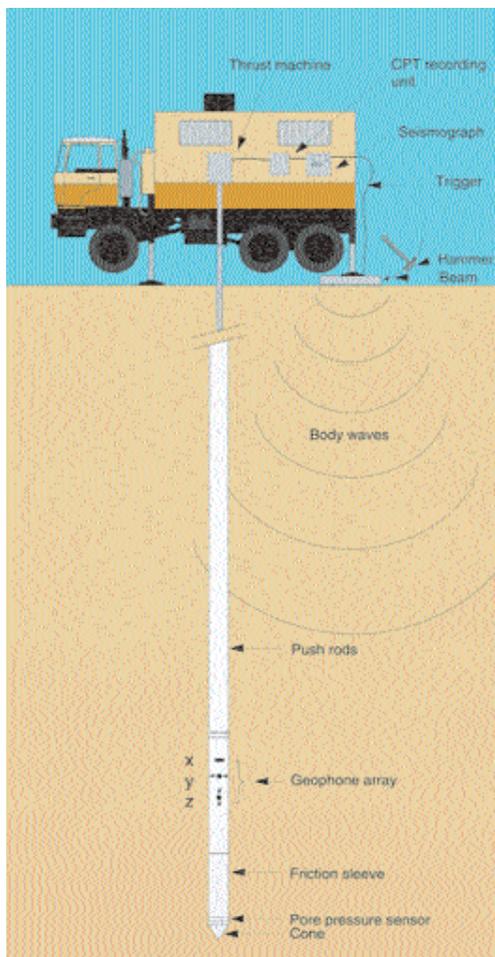


Fig. D.6.

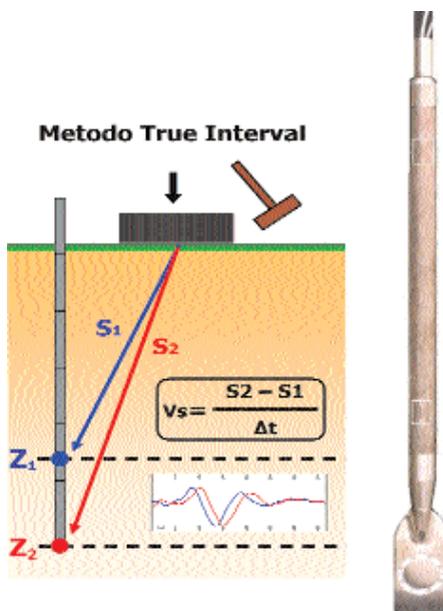


Fig. D.7.

# Appendice E.

## Valutazione della suscettibilità alla liquefazione con metodi semplificati\*

Filippo Santucci de Magistris

Nel seguito si danno alcune indicazioni sui modi per valutare in forma semplificata i parametri tensionali definiti nel paragrafo 6.5:

$$CSR = \frac{\tau_{avvita}}{\sigma'_{v0}} \text{ Cyclic Stress Ratio}$$

$$CRR = \frac{\tau_j}{\sigma'_{v0}} \text{ Cyclic Resistance Ratio}$$

### E.1. Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Il termine CSR può essere stimato a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa in superficie,  $a_{max,s}$ , per eventi sismici di assegnata "probabilità di eccedenza" in un arco temporale di riferimento.

Ad una determinata profondità nel sottosuolo, il termine CSR può essere valutato attraverso la seguente relazione semplificata (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{avvita}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (e.1)$$

dove:

- $a_{max,s}$  è l'accelerazione orizzontale di picco al piano campagna del terremoto atteso;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;

---

\* L'appendice è una rielaborazione di Santucci de Magistris, 2005b.

- $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Se sono disponibili le accelerazioni orizzontali di picco al piano campagna lungo due direzioni ortogonali, l'accelerazione di picco  $a_{maxs}$  da introdurre nella (e.1) è la loro media geometrica (radice quadrata del prodotto).

Il coefficiente di riduzione dell'azione sismica  $r_d$  si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione (Idriss & Boulanger, 2004)<sup>1</sup>:

$$r_d = \exp \left[ \left( -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left( 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right] \quad (e.2)$$

essendo  $z$  la profondità dal piano campagna espressa in metri ed  $M$  la magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Le relazioni per la valutazione di  $CSR$  sono state dedotte su base empirica, dalle osservazioni del comportamento di depositi naturali durante eventi sismici con magnitudo di momento  $M$  pari a 7.5. Di conseguenza, laddove il terremoto atteso nell'area sia caratterizzato da una magnitudo diversa è necessario rivalutare la sollecitazione sismica riportandola al valore corrispondente ad una magnitudo pari a 7.5  $(CSR)_{M=7.5}$ . A questo fine è possibile utilizzare la seguente relazione:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF} \quad (e.3)$$

in cui  $MSF$  è un fattore di scala per la magnitudo.

Il valore di  $MSF$ , può ricavarsi da (Idriss & Boulanger, 2004):

$$\left\{ \begin{array}{l} MSF = 6.9 \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 0.058 \\ MSF < 1.8 \end{array} \right. \quad (e.4)$$

## E.2. Valutazione del rapporto di resistenza ciclica $CRR$

Il termine  $CRR$  può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, CPT od a mi-

<sup>1</sup> In alternativa alla può essere utilizzata la seguente relazione, funzione della sola profondità (Liao e Whitmann, 1986):

$r_d = 1 - 0.00765z$  per  $z \leq 9.15$  m

$r_d = 1.174 - 0.0267z$  per  $9.15 < z \leq 23$  m

sure di velocità di propagazione delle onde di taglio. In particolare queste relazioni, nella loro forma grafica, indicano il legame tra sollecitazione sismica e la resistenza del terreno normalizzata, stimata attraverso una delle prove in sito appena indicate. Una curva separa i punti rappresentativi di case-histories per le quali si è osservato il fenomeno della liquefazione (giacenti sopra la curva limite) da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta (giacenti sotto la curva limite). Di conseguenza, la curva limite rappresenta il luogo dei minimi rapporti tensionali ciclici, CSR, necessari affinché sia raggiunta la condizione di liquefazione, e quindi rappresenta il luogo dei valori corrispondenti alla resistenza ciclica, CRR.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano di campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

In alternativa all'uso dei risultati di prove in sito, la resistenza alla liquefazione, ovvero il termine CRR, può essere valutato anche a partire dai risultati delle prove cicliche di laboratorio.

### a) Da prove SPT

La resistenza penetrometrica espressa attraverso il numero di colpi  $N_{SPT}$  della Standard Penetration Test, è ricondotta ad un valore normalizzato e corretto  $(N_1)_{60}$  mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S \tag{e.5}$$

Il coefficiente  $C_N$  (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace) è ricavabile per via iterativa dalla seguente relazione (Boulanger & Idriss, 2004):

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.754 - 0.0001 \sqrt{N_1}_{60}} \tag{e.6}$$

Tale coefficiente non deve superare il valore di 1.7. Nella (e.6)  $p_a$  (pressione atmosferica  $\cong 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  devono essere espresse nelle stesse unità di misura.

Il coefficiente  $C_E$  (fattore correttivo per considerare il rendimento energetico, ER, dell'attrezzatura), riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60% e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_w}{60} \tag{e.7}$$

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per eseguire la prova<sup>2</sup>.

I coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) possono essere stimati utilizzando le indicazioni riportate nella Tabella E.1.

**Tab. E.1.** Valori dei fattori correttivi  $C_B$ ,  $C_R$  e  $C_S$  per normalizzare le prove SPT.

Fattore correttivo	Variable	Valore del fattore correttivo
Diametro del foro di sondaggio, $C_B$	65 ÷ 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Lunghezza delle aste, $C_R$	3 ÷ 4 m	0.75
	4 ÷ 6 m	0.85
	6 ÷ 10 m	0.95
	10 ÷ 30 m	1.0
	> 30 m	> 1.0
Tipo di fustella, $C_S$	Campionatore standard	1.0
	Campionatore senza astuccio	1.1 ÷ 1.3

In mancanza di specifiche informazioni, nel caso in cui le prove siano eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1977), i coefficienti  $C_E$ ,  $C_B$ ,  $C_R$  e  $C_S$  possono essere assunti pari ad uno.

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60}$  è riportato poi ad un valore equivalente per sabbie pulite  $(N_1)_{60cs}$  attraverso la relazione (Idriss & Boulanger, 2004):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} \cdot \exp\left[1.63 + \frac{9.7}{FC} \cdot \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2\right] \quad (\text{e.8})$$

Dal valore di  $(N_1)_{60}$  può essere infine ricavato il valore della resistenza alla liquefazione mediante l'impiego di abachi di letteratura, ottenuti dall'osservazione dei casi storici, nei quali sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. In Figura E.1, è riportato un abaco, ottenuto per eventi sismici di magnitudo di momento  $M=7.5$

<sup>2</sup> Secondo Cestari (1996) la configurazione di prova correntemente adoperata in Italia (sollevamento/rilascio di tipo "Trip" con battitura di tipo "Pilcon") ha un rendimento energetico del 60% ed un coefficiente  $C_E$  pari ad uno.

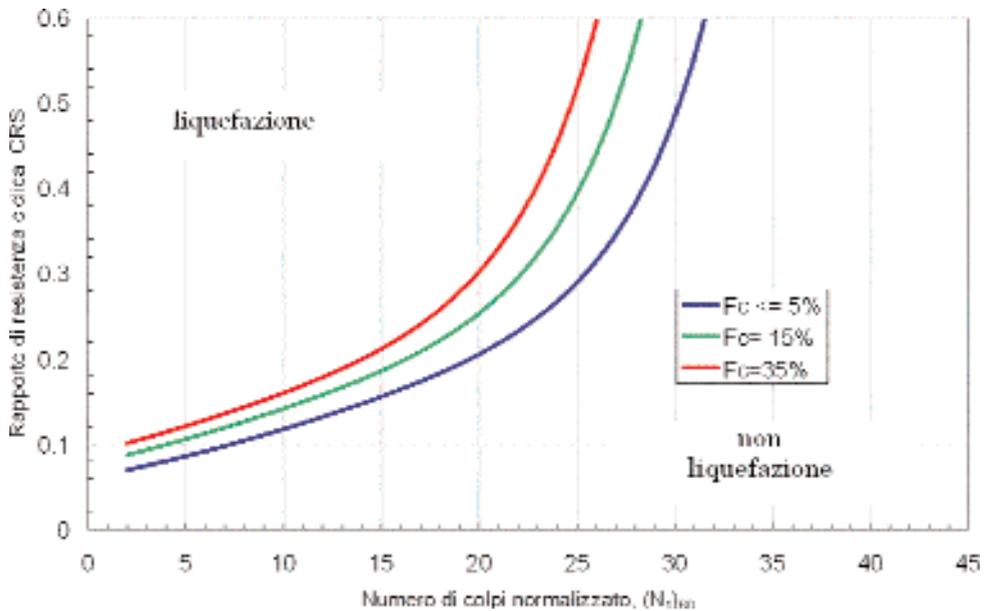


Fig. E.1. Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica, CRR, dai risultati di prove SPT, per diversi valori del contenuto di fine.

e per diversi valori di FC mediante la seguente espressione (Idriss & Boulanger, 2004):

$$CRR = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60cr}}{11.1} + \left( \frac{(N_1)_{60cr}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cr}}{23.6} \right)^2 + \left( \frac{(N_1)_{60cr}}{25.1} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (e.9)$$

**b) Da prove CPT**

La resistenza penetrometrica,  $q_c$ , del Cone Penetration Test CPT, è ricondotta ad un valore normalizzato,  $q_{cIN}$ , attraverso la seguente espressione:

$$q_{cIN} = C_Q \frac{q_c}{p_a} \quad (e.10)$$

con  $p_a$  (pressione atmosferica  $\cong 100$  kPa) e  $q_c$  espressa nella stessa unità di misura.

Il coefficiente  $C_Q$  (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace) può essere ricavato per via iterativa dalla seguente espressione (Boulanger & Idriss, 2004):

$$C_Q = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.291(q_{cIN})^{0.29}} \quad (e.11)$$

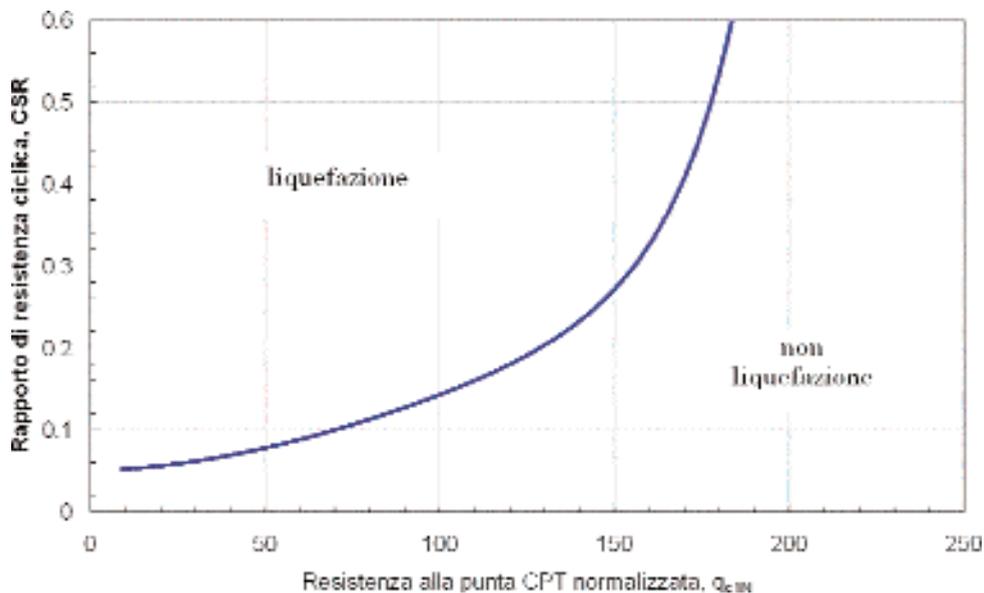


Fig. E.2. Rapporto di resistenza ciclica, CRR, da risultati di prove CPT.

Tale coefficiente non deve superare il valore di 1.7. Nella (e.11)  $p_a$  e  $\sigma'_v$  devono essere espresse nelle stesse unità di misura.

Dal valore di  $q_{c1N}$  è possibile ottenere la resistenza alla liquefazione mediante l'impiego di abachi analoghi a quello di Figura E.2, ricavato sulla base di dati relativi a casi storici, per eventi sismici di magnitudo di momento  $M=7.5$ , mediante la seguente espressione valida per sabbie pulite (Idriss & Boulanger, 2004):

$$CRR = \exp \left[ \frac{q_{c1N}}{510} + \left( \frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N}}{80} \right)^2 + \left( \frac{q_{c1N}}{111} \right)^3 - 3 \right] \quad (e.12)$$

Tale curva è utilizzabile anche per materiali con frazione fina non trascurabile. In tal caso la resistenza penetrometrica normalizzata,  $q_{c1N}$ , deve essere ricondotta ad un valore equivalente per sabbie pulite,  $(q_{c1N})_{cs}$ , ad esempio mediante la seguente espressione (Robertson & Wride, 1998)<sup>3</sup>:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c (q_{c1N})_{cs} \quad (e.13)$$

Il fattore correttivo  $K_c$  è dato da:

<sup>3</sup> Alcune analisi recenti (Idriss & Boulanger, 2004) mostrano come in tal caso la curva limite non involupi tutte le case-histories di liquefazione disponibili.

$$K_c = 1.0 \text{ per } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = -17.88 + 33.75 I_c - 21.63 I_c^2 + 5.581 I_c^3 - 0.403 I_c^4 \text{ per } I_c > 1.64 \quad (\text{e.14})$$

Il parametro di comportamento del terreno,  $I_c$ , da inserire nelle (e.14) è una funzione della resistenza alla punta,  $q_c$ , e della resistenza laterale del manicotto,  $f_s$ , misurate nelle prove CPT. In particolare:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (\text{e.15})$$

con

$$Q = \left[ (q_c - \sigma_{vm}) / P_a \right] \left[ (P_a / \sigma'_{vm})^n \right] \quad (\text{e.16})$$

resistenza penetrometrica normalizzata, e

$$F = \left[ f_s / (q_c - \sigma_{vm}) \right] * 100\% \quad (\text{e.17})$$

resistenza laterale normalizzata.

Nella (16) l'esponente  $n$  varia tra 0.5 per le sabbie pulite ed 1.0 per materiali di tipo argilloso<sup>4</sup>.

La curva di Figura E.2 è utilizzabile anche per valutare la resistenza a liquefazione nel caso di uno strato sottile di materiale sabbioso (con resistenza alla punta media  $q_{c,B}$ ) inserito tra strati di materiale argillosi meno resistenti (con resistenza alla punta media  $q_{c,A}$ ). In tal caso occorre correggere ulteriormente la resistenza  $q_{c,B}$  attraverso il fattore:

$$K_H = 0.25 \left[ (H / d_c) / 17 - 1.77 \right]^2 + 1.0 \quad (\text{e.18})$$

con  $H$  spessore dello strato sottile in mm e  $d_c$  diametro della punta conica penetrometrica (in mm). Il coefficiente  $K_H$  non deve superare il valore di 1.8.

### c) Da misure della velocità delle onde di taglio

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $S$ ,  $V_S$ , è ricondotta ad un valore  $V_{SI}$  attraverso la relazione:

<sup>4</sup> Robertson & Wride (1998) suggeriscono di considerare in prima approssimazione  $n=1.0$  e calcolare il conseguente indice di materiale  $I_c$ . Se il risultante  $I_c$  è maggiore di 2.6 il terreno è classificabile come un materiale di tipo argilloso, con scarse probabilità di liquefare. Se il valore risultante di  $I_c$  è minore di 2.6 il terreno è probabilmente di tipo a grana grossa e il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $Q$  deve essere ricalcolato assumendo  $n=0.5$ . Se invece il nuovo valore di  $I_c$  è maggiore di 2.6 il terreno è probabilmente di tipo limoso e plastico e l'analisi va ripetuta con un valore di  $n$  pari 0.75.

$$V_{SI} = C_V V_S \quad (\text{e.19})$$

con  $C_V$  fattore di normalizzazione dato dall'equazione:

$$C_V = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (\text{e.20})$$

dove  $p_a$  (pressione atmosferica  $\cong 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  ha la stessa unità di misura. Il coefficiente  $C_V$  non deve superare il valore di 1.4.

Dal valore di  $V_{SI}$ , la resistenza alla liquefazione può essere ottenuta attraverso abachi di letteratura, ricavati dall'osservazione dei casi storici, nei quali sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. In Figura E.3, è riportato un abaco, ottenuto per eventi sismici di magnitudo di momento  $M=7.5$  e per diversi valori di  $FC$  (Idriss & Boulanger, 2004); le curve limite sono fornite da:

$$CRR = 0.022 \left( \frac{V_{SI}}{100} \right)^2 + 2.8 \left( \frac{I}{V_{SI}^* - V_{SI}} - \frac{I}{V_{SI}^*} \right) \quad (\text{e.21})$$

Le curve sono tratteggiate per  $V_{SI} < 100$  m/s e per  $CRR > 0.35$ , per sottolineare le limitazioni del database utilizzato per ricavarle.

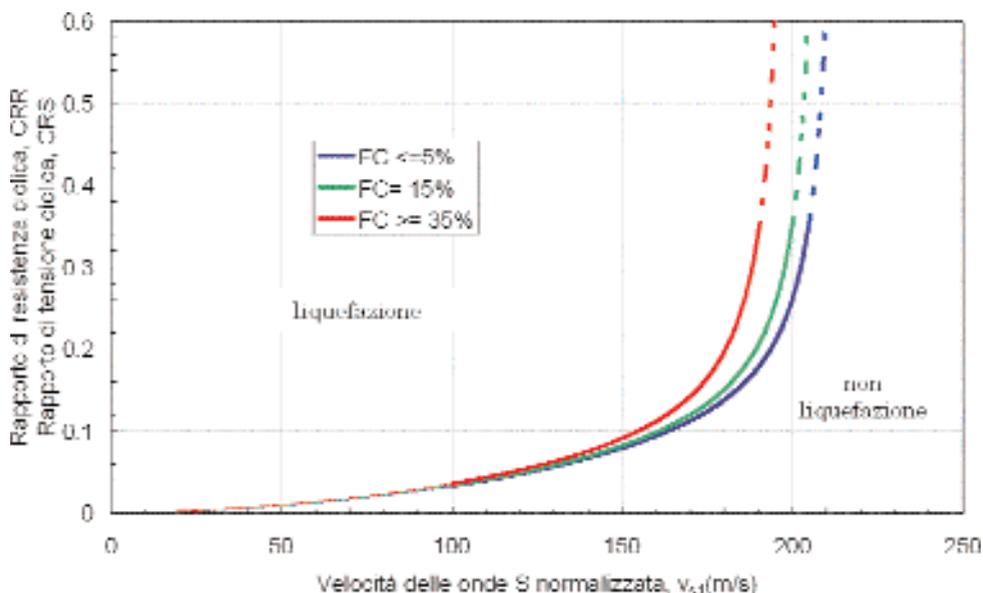


Fig. E.3. Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica, CRR, da misure della velocità di propagazione delle onde di taglio.

Il parametro  $V^*_{SI}$  da inserire nella (e.21) rappresenta il valore di soglia della velocità delle onde di taglio normalizzata,  $V_{SI}$ , oltre il quale la liquefazione non avviene. Esso può essere valutato, in funzione della frazione di fine,  $FC$ , attraverso le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \text{per } FC \leq 5\%, V^*_{SI} &= 215 \text{ m/s} \\ \text{per } 5\% \leq FC \leq 35\%, V^*_{SI} &= 215 - 0.5 (FC - 5) \text{ m/s} \\ \text{per } FC > 35\%, V^*_{SI} &= 200 \text{ m/s} \end{aligned} \quad (\text{e.22})$$

### E.3. Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR in presenza di sovraccarichi

Le procedure per la stima di  $CRR$  descritte nel paragrafo precedente sono valide per piano di campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci limitati. In assenza di tali condizioni, la verifica a liquefazione va affrontata con studi specifici.

Tuttavia, in prima approssimazione, è possibile stimare il valore del termine  $CRR$  (Seed, 1983) mediante la relazione:

$$CRR = CRR_{\sigma=1, \alpha=0} K_{\sigma} K_{\alpha} \quad (\text{e.23})$$

dove  $CRR_{\sigma=1, \alpha=0}$  è il valore del rapporto di resistenza critica che causa liquefazione per stati tensionali ridotti e pendenza del piano di campagna limitata,  $K_{\sigma}$  è un fattore correttivo per tener conto dell'entità delle tensioni efficaci e  $K_{\alpha}$  è un fattore correttivo per considerare la pendenza del piano campagna.

Posto  $\alpha = \tau_{st}/\sigma'_v$ , rapporto tra la tensione tangenziale statica agente sul piano di interesse  $\tau_{st}$  e la tensione efficace verticale  $\sigma'_v$  agente sullo stesso piano, il coefficiente  $K_{\alpha}$  può ricavarsi da (Boulanger, 2003):

$$K_{\alpha} = a + b \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (\text{e.24})$$

con:

$$\begin{aligned} a &= 1267 + 63\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha) \\ b &= \exp[-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \ln(\alpha + 0.0001)] \\ c &= 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3 \\ \xi_R &= \frac{1}{Q \ln\left(\frac{100 p'}{p_{\alpha}}\right)} - D_R \end{aligned} \quad (\text{e.25})$$

Si noti che  $Q$  è un parametro dipendente dalla composizione mineralogica del terreno ( $Q=10$  per quarzo e feldspati,  $Q=8$  per calcare,  $Q=7$  per antracite e  $Q=5.5$

per gesso),  $p'$  è la tensione efficace media<sup>5</sup>,  $P_a$  è la pressione atmosferica ( $\cong 100$  kPa) e  $D_R$  è la densità relativa<sup>6</sup>.

Il parametro  $K_\alpha$  può essere ricavato in maniera approssimata per via iterativa dalla seguente relazione (Boulanger & Idriss, 2004):

$$K_\alpha = 1 - C_\sigma \ln \left( \frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \quad (\text{e.26})$$

con:

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60}}} \quad (\text{e.27})$$

nel caso si utilizzino i risultati di prove SPT, oppure con:

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 + 8.27 (q_{c1N})^{0.264}} \quad (\text{e.28})$$

nel caso si utilizzino i risultati di prove CPT.

## E.4. Osservazioni sull'impiego delle diverse prove in sito

Vantaggi e limiti nell'uso delle diverse tipologie di prove in sito sono sintetizzati nella Tabella E.2. In linea di principio, sarebbe opportuno applicare due o più

**Tab. E.2.** Confronto tra l'uso di prove in sito diverse nell'ambito delle metodologie di verifica semplificate.

Caratteristica	SPT	Tipo prova CPT	$V_S$
Numero di esperienze disponibili	Elevato	Elevato	Limitato
Condizioni di drenaggio e livelli deformativi nella prova	Parzialmente drenate grandi deformazioni	Drenate, grandi deformazioni	Piccole deformazioni
Controllo di qualità e ripetibilità	Da scarsa a buona	Molto buona	Buona
Grado di risoluzione sull'eterogeneità del sottosuolo	Buono	Molto buono	Discreto
Tipi di terreno in cui la prova è suggerita	Non ghiaiosi	Non ghiaiosi	Tutti
Disponibilità campione terreno	Sì	No	No
Tipo di proprietà misurata	Proprietà indice	Proprietà indice	Parametro fisico

<sup>5</sup>  $p' = \sigma_{v0} \cdot (1 + 2 K_0)/3$ , dove  $\sigma_{v0}$  è la tensione verticale efficace e  $K_0$  il coefficiente di spinta a riposo.

<sup>6</sup> In mancanza di indicazioni specifiche, nel caso di sabbie fini la densità relativa può valutarsi da  $D_{R0} = \sqrt{K_{N1} 150 / 46}$  con riferimento a prove SPT e da  $D_R = 0.478 (q_{c1N})^{0.264} - 1.063$ .

procedure in sito per ottenere una valutazione affidabile del potenziale di liquefazione (Youd et al., 2001).

Si noti che le diverse prove sono diversamente sensibili al valore della densità relativa del terreno  $D_R$ , che è uno dei principali fattori che governano il fenomeno della liquefazione. In particolare, per una sabbia pulita, nel passare da  $D_R = 30\%$  a  $D_R = 80\%$  ci si attende approssimativamente un incremento di  $N_{SPT}$  di un fattore pari a 7.1, un incremento della resistenza alla punta di una prova CPT pari a circa 3.3 ed un incremento della velocità delle onde S pari a 1.4 (Idriss e Boulanger, 2004).



# Appendice F.

## Sistemi di allarme preventivo (early warning)

*Filippo Vinale*

---

### F.1. Premessa

La conoscenza dei meccanismi che controllano il verificarsi di un evento sismico e dei fenomeni fisici ad essi associati (Capitolo 3) rappresenta un primo indispensabile passo per attuare una politica di mitigazione dei rischi.

Infatti, note le cause, è possibile tenere sotto osservazione quella porzione di territorio, eventualmente antropizzato, esposta al rischio sismico e misurare quelle grandezze fisiche che l'osservazione sperimentale ed i modelli interpretativi sviluppati affermano essere gli indicatori del possibile insorgere dell'evento sismico e dei fenomeni fisici connessi. In tal senso la combinazione tra modello e parametri osservati può dare luogo a ragionevoli ed affidabili procedure di allarme preventivo (*early warning*). Queste procedure di allarme possono consentire di ridurre in modo drastico l'impatto dei fenomeni in discorso, permettendo l'interruzione di erogazione di servizi e fermare processi, potenzialmente pericolosi, ovvero il raggiungimento da parte della popolazione di luoghi di raccolta sicuri. Ad esse si è già rapidamente fatto cenno al Capitolo 3.4 parlando di sistemi di *early warning* per difendersi dagli effetti del fenomeno maremoto.

### F.2. Definizione

Nonostante che la locuzione *early warning* possa apparire indicativa di una procedura recente, in realtà da sempre le comunità umane avvedute hanno tentato, nei limiti delle conoscenze storicamente possedute, di porre in atto politiche di "allarme preventivo" affidabili.

In una accezione più recente, con il termine *early warning* si intende quell'insieme di azioni che possono essere intraprese tra il momento in cui si ha la ragionevole certezza del verificarsi di un evento catastrofico in una data località ed il momento in cui l'evento avviene.

In questa accezione, il tempo di preavviso va misurato dal momento in cui si ha la ragionevole certezza che l'evento temuto sia realmente in atto al momento in cui il fenomeno colpisce il sito (urbano o industriale) ovvero l'infrastruttura che si intende proteggere. In tal senso, il tempo di preallarme sul quale si può contare dipende dal fenomeno naturale i cui effetti si vogliono mitigare. È evidente anche che le azioni di mitigazione che possono essere intraprese dipendono dal tempo di preavviso disponibile. Nel caso di eventi sismici il tempo di preavviso varia da qualche secondo a qualche decina di secondi, in dipendenza delle stesse caratteristiche dell'evento sismico (durata, intensità e profondità ipocentrale), dalla distanza del sito dall'epicentro, oltre che dalla velocità di propagazione delle onde sismiche nel tratto compreso tra l'epicentro e il sito stesso. Con riferimento all'evento sismico in senso stretto, il principio su cui si basa il sistema di *early warning* è che la velocità delle onde P (primarie) e la velocità della trasmissione telematica dei dati sono maggiori rispetto alla velocità delle onde S (secondarie), che sono quelle che provocano i danni maggiori. Quindi, una volta rilevate nelle aree sismogenetiche le vibrazioni indotte dalle onde P, è possibile lanciare un allarme che anticipi, anche se solo di una manciata di secondi<sup>1</sup>, l'arrivo delle vibrazioni più pericolose.

È chiaro che in questo caso il tempo è talmente modesto che non è possibile dare un preavviso alla popolazione, ma solo mettere in atto azioni automatizzate quali: l'interruzione di processi industriali a rischio, l'interruzione del traffico ferroviario, l'interruzione dell'erogazione di gas e/o di energia elettrica (ad esclusione degli edifici strategici) ad evitare l'insorgere di successivi incendi.

In relazione ai fenomeni fisici connessi all'evento sismico: fratture in superficie, subsidenza, liquefazione, instabilità dei pendii, maremoti e moti ondosi in bacini confinati è, in linea di principio, possibile contare su tempi di preavviso più estesi. Va comunque osservato che per questo tipo di fenomeni il tempo di preavviso è fortemente dipendente dal grado di conoscenza del particolare evento temuto e quindi dall'affidabilità dei modelli previsionali disponibili.

È chiaro che il livello di soglia va fissato sulla base di un ragionevole compromesso tra tempo di preavviso e sicurezza. Infatti è evidente che più è alto il livello di soglia, più limitato è il rischio che possano essere lanciati allarmi ingiustificati (falsi allarmi). Ma, allo stesso tempo, all'aumentare del livello di soglia è ovvio far conto che si riduca il tempo di preallarme disponibile.

---

<sup>1</sup> In funzione dei fattori indicati, ad alcune decine di chilometri dall'epicentro il tempo di preavviso può anche superare il minuto primo.

Questo è un punto centrale dei sistemi di allarme preventivo. È infatti evidente a tutti che le conseguenze di un falso allarme, in termini sia finanziari sia di perdita di vite umane, potrebbe essere devastante, oltre che minare la fiducia della popolazione negli stessi sistemi di sorveglianza e di allarme, con tutte le conseguenze negative che ciò rappresenterebbe per lo sviluppo di un sistema efficace di prevenzione.

### **F.3. L' allarme preventivo (*early warning*) come strumento di mitigazione del rischio**

Le statistiche degli ultimi 50 anni mostrano un sensibile aumento nella frequenza dei disastri del numero di persone colpite e delle perdite economiche (Figura F.1).

L'identificazione dei rischi, la loro valutazione, il monitoraggio e l'allarme preventivo (*early warning*), sono fattori chiave per la riduzione dei disastri. L'identificazione del rischio e la sua valutazione richiedono l'analisi di fenomeni naturali e dei processi sociali che possono essere messi in atto dalle comunità per affrontare i rischi stessi.

Il monitoraggio aiuta a tenere sotto controllo i fattori che concorrono al rischio: pericolosità e vulnerabilità.

L'allarme preventivo (*early warning*) aiuta a trasformare le informazioni derivate dal monitoraggio in azioni sociali tese a ridurre l'impatto degli eventi incombenti.

Se le misure (monitoraggio) in discorso non sono attive o se i preallarmi non sono comunicati in tempo, l'impatto negativo di un fenomeno naturale avrà un impatto negativo massimo sulle popolazioni esposte. Ciò accade quando non è in funzione un sistema di monitoraggio ovvero quando un allarme preventivo non riesce a raggiungere in tempo la popolazione esposta al rischio o è trasmesso in un modo tale che le popolazioni non comprendono il senso dell'allarme o non sanno come comportarsi per reagire.

Immediatamente dopo lo tsunami che ha colpito l'Asia del sud nel 2004 è divenuto evidente che l'*early warning* è lo strumento più efficace per ridurre l'effetto di disastri salvando vite umane e beni materiali.

La mitigazione dei disastri è materia che interessa la sfera politica e che approcci multidisciplinari ed intersettoriali sono necessari per governare in modo significativo i processi ambientali e sociali che governano il rischio.

Rapidi sviluppi nelle conoscenze scientifiche e nelle capacità tecnologiche hanno consentito di mettere a punto strumenti accessibili ed efficaci per gestire il rischio. In certe regioni e per certi fenomeni naturali l'*early warning* ha fatto molti progressi. È stato anche riconosciuto quanto sia importante coinvolgere i responsabili delle organizzazioni territoriali, pubbliche o private, nel progettare, realizzare e curare politiche di gestione del rischio. Lo sviluppo di programmi nazionali per la

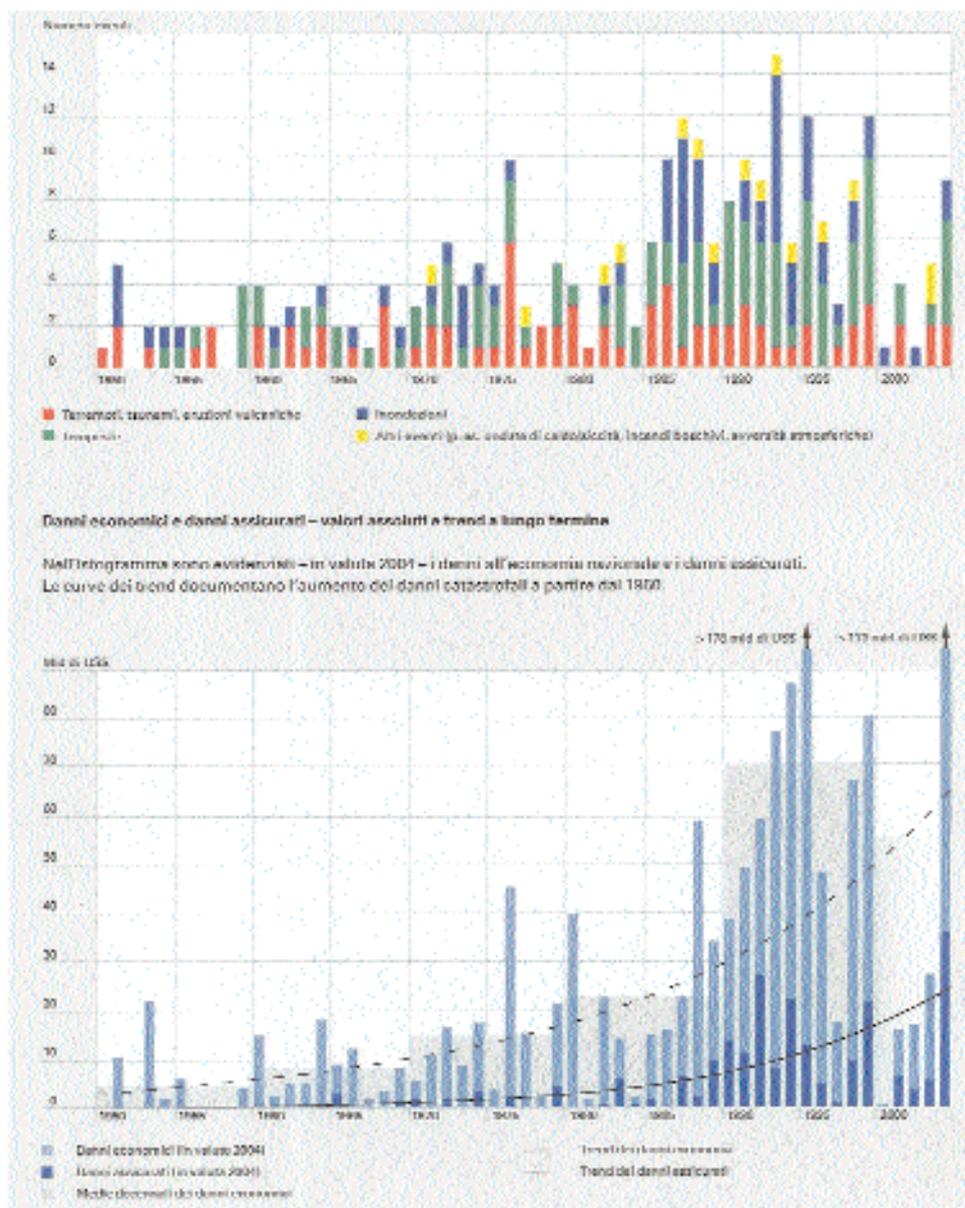


Fig. F.1. Perdite economiche dovute a disastri naturali nel periodo dal 1950 al 2004.

mitigazione dei disastri troppo spesso è stata avviata sull'emozione di calamità così come è accaduto anche dopo lo tsunami del dicembre 2004 quando con colpevole ritardo si è progettato la realizzazione di un sistema di *early warning* che interessi i paesi che si affacciano sull'oceano Indiano. Per cercare di comprendere e per

trattare le problematiche rischio e *early warning* è necessario il convinto appoggio politico, il sostegno istituzionale, il sostegno finanziario, la competenza professionale e il coinvolgimento della comunità. Progetti dimostrativi di sostegno così come analisi costi benefici devono riuscire a mostrare ai decisori ed agli eventuali finanziatori che la prevenzione si traduce in notevoli risparmi. Questo messaggio occorre che sia chiaro abbastanza per ottenere il coinvolgimento, degli enti territoriali, dei politici, della società civile, necessario per ridurre e gestire i rischi in modo realmente efficace. È davanti agli occhi di tutti come le attuali tendenze delle modifiche ambientali dello sviluppo socio economico del mondo stiano invece conducendo ad un incremento di perdite di vite umane potenziali, di instabilità sociale e politica e di incertezza delle popolazioni esposte. Per tanto è strategico che si continui con sistematicità a valutare i rischi ed a individuare procedure di mitigazione dei disastri. Questo richiede che si continui a verificare quale siano i fattori che conducono ad un indesiderato aumento del rischio e dell'esposizione.

Insieme a questi sforzi occorrono misure per rafforzare le capacità tecniche istituzionali e sociali delle comunità colpite e delle autorità competenti per affrontare i disastri. Questi sforzi dovrebbero comprendere approcci a carattere nazionale e regionale. Allo stesso tempo differenti sistemi di *early warning* così come indicatori di vulnerabilità e rischio devono essere sviluppati a livello nazionale ed internazionale.

#### **F.4. Alcuni sistemi di *early warning* esistenti**

Dai paragrafi precedenti risulta chiaro che un sistema di *early warning* deve essere affidato ad una rete di registrazioni delle vibrazioni sismiche costituita da velocimetri e/o accelerometri posizionati nelle zone sismogenetiche di interesse per i manufatti e le infrastrutture che vanno protetti. Questi strumenti, collegati tra di loro e con il sito da proteggere, trasmettono un segnale di allarme laddove sia superata una soglia di velocità e/o accelerazione del suolo. La soglia va fissata, e continuamente aggiornata, sulla base delle conoscenze sismologiche e geologiche dell'area sismogenetica, sulla base delle caratteristiche geologiche dei materiali che separano la zona sismogenetica dal sito, nonché sulla base delle misure sismiche via via raccolte ed analizzate.

Definita sulla base di questi criteri la soglia, il sistema lancia un allarme e consente di dare un preavviso dipendente dalla distanza tra gli strumenti che lanciano l'allarme ed il sito da proteggere e dalla velocità delle onde sismiche lungo questo percorso. A secondo del sistema di *early warning* l'allarme viene utilizzato per interrompere un processo o anche per adattare il manufatto affinché resista meglio all'impatto del terremoto.

In questo paragrafo vengono sinteticamente descritti alcuni sistemi di *early warning* realizzati ed operativi in varie parti del mondo. Essi coprono una ampia casistica di impianti industriali, strutture ed infrastrutture.

Il primo esempio è un sistema di *early warning* applicato a un impianto nucleare.

Il sistema di *early warning* applicato all'*Ignalina Nuclear Power Plant* consiste in sei stazioni sismiche che circondano l'impianto in un raggio di 30 km e una settima all'interno dell'impianto stesso. Le vibrazioni al suolo vengono misurate continuamente da un sismografo e tre accelerometri. Nel caso in cui viene superata la soglia vengono prodotti allarmi preventivi. L'allarme viene usato per interrompere il reattore nucleare a cui bastano solo 2,5 secondi di preallarme; mentre sono circa 4 i secondi che impiega un terremoto con epicentro ad una distanza maggiore di 30 km ad arrivare all'impianto<sup>2</sup>.

Un altro sistema di *early warning* è quello in funzione da più di dieci anni a protezione di Città del Messico (Figura F.2). In questo caso, poiché l'area sismo-

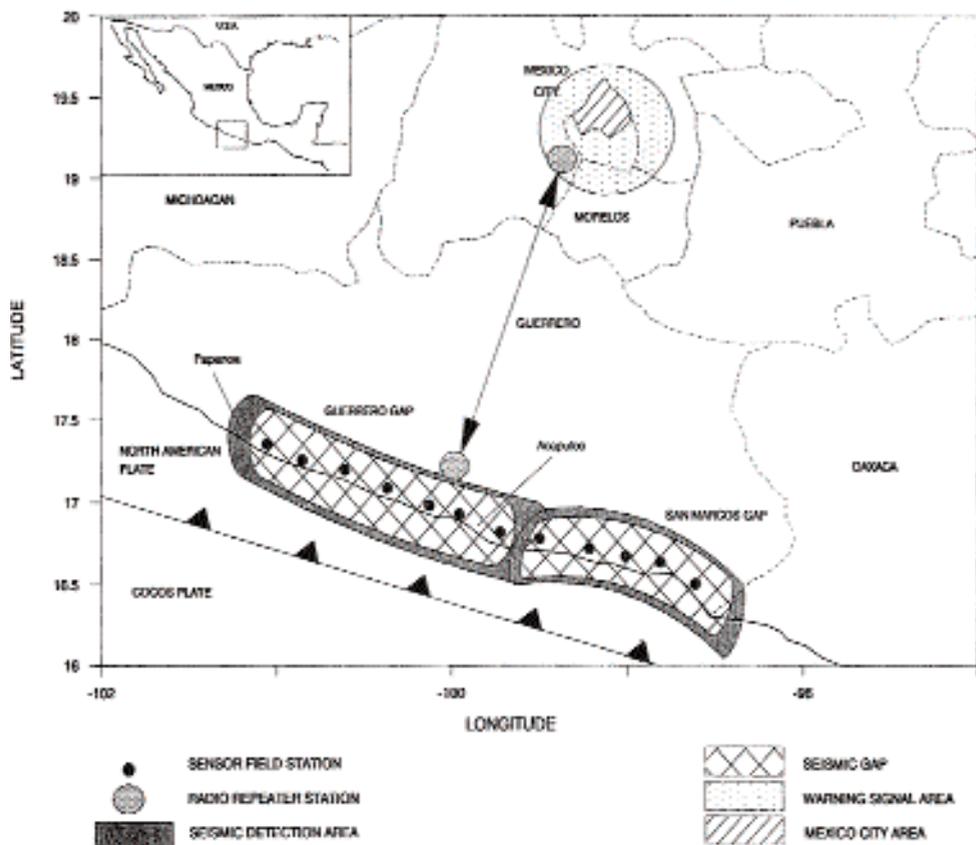


Fig. F.2. Schema del sistema di allarme sismico a protezione di Città del Messico.

<sup>2</sup> Wieland M., Griesser L., Kuendig C., *Seismic Early Warning System for a Nuclear Power Plant*, 2000.

genetica maggiormente pericolosa è posta sulla costa del pacifico ad oltre 300 km di distanza sono state posizionate oltre 12 stazioni digitali per monitorare gli eventi sismici disposti su un allineamento di trecento km a 25 km di distanza l'uno dall'altro. L'accoppiamento tra distanza degli strumenti dalla città e velocità non molto elevate di materiali presenti lungo il tragitto delle onde sismiche verso Città del Messico, consente di dare un preavviso molto consistente valutato dagli esperti in un intervallo tra 58 e 74 sec circa. Inoltre un sistema di allarme radiofonico consente di raggiungere alcuni milioni di persone impiegando una fitta rete di comunicazione. In questo modo è stato possibile avvertire con largo anticipo oltre 4 milioni di persone prima che il terremoto del 14 settembre 1995 ( $M = 7.3$ ) colpisse la città. In tal modo fu possibile a molti mettersi in salvo, così come fu possibile prendere misure che evitassero lo svilupparsi di incendi devastanti.

Un sistema di *early warning* molto noto ed efficace è quello impiegato a protezione della linea ferroviaria *Shinkansen*. Lo *Shinkansen* è un treno passeggeri ad alta velocità che connette la città di Tokyo con la città di Morioka. Secondo Nakamura (2004) il sistema di *early warning* noto con l'acronimo di *UrEDAS*, era l'unico all'epoca in funzione nel mondo, basato sull'analisi *real time* delle onde P. Il sistema è costituito da una serie di stazioni distribuite sull'intero paese come mostra la Figura F.3.

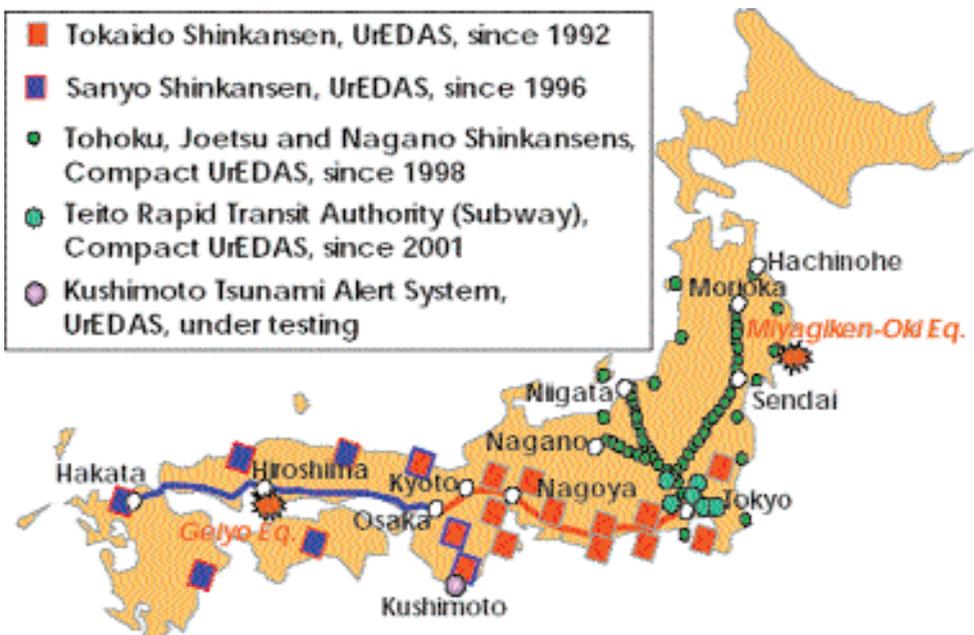


Fig. F.3. Schema del sistema di *early warning* a protezione dello *Shinkansen*.

La figura mostra anche che nel sistema è presente un nodo sperimentale finalizzato a dare allarme per tsunami. Il sistema nato in forma prototipale nel 1995 è oggi in grado di lanciare un allarme sismico in un raggio compreso tra 20 e 200 km.

Il sistema ha la capacità di analizzare le vibrazioni sismiche passo dopo passo (cioè nel corso del terremoto stesso), senza bisogno di salvare i dati per poi processarli. Il sistema molto articolato è stato impiegato anche al di fuori del Giappone, e per esempio oggi è operativo in Messico.

L'efficacia del sistema è stata verificata durante il terremoto del 26 maggio 2003 (M=7.1) quando si verificarono gravi danni alle strutture di alcuni viadotti dello Shinkansen.

Durante il terremoto in discorso una stazione *UrEDAS* vicino all'epicentro ha avvertito l'arrivo del terremoto lanciando un allarme al primo arrivo delle onde P. L'allarme venne lanciato 3 secondi dopo l'istante in cui il sistema avvertì l'arrivo delle onde P. Per effetto di questo allarme lo *Shinkansen* venne arrestato nel tratto tra Sendai e Morioka prima che arrivasse colpito dal sisma.

È ragionevole ritenere che distribuendo sul territorio sistemi di *early warning* sismico collegati tra loro mediante i sistemi di telecomunicazione oggi disponibili sarebbe possibile ridurre notevolmente gli effetti disastrosi dei terremoti. Ciò appare tanto più vero con riferimento ad aree intensamente urbanizzate ricadenti in zone non immediatamente vicine ai potenziali epicentri.

# Bibliografia

---

- AAVV., 1986. *Elementi per una guida alle indagini di microzonazione sismica*. A cura di E. Faccioli. Progetto finalizzato Geodinamica: Risultati finali (QRS-114), Vol. 7, pp. 250 p., Roma.
- AAVV., 2001. The 1997-1998 Umbria-Marche earthquake. Numero Speciale della Rivista Italiana di Geotecnica, 35(3)- 35(4).
- A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, 1977. *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*. pp. 96.
- A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, 2005. *Linee Guida su "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"*. pp. 404 Patron Editore, Bologna.
- A.F.P.S. Association Francaise du Genie ParaSismique, 1995. *Guidelines for seismic microzonation studies*. Paris.
- Aiello V., Puglia R., Silvestri F., 2006. *Analisi e zonazione di instabilita' dei versanti naturali in con-dizioni sismiche*. GNDT, Progetto VIA "Riduzione della Vulnerabilità sismica dei sistemi Infrastrutturali ed Ambiente fisico", Rapporto conclusivo Task 2 'Vulnerabilità dell'ambiente fisico'.
- Airò Farulla C., 2001. *Analisi di stabilità dei pendii - I metodi dell'equilibrio limite*, 208 pp. Hevelius, Benevento.
- Ambraysis N.N., 1988. *Engineering seismology*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 17, 1-105.
- ASTM, 1999. D1586-99 *Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*. Book of Standards Volume: 04.08.
- ASTM, 2005. D3441-05 *Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil*. Book of Standards Volume: 04.08.
- ASTM, 1991. D3999-91 (Reapproved 2003) *Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus*. Book of Standards Volume: 04.08.
- ASTM, 1992. D4015-92 (Reapproved 2000) *Standard Test Method for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method*. Book of Standards Volume: 04.08.
- ASTM. 2000. D4428/D4428M-00 *Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing*. Book of Standards Volume: 04.08.
- ASTM, 1996. D5311-92 (Reapproved 2004) *Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil*. Book of Standards Volume: 04.08.

- Aubry D., Modaressi A., 1996. *GEFDYN - Manuel Scientifique*. Ecole Centrale Paris. France.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., 1988. *Stiffness of Sand from CPT, SPT and DTM*. ICE Proc. Penetration test in U.K., Univ. of Birmingham, 299-305.
- Boulanger R.W., 2003. *Relating  $K\sigma$  to relative state parameter index*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8), 770-773.
- Boulanger R.W., Idriss I.M., 2004. *State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance*. Proc., 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, 2, 484-491.
- Brambati A., Faccioli E., Carulli G.B., Cucchi F., Onofri R., Stefanini S., Ulcigrai F., 1980. *Studio di microzonazione sismica dell'area di Tarcento (Friuli)*. Regione Autonomia Friuli-Venezia Giulia & Università degli Studi di Trieste con la collaborazione del Politecnico di Milano. Trieste.
- Bray J.D., Rathje E.M., 1998. *Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills*. J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg., ASCE, 124(3), 242-253.
- BS, 1990. BS 1377-9:1990 *Methods of test for soils for civil engineering purposes. In-situ tests*. British Standards Publishing Limited (BSPL).
- Carbone Grio D., 1884. *Terremoti di Calabria e Sicilia nel secolo XVIII*. Barbaro editore, Oppido Mamertina (RC).
- Civita M., Govi M., Maugeri M., 1985. *La franosità dei versanti nella valutazione del rischio sismico globale - indagini sul terremoto del Friuli (1976)*. Geologia Applicata e Idrogeologia, 20, parte II, 503-530.
- Costanzo A., D'Onofrio A., Silvestri F., 2007. *Analisi dei danni registrati nel centro storico di Gerace durante gli eventi sismici della Calabria del 1783*. XII Congresso Nazionale 'L'Ingegneria Sismica in Italia', Pisa. ANIDIS, Roma.
- Cotecchia V., Del Prete M., 1986. *Some observations on stability of old landslides in the historic centre of Grassano after the earthquake of 23th November 1980*. Proc. Int. Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari.
- Cotecchia V., Guerricchio A., Melidoro G., 1986a. *The geomorphogenetic crisis triggered by the 1783 Earthquake in Calabria (Southern Italy)*. Symposium: Engineering Geology Problems in Seismic Areas, 6, Bari.
- Cotecchia V., Lenti V., Salvemini A., Spilotro G., 1986b. *Reactivation of the large Buoninventre slide by the Irpinia earthquake on 23 Novembre 1980*. Proc. International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari.
- Cotecchia V., Del Prete M., Tafuni N., 1986 c. *Effects of earthquake of 23th November 1980 on pre-existing landslides in the Senerchia area (Southern Italy)*. Proc. International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari.
- Crespellani T., Madiari C., Maugeri M., 1996. *Analisi di stabilità di un pendio in condizioni sismiche e post-sismiche*. Rivista Italiana di Geotecnica, 30(1), 50-61.
- D'Elia B., 1983. *La stabilità dei pendii naturali in condizioni sismiche*. XV Convegno Nazionale di Geotecnica - AGI, Spoleto, 4-6 Maggio.
- D'Elia B., Esu F., Pellegrino A., Pescatore T.S., 1985. *Some effects on natural slope stability induced by the 1980 Italian earthquake*. Proc. XI ICSEFE, S. Francisco, 4:1943-1949.
- D'Elia B., Federico G., Pescatore T.S., Rippa F., 1986. *Occurrence and development of a large landslide (Andretta-Italy) reactivated by the Nov. 23, 1980 earthquake*. Proc. International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari.
- Dobry R., Vucetic M., 1987. *Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits*. Proc. International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A.C., 2, 49-85.
- d'Onofrio A., Silvestri F., Vinale F., 1999. *New torsional shear device*. ASTM. Geotechnical Testing Journal, 22(2), 107-117.

- Doroudian M., Vucetic M., 1995. *A Direct Simple Shear Device for Measuring Small-Strain Behaviour*. Geotechnical Testing Journal. Vol. 18(1), 69-85.
- Drnevich V.P., 1985. *Recent development in resonant column testing*. Ritchard commemorative lecture, ASCE, Detroit MI, 79-107, R.D. Woods Ed.
- F.E.M.A. Federal Emergency Management Agency, 2003. *NEHRP, Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Part 1: Provisions (FEMA 450), Part 2: Commentary (FEMA 450), Washington D.C.
- Fenelli G.B., Picarelli L., Silvestri F., 1992. *Deformation process of a hill shaken by the Irpinia earthquake in 1980*. Proc. French-Italian conf. on Slope Stability in Seismic Areas, 12-14 May, Bordighera: 47-62. (Faccioli E., Pecker A., eds), Ouest Éditions
- Finn W.D.L., Yogendrakumar M., Yoshida N., Yoshida H., 1986. *TARA-3: a program for nonlinear static and dynamic effective stress analysis*. Soil Dynamics Group, University of British Columbia, Vancouver, C, Canada.
- Galli P., 2000. *New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction*. Tectonophysics, 324, 169-187.
- Govi M., Sorzana P.F., 1977. *Effetti geologici del terremoto: frane*. In 'Studio geologico dell'area maggiormente colpita dal terremoto friulano del 1976', Riv. Italiana di Paleontologia e Stratigrafia, 83, 329-368.
- 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 appendici.
- Harr M.E., 1987. *Reliability-based design in civil engineering*. pp. 290, McGraw-Hill, New York.
- Idriss I.M., Boulanger R., 2004. *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. Proceedings of the 11th ICSDEE & 3rd ICEGE, (Doolin et al. Eds.), Berkeley, CA, USA (1) 32 -56.
- 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.
- Ishihara K., 1985. *Stability of natural deposits during earthquakes*. Proc. XI Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1, 321-376. Balkema, Rotterdam.
- ISSMGE-TC4, 1999. *Manual for zonation on seismic geotechnical hazards*. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Japan.
- Itasca Consulting Group, Inc., 2002. *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Version 4.0 User's Manual. Minneapolis, Minnesota.
- Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S., Sato H., 1982. *Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods*. Proc. 3rd Int. Conf. on Microzonation, Seattle, 3, 1319-1330.
- Japanese Geotechnical Society, 2000, *JGS 0541 Method for Cyclic Undrained Triaxial Test on Soils*. Sub-committee on the English Version of Standards for Laboratory Shear Tests, Standardization Division, JGS.
- Japanese Geotechnical Society, 2000, *JGS 0542 Method for Cyclic Triaxial Test to Determine Deformation Properties of Geomaterials*. Sub-committee on the English Version of Standards for Laboratory Shear Tests, Standardization Division, JGS.
- Japanese Geotechnical Society, 2000, *JGS 0543 Method for Cyclic Torsional Test on Hollow Cylindrical Specimens to Determine Deformation Properties of Soils*. Sub-committee on the English Version of Standards for Laboratory Shear Tests, Standardization Division, JGS.
- Keefer D.K., 1984. *Landslides caused by earthquakes*. Geological Society of America Bulletin, 95, 406-421.
- Keefer D.K., Wilson R.C., 1989. *Predicting earthquake-induced landslides with emphasis on arid and semi-arid environments*. Publication of the Inland Geological Society, 2, 118-149.
- Kramer S.L., 1996 *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, pp. 653

- Kuribayashi E., Tatsuoka F., 1975. *Brief review of soil liquefaction during earthquakes in Japan*. Soils and Foundations, 15(4), 81-92.
- Lanzo G., Vucetic M., Doroudian M., 1997. *Reduction of shear modulus at small strains in simple shear*. ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(11), 1035-1042.
- Lanzo G., 2006. Database di accelerogrammi naturali italiani, Rapporto scientifico Linea 6.3 'Stabilità dei pendii', Consorzio ReLUIS.
- Lee K.L., 1974. *Seismic permanent deformations in earth dams*. Report N. UCLA-ENG-7497, School of Engineering and Applied Science, University of California.
- Leone U., 2004. *La sicurezza fa chiasso: ambiente, rischio qualità della vita*. Guida, Napoli, pp. 118.
- Liu Y., Xie J.F., 1984. *Seismic liquefaction of sand*. Earthquake Press, China (in Chinese).
- Louie J.N., 2001. *Faster, better: shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays*. Bull. Seism. Soc. Am., 91, 347-364.
- Loukidis D., Lee S.H., Yi Q., Bourdeau P.L., 2001. *Analytical study of the Nikawa Landslide*. Proc. 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA.
- Mancuso C., 1992. *Misura in sito delle proprietà dei terreni mediante prove dinamiche*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Mancuso C., 1996. *Misure dinamiche in sito - Applicazioni geotecniche*. Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius.
- Martino S., Scarascia Mugnozza G., 2005. *The role of seismic triggering in the Calitri land-slide (Italy): historical reconstruction and dynamic analysis*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, 25, 933-950.
- Mayne P.W., Rix G.J., 1993. *Gmax-qc Relationships for Clays*, ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 16 (1), 54-60
- Miles S.B., Ho C.L., 1999. *Rigorous landslide hazard zonation using Newmark's method and stochastic ground motion*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 18, 305-323.
- Nakamura Y., 2004. *UrEDAS, urgent earthquake detection and alarm system, now and future*. Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada.
- Newmark N.W., 1965. *Effects of earthquakes on dams and embankments*. The V Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Géotechnique, 15 (2), 139-160.
- Ohta Y., Goto N., 1978. *Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil index*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Vol. 6, 167-187.
- Parlato A., Santucci de Magistris F., 2003. *Confronto tra una cella triassiale a stress-path controllato ed una cella "TXJ"*. Incontro annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2003 - IARG 2003 Potenza.
- Park C.B., Miller R.D., Xia J., 1999. *Multi-channel analysis of surface waves*. Geophysics, 64, 800-808.
- Prestininzi A., Romeo R., Valentini G., Bozzano F., Cello G., Dramis F., Gambino P., Scarascia Mugnozza G., Tondi E., 1997. *Assetto sismotettonico regionale ed effetti di superficie indotti dal terremoto dell'Umbria-Marche del 26 Settembre 1997*. L'Ingegneria Sismica, XV(1), 7-14.
- Prevost J.H., 2002. *DYNAFLOW - A non linear transient finite element analysis program*. Version 2002. Release 01.A., Dept. Of Civil Engrg. & Operation Research, Princeton University, Princeton, NJ First Release, 1981.
- Puglia R., Lanzo G., Pagliaroli G., Sica S., Silvestri F., 2007. *Ground motion amplification in S. Giuliano di Puglia (Southern Italy) during the 2002 Molise earthquake*. Proc. 4th Int. Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece.
- Pugliese A., Sabetta F., 1989. *Stima di spettri di risposta da registrazioni di forti terremoti italiani*. Ingegneria Sismica, 6(2), 3-14.
- Richter C.F., 1935. *An instrumental magnitude scale*. Bull. Seismic Soc. Am., 21, 1-32.

- Rippa F., Vinale F., 1983. *Effetti del terremoto del 23 novembre 1980 sul patrimonio edilizio di Napoli*. XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto.
- 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, 351-362.
- Robertson P.K., Wride C.E., 1998. *Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test*, Canadian Geotechnical Journal, 35 (3), 442-459.
- Romeo R., Delfino L., 1997. *C.E.D.I.T.: Catalogo Nazionale degli effetti deformativi del suolo indotti da forti terremoti*. Servizio Sismico Nazionale, Rapporto Tecnico SSN/RT/97/04.
- Sabetta F., Pugliese A., 1987. *Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong-motion records*. Bulletin of the Seismological Society of America, 77, 1491-1513.
- Santucci de Magistris F., 2005a. *Tecniche sperimentali in sito ed in laboratorio*. AGI – Linee Guida su “Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica”, Patron Editore, Bologna, pp. 241-276.
- Santucci de Magistris F., 2005b. *Valutazione della suscettibilità a liquefazione mediante metodi semplificati*. AGI – Linee Guida su “Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica”, Patron Editore, Bologna, pp. 351-364.
- Santucci de Magistris F., Koseki J., Amaya M., Hamaya S., Sato T., Tatsuoka F., 1999. *Triaxial testing system to evaluate stress-strain behaviour of soils for wide range of strain and strain rate*. ASTM Geotechnical Testing Journal, 22(1), 44-60.
- Sassa K., Fukuoka H., Scarascia-Mugnozza G., Evans S., 1995. *Earthquake-induced land-slides: distribution, motion and mechanisms*. Special Issue of the Hyogoken-Nambu Earthquake, Soils and Foundations, 53-64.
- Seed H.B., Wilson D., 1967. *The Turnagain Heights Landslides, Anchorage, Alaska*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 93(4):325-353.
- Seed H.B., 1968. *Landslides during earthquakes due to liquefaction*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 94(5):1055-1122.
- Seed H.B., Idriss I.M., 1971. *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. 97(9), 1249-1273.
- Seed H.B., Lee K.L., Idriss I.M., Makdisi F.I., 1973. *Analyses of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971*. Report N. EER/73-2 University of California, Berkeley
- Seed H.B., 1983. *Earthquake resistant design of earth dams*. Proc., Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, Pennsylvania, ASCE, N.Y., 41-64.
- Serff N., Seed H.B., Makdisi F.I., Chang C., 1976. *Earthquake-induced deformations of earth dams*. Report N. EERC 76-4, earthquake engineering Research Center, University of California.
- Silvestri F., 1991. *Analisi del comportamento dei terreni naturali in prove cicliche e dinamiche di taglio torsionale*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Silvestri F., 2005. *Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche*. Linee Guida su: “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”. Patron Editore, Bologna, pp. 13-36.
- Silvestri F., Aiello V., Barile A., Costanzo A., Puglia R., Pescatore T.S., Lo Russo E., Pinto F., Tornesello D., 2006. *Analisi e zonazione della stabilità dei pendii in condizioni sismiche: applicazioni di metodi tradizionali ed avanzati ad un'area di studio*. Questioni di Ingegneria Geotecnica - Scritti in onore di Arturo Pellegrino. Hevelius, Benevento.
- Stokoe K.H., Wright, S.G., Bay, J.A., Rosset J.M., 1994. *Characterization of geotechnical sites by SASW method*. Geophysical characterization of sites, ISSMFE Technical committee 10 R. D. Woods ed., Oxford Publishers, New Delhi R., 15-25.
- Tatsuoka F., Sato T., Park C.S., Kim Y.S., Mukabi J.N., Kohata Y. 1994. *Measurements of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests*. ASTM Geotechnical Testing Journal, 17(1), 80-94.
- Tinti S., Maramai A., Graziani L., 2004. *The new catalogue of Italian tsunamis*. Natural Hazards, 33: 439-465.

- Varnes D.J., 1978. *Slope movements type and process*. In: R.L. Schuster e R.J. Krizek (eds), Special Report 176: Landslides: analysis and control. Washington, TRB, National Research.
- Vinale F., 1988. *Microzonazione sismica di un'area campione di Napoli*. Rivista Italiana di Geotecnica, 3/88, 141-162.
- Vinale F., Mancuso C., Silvestri F., 2003. *Dinamica dei terreni*. Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale, Zanichelli/ESAC, (1).
- Vucetic M., Lanzo G., Doroudian M., 1998. *Damping at small strains in cyclic simple shear test*. ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 124(7), 585-594.
- Wakamatsu K., 1991. *Maps for historic liquefaction sites in Japan*. Tokai University Press. Japan pp. 341 (in Giapponese).
- Wakamatsu K., 1993. *History of soil liquefaction in Japan and assessment of liquefaction potential based on geomorphology*. Ph.D. Thesis. Waseda University, Tokyo Japan.
- Xie M., Esaki T., Mitani Y., Cai M., 2004. *A 3D deterministic approach for mapping landslide hazard using GIS*. Proc. IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, 1, 97-102. Taylor & Francis group, London.
- Yasuda S., Thono I., 1988. *Sites of Re-liquefaction caused by the 1983 Nihonkai-chubu Earthquake*. Soils and Foundations, 28(2), 61-72.
- Youd T. L., 1984. *Recurrence of Liquefaction at Same Site*. Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engineering, San Francisco, California, 3, 231-238.
- Youd T.L., et al., 2001. *Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), 817-833.
- Zienkiewicz O.C., Chang C.T., Bettess P., 1980. *Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soil*. Limits of validity. Géotechnique, 30(4), 385-395.

# Glossario dei simboli

---

Simbolo	Significato
$a$	Accelerazione
$A(t)$	Accelerogramma
$A$	Sottosuolo di tipo A
$a_c$	accelerazione di soglia o accelerazione critica
$a_g$	Accelerazione di picco orizzontale $a_{max,r}$ su affioramento rigido
$a_{max}$	Accelerazione di picco
$a_{max,r}$	Accelerazione di picco su affioramento rigido
$a_{max,s}$	Accelerazione di picco al piano campagna
$A_p$	Ampiezza di un generico segnale oscillante
$B$	Sottosuolo tipo B
$C$	Sottosuolo tipo C
$c'$	Coesione intercetta in termini di tensioni efficaci
$CRR$	Rapporto di resistenza ciclica
$CSR$	Rapporto di tensione ciclica
$c_u$	Resistenza non drenata in termini di tensioni totali
$c_{u,30}$	Resistenza non drenata equivalente nei primi 30 m di profondità
$D$	Coefficiente di smorzamento equivalente del terreno
$D$	Sottosuolo tipo D
$D$	Spostamento residuo di un pendio
$D_0$	Fattore di smorzamento iniziale
$D(\gamma)$	Variazione del fattore di smorzamento in funzione della deformazione di taglio
$D_{max}$	Massimo diametro delle particelle del terreno

Simbolo	Significato
$D_r$	Densità relativa
$e$	Indice dei pori (o di porosità)
$E$	Modulo di Young
$E$	Sottosuolo tipo E
$E'$	Modulo di Young in tensioni efficaci
$E_{ed}$	Modulo di compressione edometrica
$ER$	Rendimento energetico nelle prove penetrometriche dinamiche
$E_u$	Modulo di Young in condizioni non drenate (tensioni totali)
$f$	Frequenza
$f_r$	Frequenza di risonanza
$F_C$	Frazione di fine
$F_S$	Fattore di sicurezza alla liquefazione
$f_s$	Resistenza laterale nella prova CPT
$g$	Accelerazione di gravità
$G$	Modulo rigidezza a taglio (generico)
$\bar{G}$	Modulo di taglio normalizzato rispetto al valore iniziale
$G'$	Modulo di rigidezza a taglio in tensioni efficaci
$G(\gamma)$	Variazione del modulo di taglio in funzione della deformazione di taglio
$G_{max}, G_0$	Modulo di rigidezza a taglio a bassi livelli di deformazione
$G_u$	Modulo di rigidezza a taglio in condizioni non drenate (tensioni totali)
$h_i$	Spessore strato di sottosuolo i-mo
$I_a$	Intensità di Arias
$I_p$	Indice di plasticità dei terreni (usato in alternativa a $PI$ )
$K_\alpha$	Fattore correttivo della pendenza
$K_\sigma$	Fattore correttivo dello stato tensionale
$k_h$	Coefficiente sismico orizzontale
$k_v$	Coefficiente sismico verticale
$M, M_L$	Magnitudo Richter di un terremoto
$M_J$	Magnitudo della Japan Meteorological Agency
$M_w$	Magnitudo di momento di un terremoto
$MSF$	Fattore di scala per la magnitudo
$n$	Porosità
$(N_1)_{60}$	Valore della resistenza penetrometrica $N_{SPT}$ , normalizzato ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e ad un fattore di rendimento del 60%
$N_C$	Numero di cicli di sollecitazione

Simbolo	Significato
$N_{SPT,30}$	Resistenza penetrometrica equivalente nei primi 30 m di profondità
$OCR$	Grado di sovraconsolidazione
$p'$	Tensione efficace media
$p$	Tensione totale media
$p_a$	Pressione atmosferica
$PGA$	Accelerazione di picco orizzontale
$PI$	Indice di plasticità del terreno (usato in alternativa a $I_p$ )
$P_L$	Indice di potenziale liquefazione
$q$	Tensione deviatorica
$q_c$	Resistenza alla punta del penetrometro statico (CPT)
$q_{C1N}$	Resistenza penetrometrica CPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa
$r_u$	Rapporto di sovrappressione interstiziale
$R$	Massima distanza epicentrale entro cui si osserva liquefazione
$r_d$	Fattore riduttivo delle azioni sismiche
$RHR$	Rischio storico relativo per eventi franosi
$S$	Coefficiente di amplificazione dell'accelerazione sismica legato al tipo di sottosuolo
$S1$	Sottosuolo tipo S1
$S2$	Sottosuolo tipo S2
$S_{a,s}$	Ordinata dello spettro di risposta di accelerazione in superficie
$T$	Periodo di vibrazione
$t_{5-95}$	Durata significativa di un terremoto
$u$	Pressione interstiziale (o neutra) per terreno saturo
$Uc$	Coefficiente di uniformità
$v$	Velocità di movimento di un evento franoso
$V_P$	Velocità delle onde di compressione
$V_{PH}$	Velocità di fase
$V_R$	Velocità delle onde di Rayleigh
$V_S$	Velocità delle onde di taglio
$V_{S,1}$	Velocità delle onde di taglio normalizzate ad una tensione efficace verticale di 100 kPa
$V_{s,30}$	Velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità
$V_{S,i}$	Velocità delle onde di taglio nello strato $i$ -mo di sottosuolo
$w$	Contenuto d'acqua
$w_L$	Limite di liquidità

Simbolo	Significato
$w_P$	Limite di plasticità
$z_w$	Profondità della falda
$\beta$	Pendenza di un pendio
$\gamma, \gamma_C$	Deformazione di taglio
$\gamma$	Peso dell'unità di volume
$\gamma'$	peso dell'unità di volume immerso in acqua
$\gamma_l$	Soglia di deformazione di linearità
$\gamma_V$	Soglia di deformazione volumetrica
$\gamma_w$	Peso specifico dell'acqua
$\Delta u$	Sovrappressione interstiziale (o neutra)
$\varepsilon$	Deformazione assiale
$\lambda$	Lunghezza d'onda
$\nu'$	Coefficiente di Poisson in tensioni efficaci
$\nu$	Coefficiente di Poisson
$\nu_U$	Coefficiente di Poisson in condizioni non drenate (tensioni totali)
$\xi$	Coefficiente di smorzamento (in percentuale) utilizzato per la definizione dello spettro di risposta elastico
$\rho$	Densità apparente (massa per unità di volume) del terreno
$\sigma$	Tensione totale normale
$\sigma'$	Tensione efficace normale
$\sigma_{ij}$	Tensore delle tensioni totali
$\sigma'_{ij}$	Tensore delle tensioni efficaci
$\sigma'_p$	Tensione di sovraconsolidazione
$\sigma_{v0}$	Tensione totale verticale geostatica nel sottosuolo
$\sigma'_{v0}$	Tensione efficace verticale geostatica nel sottosuolo
$\tau$	Tensione tangenziale
$\tau_f$	Resistenza a taglio
$\varphi'$	Angolo di resistenza al taglio (o d'attrito) in termini di tensioni efficaci



Finito di stampare nel mese di febbraio 2008  
presso Officine Grafiche Francesco Giannini & Figli S.p.A. – Napoli







