

**Alla stregua dell'istruttoria compiuta dal Settore e delle risultanze e degli atti tutti richiamati nelle premesse che seguono, costituenti istruttoria a tutti gli effetti di legge, nonché dell'espressa dichiarazione di regolarità della stessa resa dal Dirigente del Settore a mezzo di sottoscrizione della presente**

**PREMESSO**

- che con deliberazione n. 335 del 31/01/2003 la Giunta regionale della Campania ha approvato la "Procedura tecnico-amministrativa per la verifica strutturale del patrimonio pubblico e l'analisi geologica in prospettiva sismica del territorio campano" al fine di avviare una serie di attività tese alla mitigazione del rischio sismico, nonché alla programmazione di interventi mirati alla salvaguardia, al recupero e/o all'adeguamento sismico del patrimonio edilizio ed infrastrutturale pubblico;
- che con la stessa deliberazione la Giunta regionale della Campania ha, tra l'altro, stabilito di costituire con compiti di consulenza e supporto alle attività del Settore Geologico Regionale, una commissione tecnico-scientifica composta da docenti universitari di comprovata esperienza scientifica specialistica;
- che in data 20/03/2003 il Presidente del Consiglio dei Ministri ha emanato l'Ordinanza n. 3274 che, tra l'altro, ha previsto l'obbligo di procedere alla verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, dell'adeguatezza sismica sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso;
- che con deliberazione n. 2322 del 18/07/2003, la Giunta regionale ha approvato la nuova "Procedura tecnico-amministrativa per la verifica strutturale del patrimonio pubblico e l'analisi geologica in prospettiva sismica del territorio campano" contenente le modifiche e le integrazioni necessarie per l'adeguamento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003;
- che con la stessa deliberazione è stato costituito un tavolo di lavoro interdisciplinare coordinato dal dirigente del Settore Geologico Regionale con la partecipazione dei Settori "Geotecnica, Geotermia e Difesa del Suolo", "Interventi di Protezione Civile sul Territorio", "Urbanistica" e "Provinciale del Genio Civile di Napoli", ed è stata confermata la costituzione della commissione tecnico-scientifica, già operata con deliberazione n. 335 del 31/01/2003,
- che tra le attività che competono al Settore Geologico Regionale rientra quella di provvedere, con il supporto del tavolo interdisciplinare e la consulenza della commissione tecnico - scientifica, alla predisposizione di "Linee guida" finalizzate sia alla definizione delle indagini ed analisi tecnico-strutturali, geologico-tecniche e geognostiche di dettaglio, sia alla formulazione di atti d'indirizzo per la mitigazione del rischio sismico per le infrastrutture pubbliche ed il patrimonio pubblico e privato;
- che con D.P.G.R.C. n. 770 del 13/11/2003 è stata emanata la suddetta procedura tecnico-amministrativa, costituita la commissione tecnico-scientifica, ed, altresì, approvato lo schema di convenzione relativo all'attività di consulenza e supporto finalizzate alla verifica strutturale del patrimonio pubblico e all'analisi geologica in prospettiva sismica del territorio campano;

**RILEVATO**

- che la commissione tecnico-scientifica, in ottemperanza alla convenzione sottoscritta in data 12/01/2004, ha trasmesso al Settore Geologico Regionale, tra gli altri, i seguenti documenti:
  1. Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico: indagini ed analisi geologiche, geofisiche e geotecniche;
  2. Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico: verifica strutturale degli edifici in cemento armato in attuazione dell'O.P.C.M. 3274/2003;
- che entrambe le Linee-Guida sono state elaborate tenendo conto delle norme tecniche vigenti e delle conoscenze tecnico-scientifiche più recenti e, pertanto, costituiscono un utile riferimento, in quanto esempio di buona pratica;
- che dette linee guida sono state condivise dai rappresentanti dei Settori facenti parte del tavolo tecnico interdisciplinare ai quali è stato sottoposto l'esame delle stesse senza che siano state formulate eccezioni o proposte di modifiche;

del territorio campano”, su proposta del Settore Geologico Regionale, compete la formulazione di Linee guida e atti di indirizzo per la mitigazione del rischio sismico per le infrastrutture pubbliche e per il patrimonio edilizio pubblico e privato;

#### PRESO ATTO

- del Documento Strategico Regionale, preliminare alla politica di coesione per la gestione dei fondi strutturali 2007/2013, nel quale si rileva la necessità di tutela del territorio anche mediante la riduzione del rischio sismico;
- che la riduzione del rischio sismico ha una valenza prioritaria rispetto a rischi di natura generica o localizzati in quanto interessa tutto il territorio regionale e grava sull'intera popolazione;

#### VALUTATO

- la necessità di fornire indicazioni utili ai professionisti a vario titolo incaricati di svolgere le attività connesse alla microzonazione sismica del territorio nonché le verifiche tecniche e le progettazioni relative a singoli manufatti;

#### VISTE

- la deliberazione di G.R. n. 335 del 31/03/2003;
- l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003;
- la deliberazione di G.R. n. 2322 del 18/07/2003;
- il D.P.G.R.C. n. 770 del 13/11/2003;

PROPONE e la Giunta, in conformità, a voto unanime

#### DELIBERA

per le motivazioni espresse in premessa, che si intendono integralmente riportate nel seguente dispositivo:

- di approvare le Linee guida per la mitigazione del rischio sismico per le infrastrutture pubbliche e per il patrimonio edilizio pubblico e privato, contenute negli allegati A e B che sono parte integranti della presente delibera, concernenti:
  1. Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico: indagini ed analisi geologiche, geofisiche e geotecniche (allegato A);
  2. Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico: verifica strutturale degli edifici in cemento armato in attuazione dell'O.P.C.M. 3274/2003 (allegato B);
- di demandare al Settore Geologico Regionale l'attuazione di ogni più utile iniziativa finalizzata all'applicazione delle predette linee guida nelle verifiche strutturali del patrimonio edilizio e infrastrutturale nonché nelle attività di microzonazione sismica;
- di trasmettere, ad avvenuta esecutività, la presente deliberazione all'A.G.C. LL.PP. e al B.U.R.C. per i conseguenti adempimenti di competenza, nonché al Settore Geologico Regionale, al Settore Geotecnica, Geotermia, Difesa del Suolo, al Settore Interventi di Protezione Civile sul Territorio, al Settore Urbanistica, ai Settori provinciali del Genio Civile di Avellino, Benevento, Caserta, Napoli, Salerno e Ariano Irpino.



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

**LINEE GUIDA FINALIZZATE ALLA**  
**MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO**

**Indagini ed analisi geologiche,**  
**geofisiche e geotecniche**

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

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

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

## INTRODUZIONE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## INDICE

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

## 1.1 Premessa

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Gli effetti locali possono essere tali da produrre variazioni del livello di pericolosità del sito, anche maggiori di quelle che derivano dalle differenti categorie proposte nella classificazione nazionale e in quella regionale. In tal senso, come peraltro è da anni internazionalmente riconosciuto, la pericolosità sismica di un'area ha un significato più ampio rispetto a quello normalmente inteso. Più in generale, alla definizione della pericolosità sismica<sup>1</sup> di un sito concorre anche la valutazione della suscettibilità dell'ambiente fisico rispetto a fenomeni quali: fratture superficiali e subsidenza, maremoti, moti ondosi in bacini d'acqua confinati. La gran parte di questi fenomeni è fortemente condizionata dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della porzione più superficiale di sottosuolo, in particolare di quella coltre di terreni che si estende dal piano di campagna fino ad una profondità di poche decine di metri.

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

---

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

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

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

A tal proposito, si ricordano:

- Building Seismic Safety Council, B.S.S.C., 2003. The 2003 NEHRP recommended provisions for new buildings and other structures. National Institute of Building Sciences. <http://www.bssconline.org>
- California Geological Survey. 1997. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California. State Mining and Geology Board Special Publication 117 <http://gmw.consrv.ca.gov/shmp/webdocs/sp117.pdf>
- California Geological Survey. 2004. Recommended criteria for delineating seismic hazard zones State Mining and Geology Board Special Publication 118 [http://gmw.consrv.ca.gov/shmp/webdocs/sp118\\_revised.pdf](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.nbmng.unr.edu/nesc/liquefaction.htm>

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

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

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

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

## **1.2 Caratterizzazione dei terreni in campo sismico**

### **1.2.1 Introduzione**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### **1.2.2 Prove penetrometriche**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

AUTORE	RELAZIONE	TIPO DI MATERIALE	UNITA' DI MISURA	OSSERVAZIONI
Ohsaki e Iwasaki (1973)	$G=120N^{0,8}$	Terreni sabbiosi poco coesivi		R=0,78
Ohta & Goto (1978)	$V_S=280N_{SPT}^{0,340}$		$V_S$ in ft/s	
Ohta & Goto (1978)	$V_S=284,9N_{SPT}^{0,340}S$		$V_S$ in ft/s	S= 1 per l'argilla S= 1.018 per la sabbia S= 1.086 per la ghiaia
Ohta & Goto (1978)	$V_S=155,3N_{SPT}^{0,230}H^{0,222}$		$V_S$ in ft/s	H è la profondità espressa in ft
Ohta & Goto (1978)	$V_S=156,3N_{SPT}^{0,215}H^{0,220}S$		$V_S$ in ft/s	S= 1 per l'argilla S= 1.073 per la sabbia S= 1.199 per la ghiaia
Ohta & Goto (1978)	$V_S=793N_{SPT}^{0,170}H^{0,195}SG$		$V_S$ in ft/s	S= 1 per l'argilla S= 1.085 per la sabbia S= 1.189 per la ghiaia G=1 per età geologica alluviale G=1.306 per età geologica diluviale
Imai & alii (1982)	$V_S=75,4N_{SPT}^{0,351}$ $V_S=87,8N_{SPT}^{0,292}$ $V_S=107N_{SPT}^{0,274}$	Ghiaia Sabbia Argilla	$V_S$ in m/s	
Imai & Tonouchi (1987)	$G_d=144N^{0,68}$	Sabbia	$G_d$ in kg/cm <sup>2</sup>	R= 0,867
Sykora e Stokoe (1983)	$V_S=330N_{60}^{0,29}$	Terreni granulari	$V_S$ in ft/s	

Tabella 1.1

AUTORE	RELAZIONE	TIPO DI MATERIALE	UNITA' DI MISURA	OSSERVAZIONI
Seed et alii (1983)	$V_S=185N_{60}^{0,5}$	Sabbie e Sabbie argillose	$V_S$ in ft/s	
Seed et alii (1986)	$G_{max}=20(N_1)_{60}^{1,3}(s'_v)_{60}^{0,5}$	Terreni granulari	$G_{max}$ e $s'_v$ in lb/ft <sup>2</sup>	
Yoshida et alii (1988)	$V_S=49N_j^{0,25}\sigma'_v^{-0,14}$ $V_S=56N_j^{0,25}\sigma'_v^{-0,14}$	Terreno fine Terreno da fine a grossolano	$V_S$ in m/s $s'_v$ in KPa	$N_j=60/78$ (N60) come suggerito da Lum & Yan (1994); $s'_v=100$ KPa
Mele e Rapolla (1995)	$V_S=96N_{SPT}^{0,38}$	Sabbia	$V_S$ in m/s	
Dickenson (1994)	$V_S=290(N_{60}+1)^{0,29}$	Sabbie	$V_S$ in ft/s	
Fear e Robertson (1995)	$V_{S1}=89,8(N_1)_{60}^{0,25}$ $V_{S1}=113(N_1)_{60}^{0,25}$	Sabbie di Ottawa Sabbie di Alaska (FC=30%)	$V_{S1}$ in m/s	
Andrus a Stokoe (2000)	$V_{S1}=93,2(N_1)_{60}^{0,231}$	Sabbie non plastiche con FC<10%	$V_{S1}$ in m/s	
Piratheepan e Andrus (2002)	$V_S=66,7N_{60}^{0,248}Z^{0,138}$ $V_S=72,3N_{60}^{0,228}Z^{0,152}$ $V_S=72,9N_{60}^{0,234}Z^{0,140}$ $V_{S1}=95,5(N_1)_{60}^{0,226}$ $V_{S1}=103(N_1)_{60}^{0,205}$ $V_{S1}=102(N_1)_{60}^{0,205}$	Sabbie con FC<10% Sabbie con FC=10-35% Sabbie con FC<40% Sabbie con FC<10% Sabbie con FC=10-35% Sabbie con FC<40%	$V_S$ e $V_{S1}$ in m/s Z in m	$R^2=0,873$ $R^2=0,951$ $R^2=0,788$ $R^2=0,688$ $R^2=0,878$ $R^2=0,719$
Andrus et alii (2003)	$(V_{S1})_{CS}=87,7[(N_1)_{60CS}]^{0,233}$	Sabbie non cementate	$(V_{S1})_{CS}$ in m/s	$R^2=0,719$

Tabella 1.2

### 1.2.3 Prove sismiche in sito

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

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

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

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

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

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

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

- multichannel analysis of surface waves (MASW)

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

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

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

Tabella 1.3

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

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

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

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

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

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

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

#### **1.2.4 Prove di laboratorio**

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

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

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

Le prove statiche sono quelle prove in cui il carico varia con una legge monotona o ciclica con velocità ridotta, in modo che gli effetti di tipo inerziale possano essere trascurati (Tatsuoka e Shibuya, 1992). Nelle prove cicliche la sollecitazione di compressione assiale o di taglio 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 locali.

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

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

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

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

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

## 1.2.5 Integrazione tra le indagini in sito ed in laboratorio

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

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

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

Legenda:

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

Tabella 1.4

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## **1.3 Zonazione sismica**

### **1.3.1 Premessa**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Queste linee guida sulla microzonazione sismica possono anche servire a:

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

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

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

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

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

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

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

### **1.3.2 Contenuti delle Mappe di Microzonazione**

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

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

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

### **1.3.3 Scala di analisi e rappresentazione cartografica**

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

In generale, si definiscono:

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

- Mappe a piccola scala 1:1.000.000 o inferiore.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- b) Carta Idrogeologica – Questa carta ha lo scopo di rappresentare mediante curve di livello (isopieze) la profondità della falda e le direzioni di deflusso
- c) Carta della Stabilità – Tale carta ha lo scopo di individuare, in relazione al livello energetico dell'evento sismico atteso, aree suscettibili di instabilità del suolo e del sottosuolo, tenendo conto della litologia e della morfologia. Dovrà quindi indicare la pendenza dei versanti, le aree a potenziale franosità e riattivazione, la tipologia di queste frane, i livelli di piovosità, il potenziale di infiltrazione e di ruscellamento, la presenza di cavità, delle loro caratteristiche geotecniche e condizioni di stabilità ed ogni altro parametro che si ritiene utile ai fini della sicurezza del territorio. Bisognerà inoltre identificare le aree nelle quali particolari situazioni geomorfologiche possono indurre focalizzazione dell'energia sismica.
- d) Carta della Zonazione Sismica del Territorio in Prospettiva Sismica – Sulla base dei risultati delle indagini e delle mappe precedentemente descritte e sulla base di specifiche indagini tese a definire le caratteristiche geosismiche dei terreni di copertura attraverso la determinazione della  $V_s30$  (vedi dopo), si dovrà microzonare (sottozonare) il territorio comunale in aree omogenee dal punto di vista della pericolosità sismica. La carta della zonazione del territorio in prospettiva sismica ha per scopo quindi la definizione di zone omogenee per quanto riguarda la pericolosità sismica, specificando la natura del rischio.

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

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

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

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

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

## **1.4 Metodi di zonazione sismica**

### **1.4.1 Introduzione**

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

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

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

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

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

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

## **1.5 Zonazione sismica per amplificazione del moto sismico**

### **1.5.1 Metodi di I livello (Macrozonazione del territorio)**

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

Le informazioni sono essenzialmente quelle relative a:

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

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

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

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

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

A questo fine possono essere utili ulteriori:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

in cui:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

laboratorio. Il grado di affidabilità dell'analisi dipende dal grado di approfondimento utilizzato nella definizione dei parametri geotecnici del materiale, che è funzione del tipo e numero di prove effettuate, del numero e della qualità dei campioni esaminati e della profondità, estensione e dettaglio delle indagini eseguite in sito.

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

#### **1.5.4 Zonazione sismica per fenomeni di instabilità dei pendii**

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

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

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

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

- 1) criteri finalizzati alla ricerca di eventuali relazioni tra magnitudo e distanze dall'epicentro di attivazione, o di riattivazione, di fenomeni franosi;
- 2) criteri finalizzati alla rappresentazione della distribuzione spaziale delle isosiste e dei fenomeni franosi innescati da sisma.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

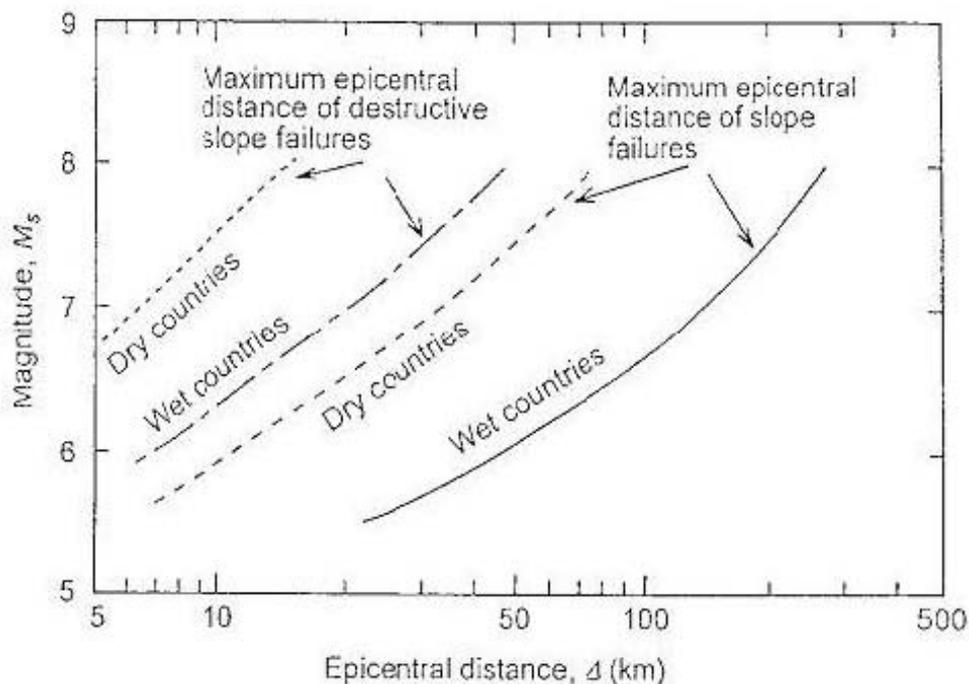


Fig. 1 – Relazione tra la Magnitudo del sisma e la massima distanza epicentrale di attivazione di fenomeni franosi (TC4, 1999).

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

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

## 2) Criteri basati sulla rappresentazione delle isosiste

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

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

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

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

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

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

#### **1) Metodi proposti dal Comitato Tecnico TC4 - ISSMFE**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## 2) Criteria basati sulla definizione di categorie di sottosuolo

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

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

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

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

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

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

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

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

#### **1) Metodi pseudo-statici**

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

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

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

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

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

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

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

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

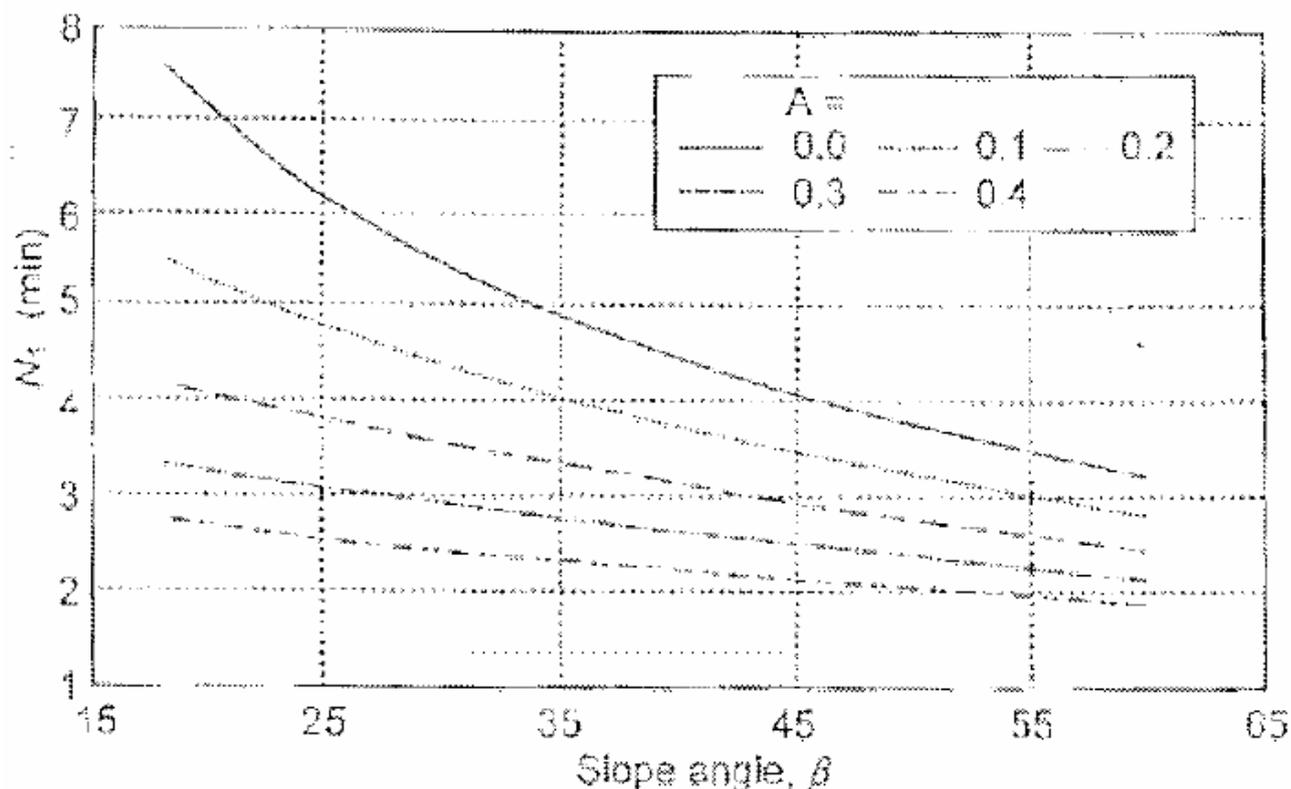


Fig. 2 – Dipendenza del valore minimo di  $N_1$  dalla pendenza  $\beta$  del versante e dall'accelerazione  $A$  di progetto (Siyahi e Ansal, 1993).

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

## 2) Metodi di analisi dinamica semplificata

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

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

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

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

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

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

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

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

## **1.6 Zonazione per suscettibilità alla liquefazione**

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

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

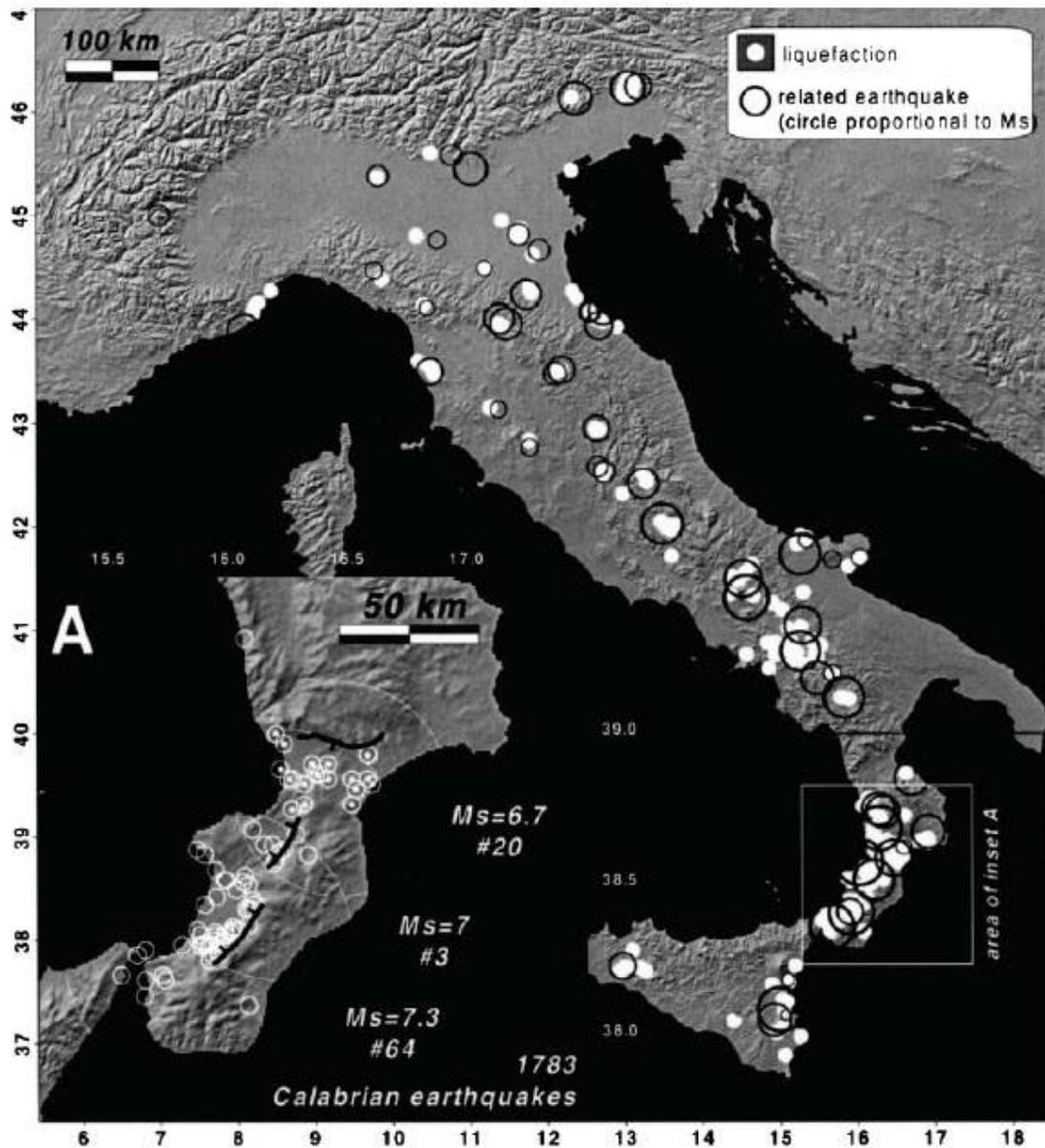


Figura 3 -Casi di liquefazione censiti in Italia (Galli, 2000)

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

### 1.6.1 Metodi di I livello

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

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

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

#### 1) Criteri basati sulla magnitudo e la distanza

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

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

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

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

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

$$R = 0,82 \cdot 10^{\dots}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

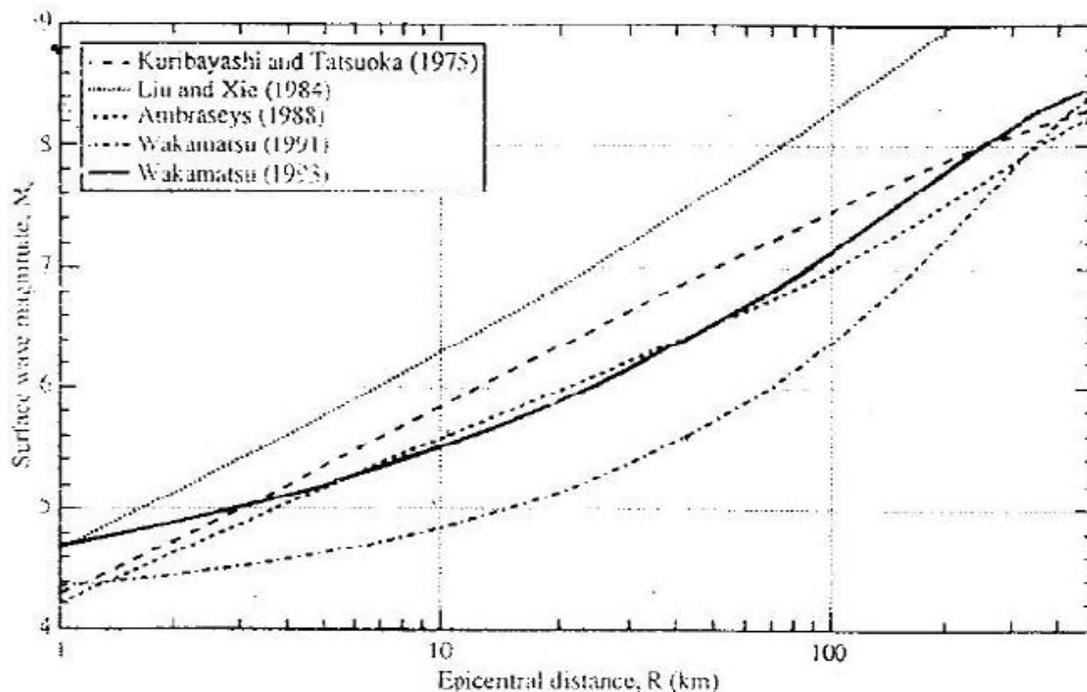


Figura 4 - Relazioni empiriche tra magnitudo delle onde superficiali ( $M_s$ ) e massima distanza epicentrale entro la quale si sono storicamente osservati fenomeni di liquefazione.

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

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

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

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

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

Tabella 1.5 - Caratteri geomorfologici e suscettibilità alla liquefazione

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

### 1.6.2 Metodi di II livello

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

A questo fine possono essere utili ulteriori:

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

- indagini dirette sul campo finalizzate a conoscere, quantificare e riportare su carta le unità geologiche potenzialmente suscettibili di liquefazione,
  - misura di VS con metodi non invasivi e low cost, finalizzate a valutare la velocità delle onde di taglio dei terreni potenzialmente suscettibili di liquefazione.
- 1) Criteri geologici e geomorfologici per valutare il potenziale di liquefazione

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

---

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

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

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

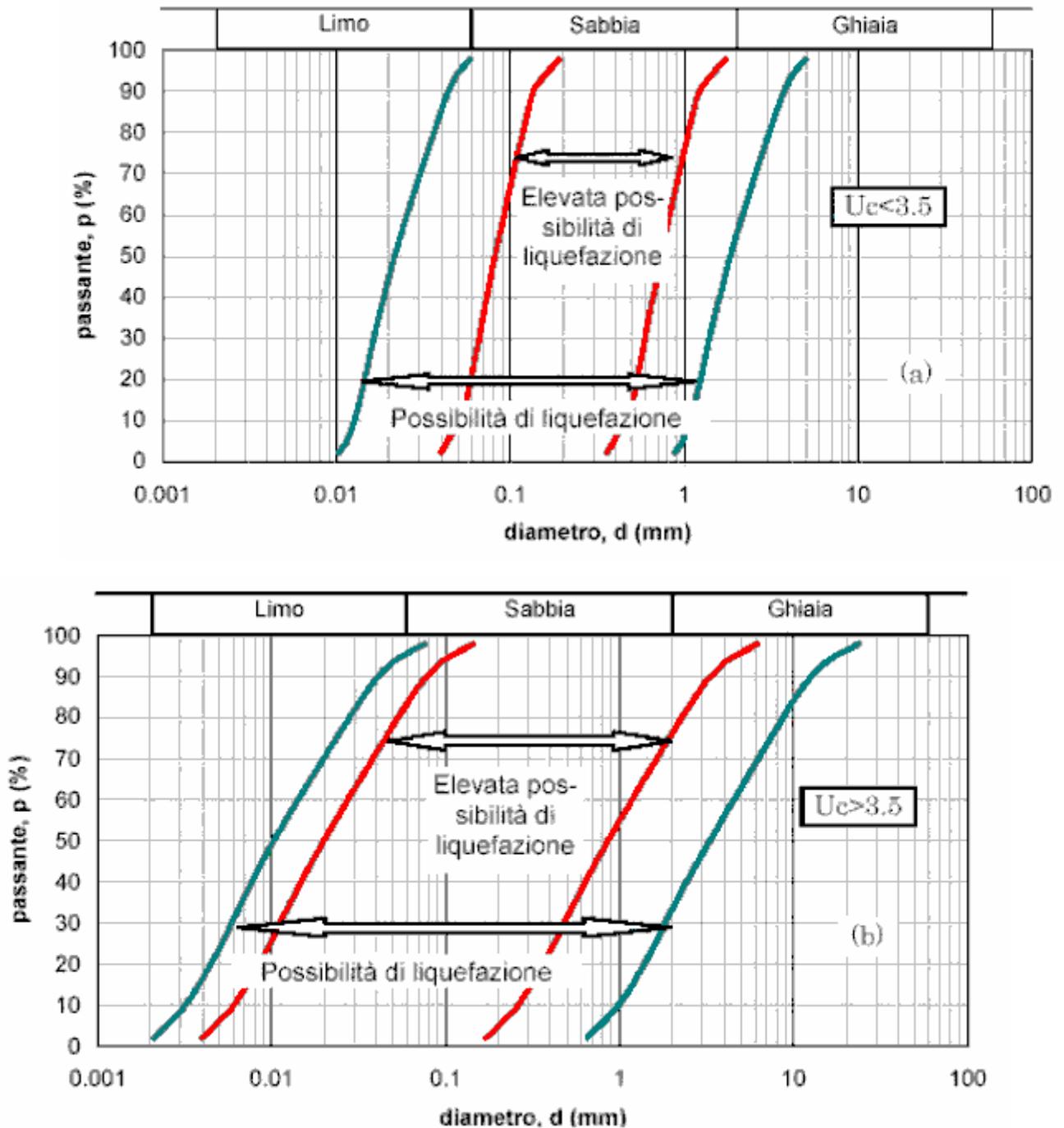


Figura 5 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettività a liquefazione di un terreno.

### 1.6.3 Metodi di III livello

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

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

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

resistenza alla liquefazione dei terreni;

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

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

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

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

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

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

## 1.7 Bibliografia

### GEOTECNICA

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## GEOFISICA

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### INSTABILITA' DEI VERSANTI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

**LINEE GUIDA FINALIZZATE ALLA MITIGAZIONE  
DEL RISCHIO SISMICO**

**Verifica strutturale degli edifici in cemento  
armato in attuazione dell'O.P.C.M. 3274/03**

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

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

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

## INTRODUZIONE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



### **RIFERIMENTI NORMATIVI**

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03

Delibera Giunta Regione Campania n°2322 del 18/07/2003

Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n° 3685 del 21/10/03

Delibera Regionale n°3573 del 5/12/2003

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 dell'8/07/04

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/05/05

Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 06/06/05

Decreto Ministeriale Infrastrutture e Trasporti del 14/09/05



## INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI .....	2
2.1. Requisiti di sicurezza e criteri di verifica .....	3
3. IDENTIFICAZIONE DELLA STRUTTURA .....	7
3.1. Livelli di Conoscenza.....	8
4. ACQUISIZIONE DATI.....	11
4.1. Identificazione organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3 delle norme tecniche allegate all’Ord. 3274/03 e successive modificazioni .....	11
4.2. Identificazione delle strutture di fondazione.....	13
4.3. Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti .....	14
4.4. Informazioni su possibili difetti locali dei materiali .....	16
4.5. Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi.....	17
4.6. Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore adottato per il fattore di riduzione q, se applicabile.....	17
4.7. Descrizione della destinazione d’uso attuale e futura dell’edificio con identificazione della categoria di importanza secondo i punti 2.5. e 4.7 delle norme tecniche allegate all’Ord. 3274/03 e successive modificazioni .....	18
4.8. Rivalutazione dei carichi variabili in funzione della destinazione d’uso .....	18
4.9. Informazioni sulla natura e l’entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.....	18
4.10. Identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.1. delle norme tecniche allegate all’Ord. 3274/03 e successive modificazione .	19
5. ANALISI DELLA STRUTTURA.....	22
5.1. Modellazione della struttura.....	22
5.2. Metodi di analisi.....	23
5.3. Metodi di Analisi Lineare .....	23
5.4. Metodi di Analisi Non Lineare.....	24
5.5. Analisi Statica non Lineare (Analisi Push-Over).....	25
5.6. Procedura per l’Analisi Statica non Lineare descritta nell’Ord. 3274/03 e successive modificazioni .....	27
6. CRITERI DI VERIFICA .....	31
6.1. Metodi di verifica.....	33
6.2. Verifica dello Stato Limite di Collasso (SL-CO) .....	34
6.3. Verifica dello Stato Limite di Danno Severo (SL-DS).....	35



6.4. Verifica dello Stato Limite Limitato (SL-DL) .....	35
7. CRITERI PER LA SCELTA DELL'INTERVENTO .....	37
ALLEGATI.....	41
A. PROVE NON DISTRUTTIVE .....	41
A.1. Indagine Pacometrica .....	41
A.2. Metodo Sclerometrico .....	42
A.3. Metodo ad Ultrasuoni .....	43
A.4. Metodo Sonreb (Sclerometro+Ultrasuoni)– Analisi dei risultati .....	44
A.5. Misura del potenziale elettrochimico di corrosione delle armature .....	46
5.6. Prove con Georadar .....	47
5.7. Prova Ecometrica o Sonica su pali.....	49
B. PROVE DISTRUTTIVE .....	52
B.1. Carotaggio .....	52
B.2. Prova di Carbonatazione in situ .....	54



## 1. PREMESSA

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/03 ha previsto l'obbligo di procedere alla verifica nei confronti delle azioni sismiche degli:

- *edifici di interesse strategico ed opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile,*
- *edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.*

Tali verifiche devono essere eseguite entro cinque anni dall'emanazione dell'Ordinanza stessa e devono riguardare in via prioritaria gli edifici e le opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2.

L'elenco delle tipologie di edifici da verificare è contenuto nel DPCM del 21 ottobre 2003 per quanto attiene quelli di interesse statale, e nella Delibera Regionale del 5 dicembre 2003 n°3573 per quanto attiene quelli di interesse regionale.

Il DPCM 21 ottobre 2003 definisce, inoltre, tre livelli di acquisizione dati e di verifica da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche dell'edificio o dell'opera in esame. In particolare, il primo livello (livello 0) prevede unicamente l'acquisizione di dati sommari sull'opera ed è applicabile in modo sistematico a tutte le tipologie individuate. I livelli 1 e 2 prevedono invece lo svolgimento di verifiche analitiche secondo quanto riportato negli allegati tecnici all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni.

La Giunta Regionale della Campania nella seduta del 31 Gennaio 2003 (deliberazione n°335) ha avviato la "*Procedura Tecnico-Amministrativa per la Verifica Strutturale del Patrimonio Pubblico e l'Analisi Geologica in Prospettiva Sismica del Territorio Campano*", successivamente riapprovata con deliberazione n. 2322 del 18 luglio 2003, con le modifiche e le integrazioni necessarie per l'adeguamento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. In particolare, per effetto di quest'ultima delibera è stata istituita la Commissione Tecnico-Scientifica composta dai Proff. Leonardo Cascini, Edoardo Cosenza, Paolo Gasparini, Bruno Palazzo, Antonio Rampolla e Filippo Vinale.

Il presente documento, redatto nell'ambito dei lavori svolti dalla suddetta commissione, illustra i principi e le modalità per la verifica sismica analitica degli edifici esistenti in cemento armato in accordo a quanto contenuto nell'allegato 2 cap.11 dell'Ordinanza 3274 e successive modificazioni.



## 2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI

Le strutture esistenti, in quanto tali, sono affette da un **grado di incertezza** differente da quello tipico delle strutture di nuova concezione e quindi necessitano di specifici criteri e procedure di verifica, definiti in funzione del livello di conoscenza delle stesse.

È evidente, infatti, che le metodologie di analisi e verifica previste per gli edifici di nuova concezione, progettati nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e delle prescrizioni minime atte a garantire un comportamento duttile nei confronti degli eventi sismici rari, mal si adattano alle strutture esistenti che, nella maggior parte dei casi, sono state concepite in assenza di specifiche normative antisismiche e per le quali non è possibile in generale stabilire a priori il comportamento in campo post-elastico.

Le strutture esistenti, per di più, riflettono lo stato delle conoscenze e della normativa al tempo della costruzione e possono contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili.

Le tipiche deficienze di tali strutture, spesso realizzate in assenza di norme antisismiche, sono individuabili sia nella carenza di resistenza e duttilità che nella fragilità degli elementi strutturali o dei meccanismi di collasso che si possono realizzare sotto sisma violento. Gli edifici realizzati prima degli anni '80 sono infatti generalmente progettati per soli carichi verticali e, di conseguenza, difficilmente sono dotati di un adeguato sistema di controvento alle azioni orizzontali in entrambe le direzioni principali e, in alcuni casi, possono essere caratterizzati da forti irregolarità in pianta.

Inoltre, gli edifici esistenti possono essere stati soggetti a terremoti o ad altre azioni accidentali, i cui effetti non sono visibilmente manifesti, e/o possono presentare problemi di degrado dei materiali dovuto alla vetustà o alle condizioni ambientali sfavorevoli, a fenomeni di infiltrazione ed umidità, ovvero alla carenza o cattiva manutenzione degli stessi durante la loro vita.

La difficoltà ad *operare* sul costruito consiste pertanto nella “**non conoscenza**” dello stesso e nella difficoltà ad individuare eventuali cause di patologie già per i carichi verticali di servizio. Al fine di non inficiare le valutazioni di sicurezza che si vanno a condurre è quindi di fondamentale importanza il ruolo che gioca l'identificazione della struttura nel suo complesso. Per *identificazione strutturale* si intende la determinazione della struttura



portante in elevazione ed in fondazione, la ricostruzione della geometria degli elementi principali che la compongono, l'individuazione dei dettagli costruttivi e la caratterizzazione meccanica dei materiali in opera. D'altro canto, è evidente che anche le indagini più approfondite non permetteranno mai di conoscere *completamente* una struttura esistente in tutte le sue parti.

Di conseguenza, per tali strutture, come detto, la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono *normalmente* affetti da un grado di incertezza molto diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Per tener conto di tali incertezze le norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni, individuati tre livelli di conoscenza perseguibili (LC1, LC2, LC3), impongono l'impiego nelle verifiche di sicurezza di adeguati **fattori di confidenza** definiti in considerazione del livello di conoscenza raggiunto e quindi della completezza e dell'affidabilità delle informazioni disponibili. È ovvio che tali fattori di confidenza sono tanto più elevati quanto più è basso il livello di conoscenza. A tal proposito si osserva che conviene, in generale, conseguire attraverso indagini in sito un livello di conoscenza sufficientemente elevato in maniera tale da non penalizzare in maniera eccessiva, con l'impiego di fattori di confidenza più onerosi, le verifiche da condurre. Tutto ciò, in termini economici, si traduce in un impegno di spesa maggiore finalizzato all'esecuzione di una più vasta campagna di indagini che consentirà però di ridurre il costo dell'eventuale intervento di adeguamento o miglioramento.

In generale, l'obiettivo di una *valutazione della sicurezza sismica* di una struttura esistente può essere quello di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato nel verso di un minore cimento statico;
- debba essere necessario procedere ad aumentare la capacità portante;
- debba essere necessario procedere a ripristinare la capacità portante preesistente ad un danno;
- debba essere necessario adeguare la sicurezza dell'opera, in tutto o in parte, alle prescrizioni normative vigenti.

## **2.1. Requisiti di sicurezza e criteri di verifica**

L'Ordinanza prevede per l'analisi e la verifica delle strutture esistenti la verifica di tre stati limite in luogo dei due previsti per le strutture di nuova concezione. In particolare,



sono previste la verifica allo Stato Limite di Collasso (SL-CO), quella allo Stato Limite di Danno Severo (SL-DS) e quella allo Stato Limite di Danno Limitato (SL-DL).

Le prestazioni che si intendono accertare con le verifiche allo Stato Limite di Danno Severo e allo Stato Limite di Danno Limitato, come di seguito descritto, sono le duali di quelle previste per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato limite di Danno per gli edifici di nuova progettazione. Inoltre è richiesta la verifica nei confronti dello Stato Limite di Collasso (CO) in quanto si presume che le strutture esistenti non siano state progettate nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e non posseggano adeguata duttilità, per cui non è possibile a priori contare sullo sviluppo di un meccanismo globale di collasso duttile come nel caso delle costruzioni di nuova concezione.

Come detto, nel caso degli edifici esistenti, è necessario condurre le verifiche rispetto ai seguenti stati limite nei confronti delle azioni calcolate dagli spettri di risposta (punto 3.2 Ord. 3274 e successive modificazioni) definiti dalle accelerazioni orizzontali massime come segue:

- **Stato Limite di Collasso (SL-CO)** nei confronti del massimo terremoto atteso caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari a 2% in 50 anni ( $T=2475$  anni). L'accelerazione di progetto è pari a quelle di base  $a_g$  (corrispondente al periodo di ritorno  $T=475$  anni) moltiplicata per 1,5;
- **Stato Limite di Danno Severo (SL-DS)** nei confronti dell'evento raro caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari a 10% in 50 anni ( $T=475$  anni). L'accelerazione di progetto è pari a quella di base  $a_g$ .
- **Stato Limite di Danno Limitato (SL-DL)** nei confronti dell'evento frequente caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari a 50% in 50 anni ( $T=95$  anni). L'accelerazione di progetto è pari a quella di base  $a_g$  (corrispondente al periodo di ritorno  $T=475$  anni) divisa per 2,5.

Il soddisfacimento di tali verifiche permette che le strutture nei confronti dei suddetti eventi abbiano rispettivamente le seguenti prestazioni:

- **SL-CO:** La struttura è fortemente danneggiata, presenta ridotte caratteristiche di rigidità e resistenza laterale residue ed è appena in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte degli elementi non strutturali è distrutta. L'edificio potrebbe non essere in grado di far fronte ad ulteriori anche modesti risentimenti sismici;



- **SL-DS:** La struttura presenta danni importanti con significative riduzioni di resistenza e rigidezza laterale. Gli elementi non strutturali sono danneggiati ma senza espulsione di tramezzi e tompagnature. La struttura è in grado di sostenere i carichi verticali ma data la presenza di deformazioni residue la riparazione della stessa risulta in genere economicamente non conveniente;
- **SL-DL:** La struttura presenta danni di modesta entità senza significative escursioni in campo plastico. Le capacità resistenti e di rigidezza laterale non sono compromesse. Gli elementi non strutturali presentano fessurazioni diffuse suscettibili di riparazioni di modesto impegno economico. Le deformazioni residue sono trascurabili.

Si osserva che nell'ultima versione delle norme tecniche allegate all'Ordinanza n°3274 (Ord. n°3431 del 3/5/05), la verifica allo Stato Limite di Collasso (SL-CO) può essere eseguita in alternativa alla verifica allo Stato Limite di Danno Severo (SL-DS).

Alle verifiche previste dalla norma, sintetizzate nella tabella che segue, corrispondono limiti sulle deformazioni ovvero sulle resistenze in considerazione del metodo di analisi che si adotta e del comportamento degli elementi strutturali che si considerano, così come descritto successivamente nel capitolo 6:

<b>Stato limite</b>	<b>Stato struttura post-sisma</b>	<b>Accelerazione di verifica</b>	<b>Probabilità di superamento (Periodo di ritorno)</b>
<b>SL-DL</b>	danni di modesta entità	$a_g/2,5$	50% in 50 anni (T = 75 anni)
<b>SL-DS</b>	danni importanti con significative riduzioni di resistenza e rigidezza laterale	$a_g$	10% in 50 anni (T = 475 anni)
<b>SL-CO</b>	fortemente danneggiata e non in grado di sostenere ulteriori risentimenti sismici	$1,5 a_g$	2% in 50 anni (T = 2475 anni)

Gli interventi previsti, a valle delle verifiche, sono di adeguamento o miglioramento sismico.

L'Ordinanza 3274 e successive modificazioni introduce, inoltre, la possibilità per le Regioni di poter consentire, tenuto conto della specificità delle tipologie costruttive del proprio territorio, per gli interventi di adeguamento, un **miglioramento controllato** della vulnerabilità, riducendo i livelli di protezione sismica fino al 65% del livello previsto per le



nuove costruzioni e quindi l'entità delle azioni sismiche da considerare per i diversi stati limite, nonché il numero degli stati limite da considerare. Dal punto di vista operativo, ciò corrisponde all'incirca a scalare di una zona l'accelerazione di verifica.

Per i beni culturali tutelati, l'Ordinanza prevede la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, secondo quanto disposto al comma 4), art. 29 del decreto legislativo n°42/2004, "Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio", e di calcolare comunque i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascun stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

Recente è la pubblicazione delle Linee Guida per l'applicazione al patrimonio culturale della normativa tecnica di cui all'Ord. 3274 e successive modificazioni redatte dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri-Dipartimento della Protezione Civile di concerto con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali - Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici.



### 3. IDENTIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

La valutazione della sicurezza delle strutture esistenti è strettamente correlata al livello di conoscenza raggiunto. Di conseguenza il rilievo delle strutture portanti ossia l'identificazione strutturale rappresenta un passo di fondamentale importanza nel processo di verifica.

La procedura di indagine è costituita da una fase preliminare di rilievo e da un programma dettagliato di campionamento e di prove finalizzato alla ricostruzione dei dettagli costruttivi ed alla caratterizzazione meccanica dei materiali. La fase preliminare, oltre ad individuare la struttura dal punto di vista geometrico, ha lo scopo di verificare l'esistenza di un'eventuale situazione patologica, di descriverne la natura e darne una prima valutazione sommaria per quanto riguarda i possibili effetti sulle prestazioni, sulla vita residua e sulla sicurezza della struttura. Fondamentale in questa fase è la capacità di riconoscere eventuali danni e deficienze statiche che possano prefigurare situazioni di crisi imminente e, quindi, la predisposizione tempestiva di opportuni interventi di rinforzo.

Questa fase dovrebbe essere supportata da informazioni riguardanti la “storia” dell'edificio. In particolare, sono utili i documenti di progetto originali ovvero qualsiasi documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione attraverso cui è possibile risalire al periodo (o ai periodi) di costruzione e che permettono, dunque, di caratterizzare l'edificio attraverso le tecniche costruttive dell'epoca o, per gli edifici più recenti, le normative vigenti all'epoca della costruzione.

Dallo studio dei documenti progettuali originali è possibile inoltre individuare eventuali interventi eseguiti sull'edificio non previsti nel progetto originale, quali ampliamenti, sopraelevazioni e/o variazioni delle destinazioni d'uso che potrebbero aver influito o influire sulla statica dello stesso e quindi sul suo comportamento globale.

L'ispezione dell'edificio e le informazioni preliminari raccolte consentono di programmare il tipo ed il numero di indagini strumentali e di verificare, inoltre, la fattibilità tecnica delle indagini programmate.

Stabiliti la tipologia ed il numero di prove, il piano di campionamento costituisce una fase estremamente delicata, in quanto deve cercare di riflettere al meglio le caratteristiche di variabilità della struttura. La pianificazione delle indagini strumentali è infatti un processo



interattivo nel senso che le ipotesi di lavoro sulle quali si basa la campagna sperimentale possono e devono essere revisionate ed aggiornate man mano che si acquisiscono ulteriori informazioni, sia in relazione alla tipologia di indagine da eseguire, in funzione della *natura* del problema, sia in relazione al numero di saggi da effettuare, in funzione della *dimensione* dello stesso.

### 3.1. Livelli di Conoscenza

L'acquisizione delle informazioni, condotta in accordo alle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274 e successive modificazioni, prevede tre livelli di approfondimento:

- LC1: *Conoscenza Limitata*
- LC2: *Conoscenza Adeguata*
- LC3: *Conoscenza Accurata*

Gli aspetti su cui è necessario indagare sono:

- *geometria*, caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- *dettagli strutturali*, quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- *materiali*, proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Le procedure dettagliate per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o di prove in-situ sono descritte nel seguito per gli edifici in c.a..

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella tabella seguente.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	Fattori di confidenza FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35



LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure e <i>esaustive</i> verifiche in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in situ	Tutti	1.00

in cui le verifiche limitate, estese ed esaustive sono definite come segue:

	Rilievo dei dettagli costruttivi	Prove sui materiali
<i>Per ogni elemento primario (trave, pilastro)</i>		
Verifiche limitate	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls per 300 mq di piano dell'edificio e 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls per 300 mq di piano dell'edificio e 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls per 300 mq di piano dell'edificio e 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportate in tabella hanno valore indicativo e debbono essere adattati ai singoli casi tenendo conto dei seguenti aspetti:

*per la determinazione dei dettagli costruttivi:*

Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale;

Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.



*per la caratterizzazione meccanica dei materiali:*

Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive;

Il numero dei provini potrà essere variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

I fattori di confidenza indicati in tabella servono a un duplice scopo:

- a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
- b) per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili. A tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

È evidente che, come detto, per evitare di penalizzare con un fattore di confidenza più alto le verifiche che si vanno a condurre, può convenire puntare su un livello di conoscenza più elevato, tanto in termini di conoscenza dei dettagli costruttivi (maggiore sforzo per valutare l'effettivo stato della costruzione in termini di geometria e di armature), quanto di caratterizzazione meccanica dei materiali (maggiore sforzo per caratterizzare adeguatamente le caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ed acciaio).

In altri termini, considerati i valori dei fattori di confidenza, è più probabile che la verifica sismica sia soddisfatta se si persegue un Livello di Conoscenza 3. L'Ordinanza sancisce dunque in modo incontrovertibile che l'investimento economico in conoscenza può spesso essere più conveniente di quello in lavori di adeguamento.

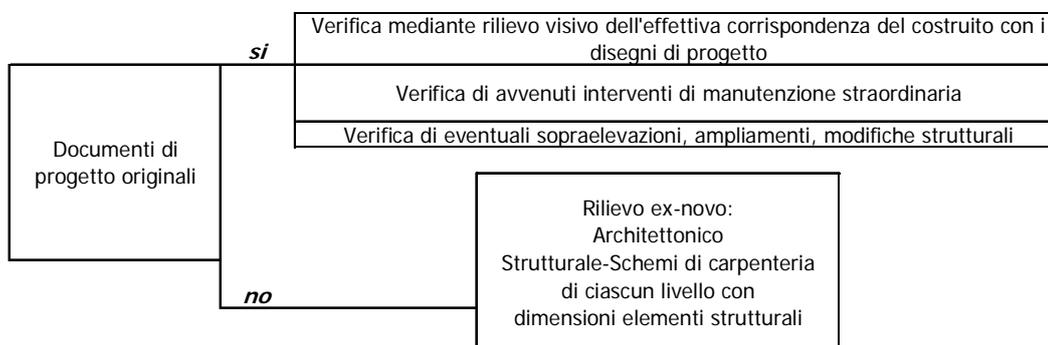


## 4. ACQUISIZIONE DATI

L'acquisizione dei dati per l'identificazione della struttura e del suolo di fondazione, deve essere condotta in accordo a quanto previsto al punto 11.2.3.2 delle norme tecniche allegata all'Ordinanza 3274 e successive modificazioni.

### 4.1. Identificazione organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3 delle norme tecniche allegata all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni

L'identificazione dell'organismo strutturale può essere effettuata, in caso di disponibilità dei documenti di progetto originali, attraverso lo studio degli stessi e verificando le eventuali modificazioni intervenute nel tempo. In caso contrario è necessario effettuare un rilievo ex-novo della struttura.



Per l'identificazione della geometria, i dati da raccogliere devono includere i seguenti aspetti:

- identificazione del sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;
- tessitura dei solai;
- dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- larghezza delle ali di travi a T;
- possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.



Per l'identificazione dei dettagli costruttivi, i dati da raccogliere devono includere i seguenti aspetti:

- a) quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti;
- b) quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- c) quantità di armatura longitudinale nei solai che contribuisce al momento negativo di travi a T;
- d) lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- e) spessore del copriferro;
- f) lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Per l'identificazione dei materiali, i dati da raccogliere devono includere i seguenti aspetti:

- a) resistenza del calcestruzzo;
- b) resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

Particolare attenzione andrà posta sui seguenti aspetti:

- presenza di nuclei, pareti o corpi scala in posizione eccentrica rispetto alla distribuzione delle masse e delle rigidità in pianta;
- presenza di elementi prefabbricati e loro vincolamento;
- presenza di strutture orizzontali spingenti quali volte, capriate, etc.;
- eventuali eccentricità delle masse rispetto alle rigidità dei controventi;
- presenza di pareti al piano interrato con funzioni anche di contenimento del terreno;
- presenza di strutture esterne spingenti;
- aderenza ad altri corpi di fabbrica: solai a quote sfalsate;  
solai a quote uguali;
- esistenza di piano soffice (assenza di tamponature perimetrali).

Individuati gli schemi statici delle strutture principali, è necessario controllare il rispetto dei criteri di regolarità secondo quanto previsto al punto 4.3. delle norme tecniche:

#### *Regolarità in pianta*

- a) Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto inferiore a 4;
- c) Eventuali rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;



- d) Solai che possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti a trasferire le azioni alle strutture di controvento.

*Regolarità in altezza*

- e) Sistemi resistenti verticali (telai e pareti) estesi per tutta l'altezza dell'edificio;
- f) Massa e rigidezza costanti o riduzioni graduali dalla base alla cima (variazioni di massa da un piano all'altro non superiori al 20%, riduzioni di rigidezza minori del 30% e aumenti non superiori del 10% da un piano al sovrastante). Sono considerate regolari strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante in elevazione o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) Rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate in classe duttilità bassa non significativamente diverso per piani diversi (il rapporto tra resistenza effettiva e quella richiesta al generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani;
- h) Restringimenti ai piani superiori minori del 30% rispetto al primo piano e minori del 20% rispetto al piano immediatamente sottostante ad eccezione dell'ultimo livello.

#### **4.2. Identificazione delle strutture di fondazione**

In caso di disponibilità dei documenti di progetto originali, dall'esame degli stessi, è possibile identificare la tipologia e la geometria delle strutture di fondazione. Devono essere raccolte le informazioni relative alle caratteristiche geotecniche dei terreni delle aree di sedime, alla stabilità delle stesse, all'eventuale presenza di falda idrica.

Al fine di valutare le reali condizioni di sito, è necessario verificare la presenza di eventuali fenomeni superficiali che potrebbero interessare o aver interessato l'area di sedime della costruzione quali:

- o Frane; Cedimenti del terreno/Sprofondamenti; Crolli; Erosione.

Inoltre, le condizioni di sito devono essere descritte rilevando la presenza e l'eventuale modificazione dei siti che potrebbe essere intervenuta successivamente alla costruzione in relazione a:

- o Pendii, Rilevati, Dirupi, Scarpate, Scavi;



- Cavità;
- Presenza di falde acquifere;
- Opere di sostegno rilevanti;
- Opere strutturali interrato;
- Opere infrastrutturali interrato (condotte, sottoservizi, etc.)
- Spinte di terrapieni.

Nel caso in cui si siano verificate una o più modificazioni nell'interno dell'area di sedime è necessario valutare l'influenza diretta o indiretta di queste sulla costruzione.

In caso di non reperibilità dei documenti originali di progetto devono raccogliersi informazioni sugli edifici circostanti ed effettuare indagini per la determinazione delle strutture di fondazione attraverso prove dirette (ad es. scavi) ovvero indirette (metodo georadar, o ancora, nel caso di fondazioni di tipo indiretto, attraverso prove soniche).

#### **4.3. Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti**

In caso di incompletezza o mancata disponibilità dei documenti di progetto originali si perviene all'identificazione delle strutture principali, dei quantitativi di armatura, delle proprietà meccaniche dei materiali per mezzo di prove di tipo diretto ed indiretto. La quantità degli elementi da indagare viene individuata sulla base del livello di conoscenza che si intende perseguire. Per la caratterizzazione dei dettagli costruttivi, oltre alle indagini in situ, è necessario anche effettuare un progetto simulato secondo la pratica dell'epoca della costruzione.

Le zone da indagare sono da individuare prioritariamente in corrispondenza degli elementi strutturali che hanno maggior influenza sulla risposta strutturale, ad esempio pilastri corti, pilastri pilotis, attacco in fondazione dei pilastri, travi di accoppiamento delle pareti, etc..

Si osserva che in genere alcune zone sono difficili da indagare, come l'armatura superiore delle travi, la chiusura delle staffe solitamente posizionata all'estradosso, la presenza di ferri piegati, le lunghezze di sovrapposizione e le armature nei nodi trave-pilastro, a meno di estese demolizioni. Pertanto, sarebbe opportuno, tenendo conto della



pratica dell'epoca della costruzione, limitarsi a saggi campione ed all'uso di tecniche non distruttive.

Per una corretta esecuzione delle indagini distruttive, l'individuazione degli elementi e delle parti di questi oggetto di prova, dovrà essere programmata in considerazione della funzione statica degli elementi strutturali, dell'accessibilità, del tasso di lavoro degli stessi, delle tipologie presenti di sezione strutturale e della complessità della struttura nel suo insieme.

In generale, per l'elemento pilastro è necessario considerare i seguenti aspetti:

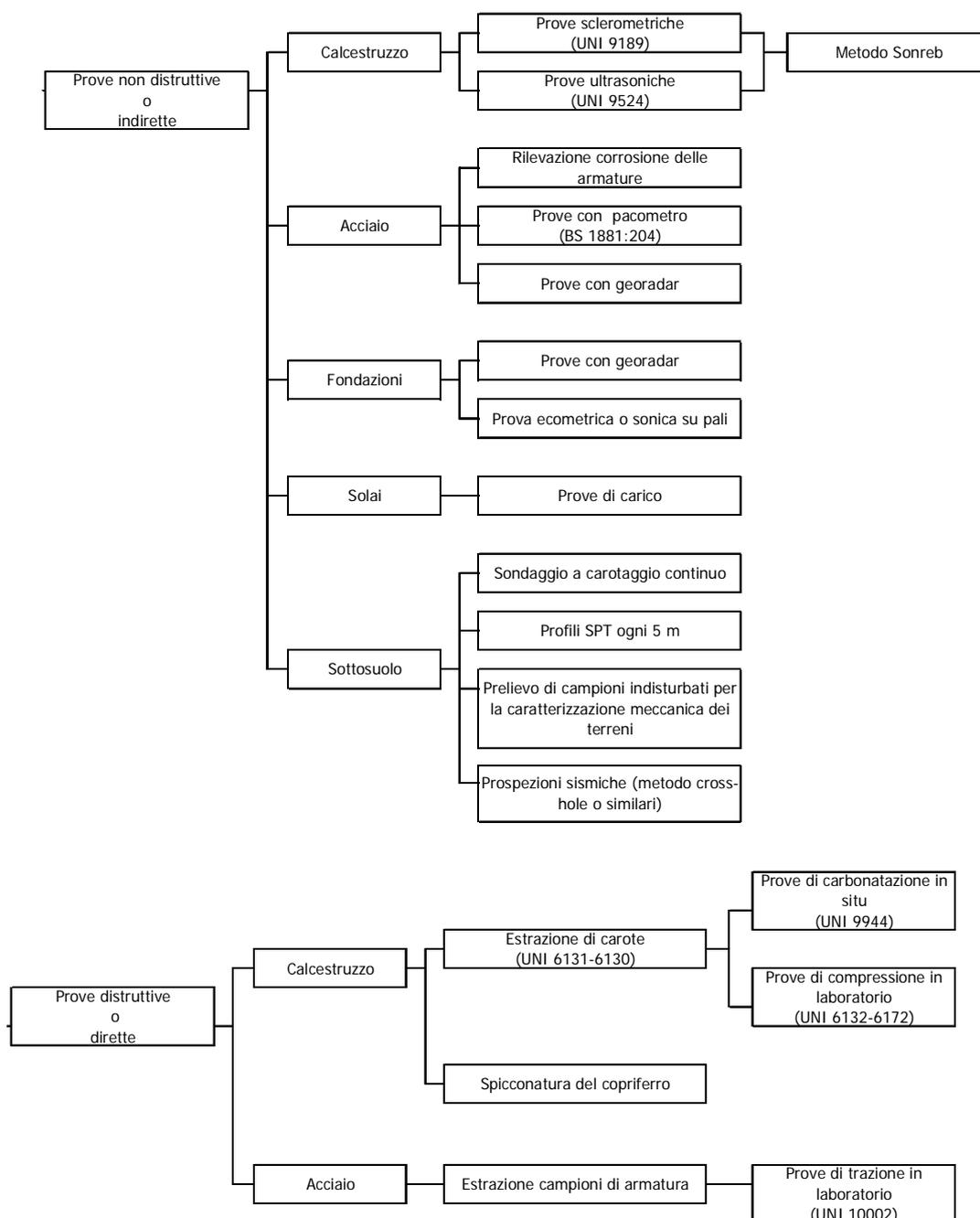
- evitare di scegliere elementi con elevati tassi di lavoro (analisi della tensione media nei confronti dei carichi verticali effettuata attraverso l'individuazione delle aree di influenza);
- scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali (ad esempio zona ad  $h/2$ );
- evitare gli estremi dell'elemento in quanto potrebbero dare luogo a risultati falsati dalla segregazione dei componenti del getto;
- effettuare prelievi passanti al fine di ottenere campioni il più possibile indisturbati;
- rispettare le norme UNI sul rapporto  $\Phi_{\text{carota}}/\Phi_{\text{inertemax}} > 3$

per l'elemento trave:

- eseguire preferibilmente prove non distruttive;
- nel caso di prove distruttive: scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali: zona a  $l/5$  dai nodi;
- rispettare le norme UNI sul rapporto  $\Phi_{\text{carota}}/\Phi_{\text{inertemax}} > 3$

Come detto, particolare attenzione dovrà essere posta alle ipotesi sulla possibile distribuzione delle armature nei nodi dove risulta difficile procedere ad indagini conoscitive sia di tipo distruttivo che non distruttivo.

Di norma, ai fini della caratterizzazione geometrica e meccanica delle strutture principali è possibile eseguire prove, distruttive e non, come ad esempio quelle di seguito riportate:



In allegato sono riportati, per le tipologie di indagine richiamata, i principi, la metodologia di esecuzione ed i limiti di applicazione.

#### 4.4. Informazioni su possibili difetti locali dei materiali

È necessario individuare e descrivere i possibili difetti originali dei materiali o quelli che si sono manifestati nel tempo, quali ad esempio:

- Nidi di ghiaia;



- Corrosione delle armature;
- Espulsione copriferri;
- Lesioni da ritiro nel c.a.;
- Carbonatazione del cls;
- Attacco da cloruri del cls;
- Disgregazione del cls.

Nel caso di corrosione delle armature si deve valutare l'effetto del fenomeno sulle condizioni di aderenza, sulla riduzione della sezione resistente, sulla velocità di avanzamento del fenomeno.

#### **4.5. Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi**

In fase di rilievo è importante individuare gli eventuali difetti e/o errori di concezione, ponendo particolare attenzione ai seguenti aspetti:

- Eccentricità travi-pilastro;
- Eccentricità pilastro-pilastro;
- Presenza di elementi verticali portanti in falso;
- Presenza di pilastri tozzi;
- Cattiva disposizione e vincolo di elementi prefabbricati.

#### **4.6. Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore adottato per il fattore di riduzione $q$ , se applicabile**

In caso di disponibilità dei documenti di progetto originali ed in considerazione delle normative vigenti all'epoca di costruzione del fabbricato, è necessario verificare quali sono stati i criteri adottati nel progetto originale, individuando le carenze rispetto alle attuali filosofie di progetto in zona sismica e l'evoluzione della classificazione sismica dell'area di sedime della costruzione.

È necessario, inoltre, valutare il coefficiente di struttura più rappresentativo della tipologia strutturale oggetto di studio ovvero verificare quello adottato nel progetto originale. Si osserva che generalmente le strutture esistenti non sono progettate nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e non posseggono adeguata duttilità, pertanto per tali strutture vanno adottati valori cautelativi del coefficiente di struttura (si



suggerisce di adottare il minimo valore suggerito dalle norme nei casi in cui non si conducono analisi non lineari finalizzate alla valutazione di q).

#### **4.7. Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza secondo i punti 2.5. e 4.7 delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni**

Alla luce delle normative vigenti all'epoca della costruzione del fabbricato e in considerazione della destinazione d'uso attuale, si può individuare e verificare, in caso di disponibilità dei documenti di progetto originali, il coefficiente di importanza adottato.

È importante segnalare eventuali variazioni di destinazione d'uso futura del fabbricato rispetto allo stato di fatto.

#### **4.8. Rivalutazione dei carichi variabili in funzione della destinazione d'uso**

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è necessario valutare i carichi sismici in considerazione della reale destinazione d'uso prevista. A tal proposito bisogna riferirsi ai valori dei sovraccarichi prescritti nelle normative vigenti all'atto della verifica.

#### **4.9. Informazioni sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate**

È necessario individuare la presenza di dissesti sia sulle parti strutturali che non strutturali. In particolare, per gli elementi strutturali, bisogna porre particolare attenzione alle seguenti problematiche:

- Possibilità di martellamento con strutture adiacenti;
- Ridotta aderenza per fenomeni di ossidazione;
- Fuori piombo costruttivi;
- Pilastri tozzi;
- Carenze di controventamento in una o più direzioni;
- Presenza di lesioni verticali nei pilastri che potrebbero indicare schiacciamenti;
- Fessurazioni dovute a taglio/flessione;
- Marcata inflessione degli orizzontamenti;



- Lesioni su elementi non strutturali indotte da cedimenti fondali;
- Danni dovuti ad eventi sismici precedenti o ad azioni accidentali;
- Infiltrazioni;
- Umidità;
- Fessurazioni nei tompagni esterni;
- Fessurazioni nelle pareti divisorie;
- Imperfetta chiusura degli infissi e delle porte.

Dal rilievo dei dissesti che interessano la struttura è possibile individuare eventuali condizioni di manifesto pericolo strutturale. In particolare, bisogna porre particolare attenzione ai fenomeni di schiacciamento degli elementi strutturali verticali, di marcata inflessione dei solai, di cedimenti differenziali o di fuori piombo considerevoli, di possibili crolli di elementi o parti di elementi strutturali e non strutturali.

È necessario inoltre individuare e descrivere gli eventuali interventi di riparazione o rinforzo effettuati sulla costruzione nell'arco della vita della stessa, tra cui:

- Placcaggio/cerchiatura o ringrosso degli elementi verticali;
- Placcaggio delle travi;
- Placcaggio dei nodi;
- Rifacimento dei copriferri con ripristino delle armature;
- Risarcitura di lesioni;
- Sostituzione della copertura con solai latero-cementizi;
- Creazione di nuove strutture di controvento;
- Consolidamento delle fondazioni.

L'individuazione degli interventi effettuati sulle strutture può essere effettuata attraverso l'accertamento diretto dello stato di fatto e dal confronto di questo con i documenti progettuali originali ove disponibili.

#### **4.10. Identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.1. delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazione**

In considerazione della documentazione disponibile sull'area di sedime del fabbricato, è necessario individuare la categoria di suolo (A,B,C,D,E,S1,S2) secondo quanto previsto al punto 3.1. delle norme tecniche allegate all'Ordinanza n°3274 e successive modificazioni.



In particolare, la corretta assegnazione della categoria può avvenire in considerazione della valutazione diretta della velocità media di propagazione delle onde di taglio  $V_{s30}$  ovvero indiretta attraverso il numero medio di colpi  $N_{SPT}$  che caratterizzano la stratigrafia dei primi 30m.

<i>Categoria di suolo</i>		
<b>A</b>	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, presenza di eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m	$V_{s30} > 800$ m/s
<b>B</b>	Depositi di sabbie e 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	$800 \text{ m/s} > V_{s30} > 360 \text{ m/s}$ o $N_{SPT} > 50$ o $c_u > 250$ kPa
<b>C</b>	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri	$360 \text{ m/s} > V_{s30} > 180 \text{ m/s}$ o $50 > N_{SPT} > 15$ , $250 > c_u > 70$ kPa
<b>D</b>	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	$V_{s30} < 180$ m/s o $N_{SPT} < 15$ , $c_u < 70$ kPa
<b>E</b>	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con valori di $V_{s30}$ 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 $V_{s30} > 800$ m/s	
<b>S1</b>	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità e contenuto d'acqua	$V_{s30} < 100$ m/s $20 < c_u < 10$ kPa $PI > 40$ (indice di plasticità)
<b>S2</b>	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	

Data l'importanza cruciale di individuare in modo corretto la categoria di sottosuolo, occorre verificare la qualità e la congruenza dei dati geologici, geofisici e geotecnici esistenti ed utilizzati in sede di progettazione dell'edificio in esame. Laddove le informazioni sul sottosuolo siano insufficienti, occorre programmare e realizzare specifiche indagini di dettaglio. I criteri e le procedure con i quali programmare e realizzare le indagini sono trattati nelle "Linee guida finalizzate alle definizioni delle indagini ed analisi geologiche e geotecniche di dettaglio ed alla formulazione di atti d'indirizzo per la mitigazione del rischio sismico per le infrastrutture pubbliche ed il patrimonio pubblico e privato" a cura della stessa Commissione Tecnica Scientifica.



Nel caso di categorie di suolo del tipo S1 o S2 sono richiesti studi speciali per la caratterizzazione dell'azione sismica (cfr. O.P.C.M. 3274/03 - Par.3.1 - Categorie di suolo di fondazione).



## 5. ANALISI DELLA STRUTTURA

Per tutti i livelli di conoscenza l'identificazione della struttura, così come descritto nei precedenti paragrafi, deve essere sufficientemente accurata per la costruzione di un adeguato modello strutturale su cui effettuare le analisi necessarie alle verifiche.

### 5.1. Modellazione della struttura

Il modello da adottare per effettuare le analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione delle masse e delle rigidezze effettive considerando laddove appropriato il contributo degli elementi non strutturali.

In generale, è richiesta la costruzione di un modello tridimensionale per mezzo di pareti o telai piani connessi ai singoli livelli da diaframmi orizzontali. Nel caso di solai sufficientemente rigidi nel proprio piano, è possibile rappresentare il moto dell'edificio per mezzo di soli tre gradi di libertà ad ogni livello.

Gli edifici regolari in pianta ai sensi del punto 4.3 delle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni possono essere descritti da due modelli piani separati, uno per ogni direzione principale.

Ad ogni livello, in considerazione dell'aleatorietà della distribuzione dei carichi, le norme richiedono di considerare una eccentricità in pianta traslando il centro delle masse ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica del +/- 5% rispetto alla massima dimensione in pianta ortogonale alla direzione considerata.

Per la definizione della rigidezza degli elementi che costituiscono il modello di calcolo ci si può riferire alle condizioni di sezioni parzializzate (condizioni fessurate). A tal fine, è possibile ridurre la rigidezza degli elementi fessurati fino al 50% rispetto a quella degli elementi non fessurati. Per le travi ed i pilastri è possibile assumere, in mancanza di studi specifici, valori di riferimento per il modulo elastico del calcestruzzo ridotti rispettivamente del 50% e del 30%.

Un ruolo importante, quando si conducono analisi di tipo non lineare, gioca la modellazione del comportamento non lineare degli elementi strutturali.

Gli strumenti di calcolo più diffusi descrivono, di norma, il comportamento non lineare degli elementi strutturali per mezzo di modelli a plasticità concentrata. Tale metodologia di



analisi prevede che gli elementi strutturali rimangano sempre in campo elastico e che la risposta plastica sia considerata per mezzo di elementi cerniera, caratterizzati da un comportamento plastico, posti alle estremità degli stessi elementi strutturali.

Al fine di una corretta analisi è necessario individuare, per ogni cerniera plastica, la curva caratteristica momento–rotazione che meglio descrive il comportamento dell'elemento strutturale cui si riferisce in considerazione delle caratteristiche dei materiali, della geometria e dei dettagli costruttivi.

Si evidenzia che la risposta che si ottiene dall'analisi non lineare è fortemente influenzata dall'accuratezza della modellazione del comportamento plastico delle cerniere e dalla disposizione delle stesse, rimandando all'estesa letteratura esistente per gli approfondimenti del caso.

## 5.2. Metodi di analisi

In generale le norme permettono di applicare i seguenti metodi di analisi:

<i>Metodi Lineari</i>	Statica Lineare
	Dinamica Modale
<i>Metodi Non Lineari</i>	Statica Non Lineare
	Dinamica non Lineare

La scelta della metodologia di analisi da condurre è funzione del livello di conoscenza che si intende perseguire, della regolarità dell'edificio e dell'obiettivo delle verifiche come sarà di seguito descritto.

## 5.3. Metodi di Analisi Lineare

I metodi lineari possono essere generalmente applicati considerando le azioni descritte dagli spettri elastici ridotti del coefficiente di struttura  $q$ . L'uso degli spettri elastici scalati è consentito solo se il rapporto capacità/resistenza degli elementi strutturali è uniforme, ovvero quando:



1. Definito  $\rho_i = D_i/C_i$  il rapporto tra il momento flettente  $D_i$  che agisce sulla generica sezione  $i$ -ma in condizioni di carico sismico ed il momento resistente  $C_i$  della medesima sezione valutato in condizioni di carico statico, il rapporto  $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ , valutato in considerazione dei soli valori di  $\rho_i > 2$ , è minore di 2,5;
2. La capacità  $C_i$  degli elementi o dei meccanismi fragili è maggiore della domanda  $D_i$  di calcolo se gli elementi duttili adiacenti presentano valori di  $\rho_i < 1$ , ovvero maggiore della domanda  $D_i$  che gli elementi duttili adiacenti possono trasmettere quando  $\rho_i > 1$ .

Nell'ambito dei metodi lineari è possibile condurre analisi dinamiche modali e analisi statiche lineari. In particolare, l'*analisi dinamica modale* è sempre applicabile.

L'*analisi statica lineare* è invece consentita solo se la struttura è regolare in altezza, secondo quanto prescritto al punto 4.3 delle norme tecniche allegata all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni, ed il primo periodo di vibrazione  $T_1$  della struttura è minore di  $2,5T_c$  con:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

$C_1 = 0,075$  per strutture a telaio in calcestruzzo;

$C_1 = 0,050$  per edifici con struttura diversa;

$H$  =altezza dell'edificio;

$T_c$  =periodo di transizione nella definizione dello spettro elastico della norma.

L'utilizzo di tali metodi di analisi è consentito per le verifiche allo stato limite di danno severo e di danno limitato.

#### 5.4. Metodi di Analisi Non Lineare

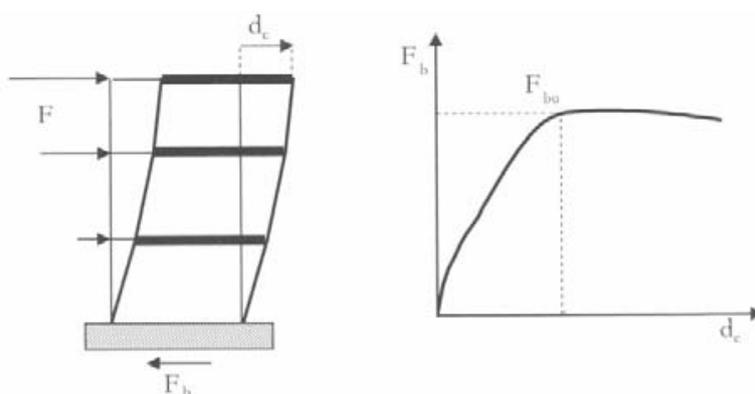
I metodi di analisi non lineare possono essere applicati in tutti i casi in cui non è possibile applicare quelli lineari. In particolare, l'*analisi statica non lineare* è il *metodo di riferimento* indicato dalle norme per le verifiche degli edifici esistenti. Le analisi non lineari sono quelle da adottare per le verifiche nei confronti dello stato limite di collasso.

I metodi non lineari prevedono che le azioni indotte dall'azione sismica sugli elementi (duttile e fragili) siano quelle derivanti da analisi strutturali che considerano valori medi delle proprietà dei materiali ed azioni descritte dagli spettri elastici di riferimento non scalati del fattore di struttura  $q$ .

## 5.5. Analisi Statica non Lineare (Analisi Push-Over)

L'analisi statica non lineare, nota come analisi *push-over*, prevede nella formulazione più generale del metodo l'applicazione incrementale ad un modello della struttura, rappresentativo del comportamento non lineare della stessa, di distribuzioni di forze orizzontali equivalenti alle azioni inerziali indotte dall'evento sismico.

Tali azioni *spingono* la struttura fino al raggiungimento del collasso della stessa. Il risultato dell'analisi è la curva taglio alla base ( $F_b$ ) –spostamento in sommità ( $d_c$ ), che rappresenta la *curva di capacità* del sistema.



Con tale analisi è possibile dunque seguire l'evoluzione della risposta di un sistema strutturale, dalla formazione della prima cerniera plastica fino alla creazione del meccanismo di collasso e valutare, ad ogni passo, lo spostamento globale, lo spostamento relativo fra i piani, le deformazioni e le sollecitazioni nei singoli elementi strutturali.

Tale tipo di analisi consente di valutare l'effettiva capacità deformativa della struttura e quindi determinare il coefficiente di struttura  $q$  che, nel caso di strutture di elevato periodo di vibrazione, può essere assunto pari al rapporto tra lo spostamento ultimo e quello al limite elastico.

Al variare del tipo di distribuzione di carico e della modalità di applicazione dello stesso, si distinguono diversi tipi di analisi push-over. In particolare, tale analisi può condursi a “*controllo di forze*” applicando al sistema una distribuzione di azioni orizzontali equivalenti alle azioni inerziali indotte dal sisma o a “*controllo di spostamenti*” applicando al sistema una distribuzione di spostamenti coerenti con la deformata dello stesso in campo elasto-plastico.



In entrambi i metodi, i carichi applicati sono incrementati in maniera tale da aumentare monotonamente lo spostamento di un nodo di controllo della struttura, generalmente scelto in sommità della stessa, e si basano sull'assunzione che il comportamento dinamico della struttura sia governato dalla prima forma modale e che la stessa si mantenga inalterata fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

L'approccio tradizionale alla base delle correnti normative sia a livello europeo che nazionale [ATC40, 1997; SEAOC, 1995; CEN 1995; OPCM, 2003; Norme Tecniche per le Costruzioni, 2005] prevede generalmente l'applicazione di *analisi push-over a controllo di forze*, considerando due distribuzioni delle forze orizzontali, una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente alla prima forma modale e l'altra proporzionale alle masse.

La necessità di condurre due analisi statiche non lineari risiede nel fatto che, con la distribuzione di forze proporzionale alla prima forma modale si coglie il comportamento di strutture che presentano meccanismi di collasso di tipo globale mentre, con la distribuzione di forze proporzionale alle masse è possibile cogliere eventuali meccanismi di collasso che coinvolgono singoli piani.

Tale modalità di analisi può condurre a risultati fortemente approssimati nel caso di strutture irregolari o alte, nelle quali i modi di vibrare superiori al primo diventano significativi o il danno indotto dall'azione sismica modifica significativamente nel tempo i modi di vibrare della struttura. In questi casi è necessario utilizzare metodologie di analisi push-over più sofisticate in grado di tener conto dell'effettivo modo di danneggiarsi della struttura durante il moto sismico. Una modalità di analisi push-over più accurata è quella che si basa su procedure di tipo "evolutivo" o "adattivo", in cui la distribuzione delle forze applicate varia in funzione della deformata istantanea, e quindi della richiesta di plasticità del sistema.

In particolare, l'uso dei metodi push-over di tipo "adattivo" è raccomandato per gli edifici esistenti non regolari ed in cui non è possibile assumere che siano stati adottati principi di gerarchia delle resistenze e di duttilità rimandando alla estesa letteratura esistente per gli approfondimenti del caso.



## 5.6. Procedura per l'Analisi Statica non Lineare descritta nell'Ord. 3274/03 e successive modificazioni

La metodologia per l'applicazione dell'analisi statica non lineare contenuta nell'Ord. N. 3274/03 si basa sul metodo N2 (Fajfar P. [1996], "The N2 method for the seismic damage analysis of rc buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1996) ed è di seguito descritta:

1. *Analisi push-over per la definizione del legame forza-spostamento generalizzato tra risultante delle forze applicate e spostamento di un punto di controllo del sistema:*

Scelto un punto significativo della struttura (punto di controllo), generalmente coincidente con il baricentro dell'ultimo piano, le distribuzioni di forza come sopra descritto vengono amplificate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del punto di controllo fino al raggiungimento del collasso della struttura. Risultato dell'analisi è la curva non lineare taglio alla base  $F_b$  – spostamento del punto di controllo  $d_c$  che rappresenta la *curva di capacità* della struttura.

2. *Determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente:*

Calcolato il vettore  $\Phi$  corrispondente al primo modo di vibrare, normalizzato rispetto allo spostamento del punto di controllo scelto, si calcola il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  associato alla prima forma modale:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \Phi_i}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2}$$

In campo elastico la forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente ad un grado di libertà sono legati alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle relazioni:

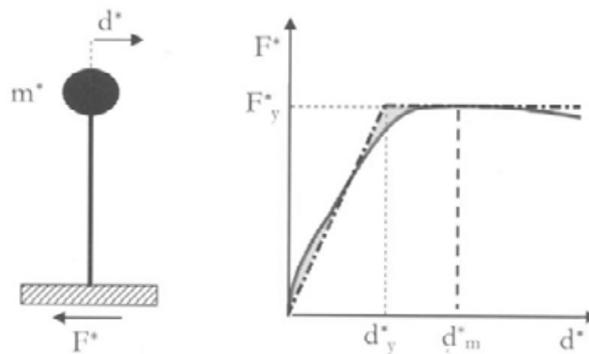
$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$
$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Individuato sulla curva di capacità il valore della resistenza massima  $F_{bu}$ , le

coordinate del punto di snervamento del sistema bilineare equivalente sono:

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$
$$d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$$

dove  $k^*$  è la rigidezza secante del sistema equivalente. La rigidezza viene determinata graficamente costruendo la curva bilineare, fissando la resistenza pari al valore massimo del taglio alla base raggiunto nell'analisi push-over ( $F_y^*$  uguale a  $F_{bu}$ ), e fissando lo spostamento al limite elastico  $d_y^*$  in modo tale da eguagliare le aree comprese tra la curva push-over ed il diagramma stesso come di seguito illustrato.



Nota la curva caratteristica del sistema equivalente ad un solo grado di libertà, il suo periodo proprio elastico risulta essere pari a:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove la massa  $m^*$  del sistema equivalente rappresenta la massa generalizzata associata alla prima forma modale ed è data da:

$$m^* = \sum_i m_i \cdot \Phi_i$$

3. *Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con utilizzo dello spettro di risposta elastico:*

Nel caso in cui il sistema equivalente ad un solo grado di libertà abbia periodo proprio  $T^*$  sufficientemente elevato ( $T^* \geq T_c$ ), il massimo spostamento raggiunto dal sistema



elasto-plastico può essere assunto pari a quello di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max} = S_{de}(T^*)$$

essendo SDe lo spettro di risposta elastico in spostamento:

$$S_{de}(T^*) = S_e(T^*) \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

Se invece il sistema equivalente ad un solo grado di libertà ha periodo proprio  $T^* < T_c$ , la risposta in spostamento del sistema elasto-plastico può essere valutato come indicato al punto 4.5.4.4 delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}$$

essendo  $q^*$  il rapporto tra la forza di risposta elastica (prodotto dello spettro di risposta elastico  $S_e(T^*)$  e la massa  $m^*$ ) e la forza di snervamento del sistema equivalente ( $F_y$ ):

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y}$$

Nel caso in cui  $q^* < 1$  si assume:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}$$

#### 4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica:

Noto  $d_{\max}^*$ , il massimo spostamento del sistema equivalente ad un grado di libertà, è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo dell'edificio attraverso la seguente equazione:

$$d_{\max} = \Gamma_1 \cdot d_{\max}^*$$

e quindi verificare che durante l'analisi sia stato raggiunto un valore di spostamento dc almeno pari a  $d_{\max}$ .

Noto lo spostamento del nodo di controllo si conosce dall'analisi la configurazione



deformata ed è quindi possibile eseguire la verifica dell'edificio, controllando la compatibilità degli spostamenti con quelli degli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze in quegli elementi che presentano un comportamento fragile.



## 6. CRITERI DI VERIFICA

Per la verifica degli edifici di interesse strategico e di quelli che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso è necessario riferirsi oltre che alle norme tecniche allegate all'OPCM 3274/03 e successive modificazioni anche al DPCM 21.10.03 "Disposizione attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'OPCM n°3274 del 20/03/03" che prevede tre livelli di conoscenza e verifica (Livello 0, Livello 1 e Livello 2) e all'O.P.C.M 3362 08/07/04 come di seguito descritto.

<i>Livello di Conoscenza e Verifica</i>	<i>Obiettivo</i>	<i>Tipologia delle costruzioni</i>
<i>Livello 0</i>	Acquisizione di dati sommari secondo le schede adeguatamente predisposte dalla Regione.	Tutte le costruzioni
<i>Livello 1</i>	Verifica puntuale degli edifici secondo quanto previsto dalle norme tecniche aggiornate di cui all'OPCM 3274/03	Strutture regolari. Ad esclusione delle categorie di suolo S1 e S2 ed degli edifici realizzati in prossimità di dirupi, creste o su corpi franosi
<i>Livello 2</i>		Strutture non regolari e condizioni di sito non favorevoli

Il DPCM 21.10.03 "Disposizione attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'OPCM n°3274 del 20/03/03" dispone che le verifiche siano condotte confrontando le massime accelerazioni al suolo che conducono agli Stati Limite di Collasso (CO), Danno Severo (DS) e Danno Limitato (DL) con quelle che definiscono gli spettri per i quali è necessario verificare i suddetti Stati Limite.

In considerazione del livello di Conoscenza e Verifica è necessario assicurare i seguenti Livelli di Conoscenza:

<i>Livello di Conoscenza e Verifica</i>	<i>Livello di Conoscenza richiesto</i>	<i>Caratterizzazione del sito</i>	<i>Metodi di analisi</i>
L1	Qualsiasi	Anche da studi ed indagini esistenti	Statica Lineare Dinamica Modale
L2	LC2 o LC3	Prove in situ	Statica Lineare Dinamica Modale Statica non Lineare

Nel caso di livello di conoscenza e verifica L2, l'analisi statica lineare e quella dinamica modale sono consentiti solo quando il rapporto domanda/capacità per i singoli



elementi strutturali è uniforme (punto 11.2.5.4 delle norme tecniche allegata all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni) ed i meccanismi di collasso fragile sono impediti.

L'obbligo di procedere ad un livello di conoscenza e verifica L2 comporta la necessità di procedere ad effettuare comunque le verifiche L1 almeno con analisi lineari.

L'Ordinanza O.P.C.M. 3362 del 08/07/2004 introduce i seguenti indicatori di rischio che pongono a confronto le accelerazioni che producono lo stato limite considerato con quelle rispetto alle quali tale stato limite deve essere soddisfatto:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{CO}}{PGA_{2\%}}$$

ovvero in alternativa:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}} \text{ e } \alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

dove

$PGA_{CO}$  =accelerazione stimata di collasso della struttura;

$PGA_{DS}$  =accelerazione stimata di danno severo;

$PGA_{DL}$  =accelerazione stimata di danno limitato;

$PGA_{2\%}$  =accelerazione al suolo attesa con probabilità di occorrenza del 2% in 50 anni;

$PGA_{10\%}$  =accelerazione al suolo attesa con probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni;

$PGA_{50\%}$  =accelerazione al suolo attesa con probabilità di occorrenza del 50% in 50 anni.

Il parametro  $\alpha_u$  è considerato un indicatore del rischio di collasso, mentre il parametro  $\alpha_e$  è considerato un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano i casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello definito dalle norme, mentre valori bassi, prossimi a zero caratterizzano casi ad elevato rischio.

Nel caso di opere con conseguenze rilevanti in caso di collasso è necessario valutare  $\alpha_u$ , nel caso di opere di interesse strategico il valore minimo tra  $\alpha_e$  e  $\alpha_u$ .

Tali indicatori di danno si valutano in considerazione dell'accelerazione massima orizzontale al suolo che determina il raggiungimento degli stati limite considerati.



In particolare, per lo stato limite di Collasso è necessario valutare l'accelerazione al suolo che comporta il raggiungimento della rotazione ultima ( $\theta_u$ ) in uno degli elementi che costituiscono la struttura.

Per la verifica dello stato limite di Danno Severo si valuta l'accelerazione al suolo che comporta, invece, il raggiungimento della resistenza massima ovvero la rotazione massima ammissibile ( $0,75\theta_u$ ) per tale stato limite in un elemento strutturale.

Infine, per la verifica allo stato limite di Danno Limitato si valuta l'accelerazione al suolo che comporta il raggiungimento del limite massimo per gli spostamenti relativi di piano ovvero la rotazione al limite elastico ( $\theta_y$ ) in un elemento della struttura.

## 6.1. Metodi di verifica

Le verifiche possono essere condotte secondo i seguenti due metodi:

### Impiego dello Spettro Elastico

Questo metodo può essere adottato per la verifica di tutti gli stati limite descritti. Gli effetti vanno calcolati in considerazione delle azioni sismiche (T=475anni) descrittive degli spettri elastici non scalati del fattore di struttura  $q$ . Tale metodo è obbligatorio nel caso di analisi non lineari.

Le verifiche degli elementi duttili vanno condotte confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformabilità. Le verifiche, invece, degli elementi fragili vanno eseguite confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

### Impiego dello Spettro Elastico ridotto del fattore $q$

Questo metodo può essere applicato solo per la verifica degli Stati Limite di Danno Severo(DS) e Danno Limitato (DL) e solo nel caso di analisi lineari.

La scelta del fattore di struttura  $q$ , nel campo compreso fra 1,5 e 3,0, sarà fatta in considerazione della regolarità della struttura e dei tassi di lavoro dei materiali nei confronti delle sole azioni statiche. Non può non essere segnalata la rilevanza della scelta del fattore di struttura sull'esito delle verifiche. Una determinazione corretta del fattore di struttura  $q$  può basarsi sui risultati dell'analisi statica non lineare, confrontando lo



spostamento ultimo ammissibile per la struttura con quello al limite elastico. Per strutture con periodo fondamentale di vibrazione maggiore di 0,4 secondi, una misura del fattore di struttura è data dal rapporto dei suddetti spostamenti.

Le verifiche degli elementi strutturali vanno condotte confrontando le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche con le resistenze secondo il criterio di verifica agli stati limite.

Ai fini delle verifiche di sicurezza si suddividono gli elementi strutturali in:

- **Elementi Duttili:** travi, pilastri e pareti inflesse in presenza o meno di sforzo normale;
- **Elementi Fragili:** meccanismi di taglio in travi, pilastri e pareti. Nodi e pilastri soggetti a valori particolarmente elevati di sforzo normale.

Il calcolo della capacità degli elementi duttili va condotto verificando che le deformazioni indotte siano contenute nei limiti di deformabilità previsti e considerando i valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali risultanti dalle indagini condotte ridotti del Fattore di Confidenza (FC) che dipende dal livello di conoscenza.

Per gli elementi fragili, invece, la capacità sarà valutata sostanzialmente in termini di resistenza, considerando i valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali risultanti dalle indagini ridotti del Fattore di Confidenza (FC) e dei coefficienti parziali di sicurezza previsti.

## 6.2. Verifica dello Stato Limite di Collasso (SL-CO)

Le verifiche sono condotte in considerazione degli effetti prodotti da un evento sismico descritto dallo spettro elastico definito al punto 3.2.3 delle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274 e successive modificazioni amplificato di un fattore pari a 1,5 e del corretto fattore di importanza  $\alpha_1$  (Tabella 4.3 – O.P.C.M. 3274/03 e successive modificazioni). Tali verifiche si conducono per mezzo di analisi non lineari.

Per gli elementi duttili è necessario verificare che le deformazioni indotte dalle suddette azioni, non scalate del fattore di struttura  $q$ , siano contenute nei limiti di deformabilità previsti. La verifica consiste nel confrontare la rotazione delle cerniere plastiche indotte dalle azioni sismiche con quelle ultime. In pratica (punto 11.3.2.1 –



O.P.C.M. 3274/03 e successive modificazioni), per un dato elemento strutturale si valuta, per ognuno degli estremi, la “rotazione rispetto alla corda” come differenza tra la rotazione della sezione terminale e quella della sezione di momento nullo. La distanza tra le due suddette sezioni, detta luce di taglio, si valuta come  $L_v=M/V$ . Tale rotazione deve risultare inferiore a quella ultima ammissibile  $\theta_u$  (ALLEGATO 11.A – Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in cemento armato – O.P.C.M. 3274/03 e successive modificazioni).

Per gli elementi fragili è necessario verificare la resistenza degli stessi nei confronti delle sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche sopraspecificate. In particolare, le sollecitazioni che possono essere trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili devono essere valutate amplificando le resistenze medie degli elementi duttili del fattore di confidenza funzione del livello di conoscenza perseguito.

### **6.3. Verifica dello Stato Limite di Danno Severo (SL-DS)**

Le verifiche di sicurezza possono essere condotte, adottando ad esempio un metodo di analisi lineare, in considerazione degli effetti prodotti dall’evento sismico descritto dallo spettro di progetto definito al punto 3.2.5 delle norme tecniche allegate all’Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni, ottenuto dallo spettro elastico scalato del fattore di struttura  $q$  ed amplificato del corretto fattore di importanza  $\gamma_i$ . In tal caso le verifiche degli elementi strutturali si conducono nello spirito del metodo semiprobabilitico agli stati limite, confrontando le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche con le resistenze.

In alternativa, si possono valutare gli effetti indotti da un evento sismico descritto dallo spettro elastico definito al punto 3.2.3 delle norme tecniche allegate all’Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni mediante analisi non lineare. In tal caso è necessario condurre verifiche di deformazioni per gli elementi duttili e di resistenza per quelli fragili. Le deformazioni ultime ammissibili per gli elementi duttili corrispondono a quelle determinate nel caso di SL-CO scalate di  $3/4$ . Le resistenze degli elementi fragili vanno prudenzialmente ridotte.

### **6.4. Verifica dello Stato Limite Limitato (SL-DL)**

Le verifiche di sicurezza possono essere condotte considerando gli effetti prodotti da un evento sismico descritto dallo spettro definito al punto 3.2.6 delle norme tecniche



allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni, ottenuto dallo spettro elastico scalato di un fattore pari a 2,5 ed amplificato del corretto fattore di importanza  $\alpha_1$ . Tali verifiche si conducono per mezzo di analisi lineari.

Per tale stato limite è necessario controllare che gli spostamenti di interpiano  $d_r$  siano contenuti nei limiti previsti al punto 4.11.2 delle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni e di seguito riportati:

- a)  $d_r < 0,005h$  per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa;
- b)  $d_r < d_{rp} < 0,01h$  per edifici con tamponamenti progettati in modo tale da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$  per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura.

In alternativa è possibile condurre verifiche di deformabilità degli elementi strutturali confrontando la “rotazione rispetto alla corda” indotta dalle azioni sismiche di riferimento con la rotazione totale rispetto alla rotazione allo snervamento  $\theta_y$  (punto 11.3.2.1 delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni) per mezzo di analisi non lineari.



## 7. CRITERI PER LA SCELTA DELL'INTERVENTO

Le tipiche deficienze delle strutture esistenti, realizzate in mancanza di norme sismiche, come detto, sono individuabili generalmente sia nella carenza di resistenza e duttilità che nella fragilità degli elementi strutturali o dei meccanismi di collasso che si possono realizzare sotto sisma violento.

Gli edifici realizzati prima degli anni '80 sono generalmente progettati per soli carichi verticali. Di conseguenza difficilmente sono dotati di un adeguato sistema di controvento alle azioni orizzontali in entrambe le direzioni principali e possono in alcuni casi essere caratterizzati da forti irregolarità in pianta.

Per migliorare le caratteristiche delle prestazioni sismiche di un edificio è possibile perseguire una ovvero una combinazione delle seguenti strategie di intervento:

- Incremento della resistenza alle azioni orizzontali;
- Incremento della rigidezza tagliante;
- Incremento della capacità di dissipazione di energia;
- Incremento delle caratteristiche complessive di duttilità;
- Riduzione delle masse sismiche;
- Modifica delle caratteristiche del moto sismico trasmesso alla struttura.

In sintesi, una strategia di intervento può essere finalizzata ad aumentare le *capacità* sismiche del sistema ovvero diminuire la *domanda sismica* sullo stesso.

La domanda sismica rappresenta l'effetto sulla struttura dell'eccitazione sismica in ingresso, mentre la capacità rappresenta la sintesi delle caratteristiche, in termini di resistenza e di rigidezza, che permettono alla struttura di affrontare la domanda stessa.

L'incremento di resistenza, di duttilità e di rigidezza comportano l'aumento delle capacità sismiche della struttura. L'incremento di dissipazione, la riduzione delle masse sismiche o la modifica delle caratteristiche del moto sismico trasmesso alla struttura attraverso l'inserimento di organi di isolamento, consentono, invece, di diminuire la domanda sismica sul sistema.



La domanda sismica è descritta dalle norme attraverso gli spettri elastici in termini di accelerazioni rappresentative di azioni statiche equivalenti da applicare alla struttura per ottenere le deformazioni massime che l'evento sismico produrrebbe nell'ipotesi di comportamento lineare.

Tali azioni equivalenti sono proporzionali alla massa del sistema e decrescono all'aumentare delle capacità dissipative e del periodo fondamentale di vibrazione della struttura.

In genere, mentre un incremento di resistenza o di duttilità consente di aumentare le capacità del sistema rispetto allo stato limite ultimo e l'incremento di rigidezza consente di migliorare le capacità rispetto allo stato limite di danno, le altre tipologie di intervento consentono un miglioramento rispetto ad entrambi gli stati limite.

L'incremento della resistenza può essere perseguito modificando le sezioni strutturali originali e/o introducendo nuovi controventi sismici.

L'incremento della resistenza delle sezioni può essere ottenuto aggiungendo armatura in zona tesa, ad esempio mediante il placcaggio, o aumentando l'area della sezione resistente. Nel caso si aumenti la sezione resistente si perviene in genere anche ad un aumento della rigidezza della struttura.

Nel caso di carenza di controventi in una delle direzioni principali è opportuno prevedere l'introduzione di un nuovo sistema di controventi mediante la realizzazione di pareti in c.a. o telai in c.a. o acciaio. A differenza degli interventi locali sulle sezioni, la realizzazione di controventi ex-novo consente di ottenere incrementi anche notevoli di resistenza ed in generale comporta una modifica dello schema strutturale originale ed un aumento di rigidezza della struttura.

L'incremento di rigidezza consente di migliorare la risposta sismica della struttura in termini di deformazioni. Tale intervento può, quindi, consentire di migliorare la capacità della struttura nei confronti dello stato limite di danno e migliorare il comportamento latero-torsionale di una struttura. Tale strategia può essere perseguita prevedendo nuovi controventi sismici ed, in genere, comporta anche un incremento di resistenza.

L'incremento della capacità di dissipazione energetica, di natura viscosa e/o isteretica, consente di diminuire la domanda sismica. Ciò può essere perseguito mediante l'installazione opportuna di dispositivi dissipativi aggiuntivi che incrementano la dissipazione della struttura.



I dispositivi dissipativi vengono, in genere, collocati in parallelo ai controventi strutturali già presenti e sfruttano il moto relativo dei diversi piani per dissipare energia. L'efficienza di tale strategia di protezione sismica cresce nel caso si installino i dissipatori in edifici con elevate capacità di deformazione laterale. Infatti, la quantità di energia dissipata è direttamente proporzionale alla forza che si sviluppa all'interno di ogni unità e, quindi, alla velocità ed allo spostamento relativo dei punti tra cui il dispositivo è sistemato. In generale, l'installazione di sistemi di dissipazione determina anche un incremento della rigidità del sistema.

L'incremento della duttilità consente di aumentare la capacità di dissipazione di energia isteretica migliorando il comportamento post-elastico degli elementi strutturali. In genere, il comportamento duttile di una sezione può essere migliorato aumentando il grado di confinamento della stessa mediante, ad esempio, il cerchiaggio delle zone plastiche con elementi metallici o in fibrorinforzati.

La riduzione delle masse consente di diminuire le azioni inerziali e, quindi, gli effetti indotti da un evento sismico su di una struttura. Tale strategia può essere perseguita con l'alleggerimento della struttura originale mediante la sostituzione degli elementi non strutturali di maggior peso, il cambio di destinazione d'uso, la sostituzione del solaio di copertura con strutture leggere o la demolizione di uno o più livelli superiori.

L'isolamento alla base è una tecnica di controllo della risposta sismica fondata sull'inserimento di elementi a rigidità laterale ridotta in corrispondenza di un livello dell'edificio, in genere in prossimità della base. I principi di funzionamento dell'isolamento sismico possono essere così riassunti:

- Creazione di un filtro sulle componenti ad alta frequenza di maggior contenuto energetico prossima a quelle fondamentali della sovrastruttura;
- Dislocazione delle deformazioni relative fuori dalla struttura in elevazione concentrate nel livello di isolamento alla base;
- Riduzione delle accelerazioni assolute della sovrastruttura e, quindi, dell'energia cinetica della stessa in considerazione dell'incremento del periodo fondamentale di vibrazione.

Tale strategia di protezione sismica consente sia di proteggere la struttura dell'edificio in elevazione che le funzioni che si svolgono nello stesso in considerazione della capacità di contenere l'energia cinetica.



Nella tabella che segue si riassumono le principali strategie di intervento:

	Capacità	Domanda	Incremento di Resistenza	Incremento di Rigidezza	Incremento di Duttilità	Incremento della Dissipazione	Modifica delle azioni sismiche	Modifica del segnale sismico
<b>Stato Limite Ultimo</b>								
Aumento sezioni resistenti	•		•					
Placcaggio	•		•					
Controventi	•		•	•				
Sistemi di dissipazione		•				•		
Confinamento Sezioni	•		•		•			
Riduzione delle masse		•					•	
Isolamento alla base		•						•
<b>Stato Limite di Danno</b>								
Controventi	•		•	•				
Sistemi di dissipazione		•				•		
Riduzione delle masse		•					•	
Isolamento alla base		•						•



## ALLEGATI

### A. PROVE NON DISTRUTTIVE

#### A.1. Indagine Pacometrica

##### Principi funzionali

La prova permette di eseguire una mappatura delle armature all'interno dell'elemento indagato (travi, pilastri, solai, travi-parete, ecc.).

Lo strumento sfrutta il principio delle correnti passive. In particolare, il funzionamento dei sensori induttivi è basato sul principio che l'impedenza di un induttore (sonda - filo avvolto a spire) attraversata da una corrente cambia quando un elemento metallico è posto nel campo magnetico prodotta da questa. Questa è una conseguenza del fatto che le correnti parassite che nascono nell'elemento metallico cambiano le proprietà elettriche dell'induttore. Il fenomeno si spiega con l'applicazione delle leggi di Ampere, di Faraday e di Lenz. In considerazione delle equazioni che descrivono i campi magnetici, l'effetto indotto dalla presenza di elementi magnetici sull'induttore (sonda) decresce con l'inverso del cubo della distanza dello stesso dall'elemento da misurare. Pertanto, l'efficacia dello strumento è maggiore per barre di armatura poste a minor profondità.

##### Normativa di riferimento - BS 1881:204

##### Accorgimenti, varianti e limiti

Lo strumento che sfrutta il principio delle correnti passive presenta i seguenti vantaggi:

- non vi sono interferenze elettriche, magnetiche, termiche e non vi sono condizionamenti dovuti agli effetti ionici dell'umidità nel cls non stagionato;
- precisione delle misure;
- ripetibilità dei risultati.

La posizione delle barre viene sempre individuata con estrema precisione e rapidità poiché, oltre ai dispositivi ottici (LED ultraluminoso e barra di intensità del segnale), sono previste delle spie audio a frequenza variabile, distinguibili in modo chiaro anche in ambienti rumorosi per indicare l'approssimarsi alla barra, per determinare la direzione e l'esatta localizzazione del tondino, per segnalare le aree con copriferro insufficiente.



Tale metodo è efficace solo per armature poste ad una profondità massima di 30 - 40mm. La prova non consente il rilievo delle armature su doppio registro.

## **A.2. Metodo Sclerometrico**

### **Principi funzionali**

La prova sclerometrica permette di valutare, attraverso il parametro di durezza superficiale, l'omogeneità del calcestruzzo in sito, di delimitare zone di calcestruzzo degradato e di qualità scadente e di stimare le variazioni nel tempo delle proprietà del calcestruzzo.

La prova consiste nel valutare l'energia assorbita dalla superficie oggetto di indagine per mezzo di rimbalzi di un cursore d'acciaio. L'energia assorbita è inversamente proporzionale alla durezza della superficie e, quindi, al modulo elastico del materiale. Da opportune correlazioni tra il modulo elastico e la resistenza del materiale indagato si ricava quest'ultima.

### **Normativa di riferimento - UNI 9189**

#### **Applicazione della tecnica e fasi operative**

- Preparazione dell'elemento strutturale: rimozione dell'intonaco avendo cura di lasciare indisturbato lo strato superficiale del cls;
- Molatura della superficie;
- Rilevazione della disposizione delle barre d'armatura (ferri longitudinali e staffe) mediante pacometro e loro segnatura sull'elemento strutturale indagato;
- Esecuzione delle battute sclerometriche in una zona compresa tra due staffe consecutive (almeno n°9 per ogni faccia dell'elemento). Le impronte dell'urto non devono risultare sovrapposte e devono essere situate almeno a 30mm dai bordi. Per poter comparare i risultati l'angolo di battuta dello sclerometro deve essere sempre lo stesso;
- Documentazione fotografica della prova e dell'elemento strutturale dopo la prova in modo da evidenziare l'area di indagine.

#### **Accorgimenti, varianti e limiti**



La durezza superficiale è correlata alla resistenza e durabilità dei materiali esaminati, ma viene influenzata da diversi fattori quali:

- stato di carbonatazione dello strato superficiale di cls;
- eventuale presenza di lesioni;
- età del calcestruzzo e grado di invecchiamento;
- presenza di inerti affioranti.

I limiti sono parzialmente superabili mediante opportune tarature da eseguire con i tradizionali controlli distruttivi (carotaggi e prove di compressione).

### **A.3. Metodo ad Ultrasuoni**

#### **Principi funzionali**

Il metodo microsismico ad impulsi d'onde vibrazionali ad alta frequenza (ultrasuoni), consiste essenzialmente nell'analisi della propagazione all'interno del calcestruzzo di onde elastiche longitudinali di compressione, di frequenza compresa tra 10 e 50 Khz. L'onda d'urto, generata da un opportuno emettitore in un punto dell'elemento, viene captata da un ricevitore posizionato in un altro punto e trasmessa, sotto forma di un segnale elettrico, ad un oscilloscopio che ne permette la visualizzazione e la misura del tempo  $t$  intercorso tra emissione e ricezione. Dividendo la distanza  $D$  tra i due punti per il tempo  $t$  si ricava la velocità delle onde elastiche del materiale, che è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo (modulo di elasticità e rapporto di Poisson dinamici) e della sua densità. Eventuali disomogeneità (fessure, cavità, ecc.) variando la velocità di propagazione e assorbendo parzialmente, rifrangendo e riflettendo l'onda di vibrazione, possono essere indagate analizzando tali processi.

La frequenza naturale dei trasduttori va scelta in funzione delle dimensioni degli elementi da provare. Percorsi più lunghi possono essere indagati facendo uso di trasduttori con frequenze naturali di vibrazioni basse (10-20 kHz) per minimizzare l'assorbimento del segnale del calcestruzzo. L'uso di sonde con frequenza più elevate (>50 kHz) permette, su percorsi più brevi, di avere misure di tempo più accurate.

È necessario eseguire preferibilmente prove per trasmissione diretta nelle medesime zone su cui è stata effettuata la prova sclerometrica. In tal caso l'elemento da indagare deve presentare dimensioni superiori a 150mm nella direzione della propagazione del segnale.



## **Normativa di riferimento - UNI 9524**

### **Applicazione della tecnica e fasi operative**

- Nel caso di prova per trasmissione diretta, esecuzione di foro per passaggio di cavi su pannelli di tamponatura adiacenti l'elemento strutturale oggetto di indagine;
- Individuazione della zona di indagine: compresa tra due staffe consecutive, preventivamente preparata per la prova sclerometrica;
- Applicazione di vaselina al fine di migliorare l'aderenza sonda-superficie del cls ed eliminare le microasperità ed i vuoti
- Misurazione della distanza tra i due trasduttori
- Esecuzione di n°3 letture del tempo di attraversamento (in microsecondi) per punto di prova (le sonde devono essere perfettamente allineate mediante uso di livella)
- Documentazione fotografica della prova e dell'elemento strutturale dopo la prova in modo da evidenziare che l'area di indagine è la stessa della prova sclerometrica e che non sono state intercettate barre di armatura

### **Accorgimenti, varianti e limiti**

La velocità di propagazione del treno di onde è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo (modulo di elasticità e coefficiente di Poisson dinamici) e della sua densità. Le disomogeneità (fessure, zone degradate) variano la velocità di propagazione, riflettendo e rifrangendo l'onda di vibrazione, assorbendola parzialmente e attenuandola secondo determinate direzioni; analizzando tali processi è possibile risalire alle disomogeneità stesse.

I risultati sono influenzati da:

- Preparazione della superficie di contatto tra sonda e materiale;
- Caratteristiche e quantità del mezzo di accoppiamento;
- Pressione sulle sonde;
- Dimensione minima e massima dell'elemento.

## **A.4. Metodo Sonreb (Sclerometro+Ultrasuoni)– Analisi dei risultati**

### **Principi funzionali**



L'indagine Sonreb consente di stimare, in maniera non distruttiva, attraverso la combinazione dei risultati delle indagini ultrasoniche e delle prove sclerometriche, la resistenza media del calcestruzzo e lo spessore degradato per ogni singola zona indagata.

Ogni singola area omogenea è caratterizzata dalla coppia di valori:

- velocità di propagazione
- indice di rimbalzo.

A partire da questi dati è possibile risalire al valore della resistenza cubica convenzionale del cls attraverso le formulazioni esistenti in letteratura:

$$R_{c1} = 0.0286 \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85} \quad \text{con } R_c \text{ in N/mm}^2 \text{ e } V \text{ in Km/sec.}$$

(Articolo J.Gasparirik, "Prove non distruttive in edilizia", Quaderno didattico A.I.P.N.D., Brescia 1992)

$$R_{c2} = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446} \quad \text{con } R_c \text{ in N/mm}^2 \text{ e } V \text{ in m/sec.}$$

(Articolo A.Di Leo, G. Pascale, "Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato", Convegno Sistema Qualità e Prove non Distruttive per l'Affidabilità e la Sicurezza delle Strutture Civile, Bologna, Saie '94, 21 ottobre 1994)

$$R_{c3} = 7.695 \cdot 10^{-10} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6} \quad \text{con } R_c \text{ in kg/cm}^2 \text{ e } V \text{ in m/sec.}$$

(Articolo R. Giacchetti, L. Lacquanti, "Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato" Nota tecnica 04, 18980, università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni)

L'attendibilità del risultato può essere migliorata tarando le suddette correlazioni con i risultati delle prove di compressione su carote.

### **Accorgimenti, varianti e limiti**

I limiti dell'applicazione di tale metodo combinato sono numerosi e derivano dai limiti dei due metodi componenti e dal fatto che si misurano grandezze, durezza e velocità del suono, che sono variamente correlabili con la resistenza.

L'utilizzazione di tale metodo non è indicata per i calcestruzzi con strati superficiali degradati e nelle zone con elevata concentrazione dei ferri di armatura, soprattutto quando



tali ferri sono paralleli e vicini alla traiettoria di propagazione degli impulsi ultrasonici ed infine nelle zone con difetti apparenti del calcestruzzo.

## **A.5. Misura del potenziale elettrochimico di corrosione delle armature**

### **Principi funzionali**

Questo metodo di indagine è finalizzato alla determinazione del potenziale spontaneo e sotto polarizzazione dei ferri di armatura delle strutture in c.a. e c.a.p.. La determinazione del potenziale spontaneo viene eseguita allo scopo di conoscere lo stato dell'armatura dal punto di vista dei fenomeni di corrosione. Il metodo si basa sulla misura della differenza di potenziale elettrico tra la barra di armatura, oggetto di indagine, ed un elettrodo di riferimento a potenziale costante. In particolare, è possibile stimare la presenza di corrosione e l'evoluzione della stessa comparando i risultati delle misure con quelli ricavati da osservazioni sperimentali.

L'elettrodo a potenziale costante di riferimento è ottenuto per mezzo di un metallo immerso in una soluzione ionica (Cu/CuSO<sub>4</sub>; Calomel (SCE); Ag/AgCl).

### **Normativa di riferimento - UNI 9535**

### **Applicazione della tecnica e fasi operative**

Il metodo può essere applicato:

- in sito su qualsiasi parte dell'armatura delle strutture esistenti, indipendentemente dalla sua età;
- in situ su spezzoni di armatura appositamente predisposti;
- in laboratorio su campioni di armatura appositamente costituiti.

La determinazione può essere eseguita per singole barre di armatura oppure su una superficie prescelta di un elemento strutturale, purché le armature sottostanti la superficie prescelta siano collegate metallicamente tra loro. La connessione elettrica dell'armatura deve essere eseguita direttamente sulle barre da esaminare nel primo caso, su qualsiasi punto dell'armatura sottostante la superficie prescelta nel secondo caso. L'elettrodo di riferimento deve essere posto sulla superficie di calcestruzzo in corrispondenza della barra da esaminare nel primo caso, su punti scelti in maniera casuale nel secondo caso.



Eseguendo le misure, nel secondo caso, spostando l'elettrodo di riferimento sulla superficie del calcestruzzo in maniera ordinata (ad esempio lungo i vertici di un reticolo) è possibile ricavare linee isopotenziali ed i relativi gradienti. La determinazione può essere eseguita anche misurando la differenza di potenziale tra due elettrodi di riferimento appoggiati sulla superficie di calcestruzzo; generalmente un elettrodo si mantiene fisso mentre l'altro viene spostato su punti prescelti in maniera ordinata. Nei casi in cui il potenziale misurato risulta variabile in tempi brevi (per esempio entro un massimo di 1h), risulta opportuna la preumidificazione del calcestruzzo con una opportuna soluzione. In questo caso le misure del potenziale devono essere eseguite quando sulla superficie del calcestruzzo non esiste acqua libera.

### **Accorgimenti, varianti e limiti**

La determinazione si può effettuare indipendentemente dallo spessore del copriferro, del quale però si deve tenere conto nel caso di misure aventi lo scopo di accertare il grado di protezione catodica assicurato all'armatura nel punto di misura.

La determinazione non è adatta per valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e delle armature.

## **5.6. Prove con Georadar**

### **Principi funzionali**

Il Georadar o GPR (Ground Penetrating Radar) rappresenta uno strumento di indagine non distruttivo e non invasivo finalizzato alla ricerca di servizi tecnologici e strutture interrato. Il funzionamento del georadar si basa sulla capacità dello strumento di emettere segnali a radiofrequenza (tipicamente tra 100 e 1000 – 1600 MHz) e registrare quelli reirradiati dagli oggetti presenti nel sottosuolo e/o negli elementi strutturali, caratterizzati da dimensioni sufficienti e da proprietà elettromagnetiche diverse rispetto a quelle del terreno che li circonda. Il parametro misurato è il tempo di propagazione dell'onda che, a seguito dell'intercettazione di ostacoli e discontinuità, ritorna in superficie e viene captata dalle antenne come eco riflesso. La generazione e la ricezione dei segnali a radiofrequenza è operata da una o più antenne che vengono fatte scorrere sul tratto di terreno e/o elemento strutturale che si desidera indagare. I dati raccolti, opportunamente elaborati, sono memorizzati e rappresentati su una unità di controllo che, inoltre, genera gli impulsi necessari al funzionamento delle antenne.



Per lo studio di un edificio esistente le prove con georadar possono essere utilizzate per individuare le tipologie di fondazione e gli strati superficiali del sottosuolo delle aree di sedime.

### **Campi di applicazione**

- *Analisi dei profili stratigrafici e caratterizzazione del terreno:* Con un indagine georadar è possibile distinguere tre macroclassi di sottosuolo:
  - Classe A: argilla, limi e sabbie (materiali facilmente perforabili);
  - Classe B: argilla con ghiaia, marne, ghiaie (materiali perforabili con difficoltà);
  - Classe C: ghiaia grossolana, roccia (materiali perforabili con tecniche ed apparati speciali).
- *Indagini geologiche:* Mediante un georadar multifrequenza, con l'utilizzo delle frequenze più basse nei casi in cui si vogliono raggiungere maggiori profondità (50 – 200 MHz) è possibile rilevare la localizzazione e la geometria di forme carsiche sotterranee, nonché effettuare un'indagine in un'area interessata da dissesto idrogeologico al fine di individuarne le eventuali cause. Si possono inoltre valutare variazioni di stratificazioni geologiche e fratturazioni del terreno, spessori di terreni di riporto, individuare i diversi strati di un rivestimento e vari tipi di discontinuità (faglie, fratture, giunti, paleosuoli).
- *Indagini strutturali su pareti e pavimentazioni:* Tale indagine, effettuata con georadar multifrequenza (100 – 600 – 1600 MHz a seconda dei casi), permette di verificare la struttura di esistenti reti di servizi e di risalire, dove possibile, alla geometria e dimensione di strutture interne, infrastrutture, cavità, fratture, superfici di distacco, senza danneggiare in alcun modo il manufatto. E' possibile, inoltre, determinare la profondità effettiva di micropali, la geometria di fondazioni, spessori di murature, nonché verificare la stratificazione e la distribuzione di rinforzi metallici situati al di sotto del piano da investigare al fine di monitorare l'assetto strutturale di edifici, ponti, ecc.
- *Localizzazione di armature:* L'individuazione e il riconoscimento delle tipologie di armature (tondini, centine, reti elettrosaldate) in una struttura in cemento armato è facilmente rilevabile con un georadar multifrequenza (200 – 600 MHz)
- *Ricerca e individuazione di strutture sepolte:* Attraverso un'indagine georadar è possibile evidenziare la presenza di fusti, serbatoi e/o strutture metalliche, in cemento



armato o materie plastiche, condutture, sepolte nel terreno, ai fini di un'eventuale progettazione e pianificazione di opere di scavo e di ricostruzione o per la bonifica dell'area interessata da tale presenza.

### **Accorgimenti, varianti e limiti**

Nel campo delle indagini del sottosuolo, rispetto agli approcci tradizionali, quali le indagini geognostiche, l'indagine georadar è meno dispendiosa sia in termini di tempo sia di costi effettivi, e non produce risultati puntuali; rispetto agli altri metodi, quali la sismica a rifrazione, la geoelettrica, la magnetica, che richiedono lunghe ed elaborate procedure di acquisizione, fornisce dati con una risoluzione superiore. In sostanza, integrando l'indagine radar con una sola prospezione, per ricavare i parametri di taratura, è possibile avere in tempi brevi una mappatura completa e ad alta risoluzione del sottosuolo di tutta l'area di indagine.

L'acquisizione dei dati radar non sempre può essere possibile o dare risultati soddisfacenti nei casi di seguito specificati.

Condizioni ambientali sfavorevoli quali:

- accentuata asperità delle superfici
- presenza di grigliati di ferro
- presenza d'acqua in superficie

Condizioni geologiche sfavorevoli quali:

- presenza di litologie argilloso-limose umide
- presenza di falde acquifere subsuperficiali
- elevata umidità del sottosuolo

La presenza di elementi o corpi superficiali può determinare una barriera all'individuazione di oggetti più profondi.

## **5.7. Prova Ecometrica o Sonica su pali**

### **Principi funzionali**

La prova ecometrica o sonica su pali è una prova dinamica a bassa deformazione mediante la quale, in maniera non distruttiva, è possibile verificare le eventuali fratture o imperfezioni (strizioni, disomogeneità, ecc.) di un palo, realizzato in opera o prefabbricato, e la sua lunghezza.



Il principio fisico su cui si basa è quello della propagazione dell'onda di compressione in un mezzo elastico. La strumentazione è costituita essenzialmente da una centralina elettronica di acquisizione, da un sensore di velocità (geofono ad alta velocità) e da un martello.

Il palo viene messo in vibrazione con una forza impulsiva assiale esercitata mediante l'impiego del martello. L'onda di compressione generata dal colpo del martello sull'estremità superiore del palo si propaga verso il basso all'interno del palo, con una velocità compresa, in genere per i pali gettati in opera, tra 3500 e 4000 m/s. Giunta alla base del palo, in assenza di discontinuità, l'onda subisce una parziale riflessione verso l'alto e viene rilevata in termini di velocità da un sensore posto alla testa del palo.

L'intervallo di tempo tra la sollecitazione impulsiva iniziale ed il ritorno allo stesso punto dell'onda riflessa è uguale al tempo richiesto dall'onda d'urto a percorrere due volte (dall'alto in basso e viceversa) l'estensione del palo.

### **Applicazione della tecnica e fasi operative**

Nel caso di strutture esistenti, per eseguire la prova ecometrica è necessario creare una nicchia sulla superficie laterale del palo per realizzare una zona orizzontale sulla quale poggiare il sensore ed imprimere l'impulso;

Prima di effettuare le misure di campagna, si impostano la lunghezza approssimativa del palo e la velocità di propagazione delle onde, scelta in funzione delle caratteristiche del materiale. Nel caso in cui la lunghezza del palo non sia nota si effettuano alcune acquisizioni preliminari, incrementando man mano la lunghezza del palo. Il tempo effettivo di acquisizione risulta essere maggiore di circa il 20% rispetto all'intervallo di tempo  $\Delta t$  strettamente necessario calcolato, ciò allo scopo di compensare le possibili imprecisioni nell'indicazione della lunghezza e della velocità di propagazione dell'impulso.

### **Accorgimenti, varianti e limiti**

La propagazione delle onde di stress nel palo è influenzata da diversi fattori, quali la densità del cls, il modulo elastico e la sezione trasversale del palo. In particolare, quando nel percorso verso il piede del palo, le onde attraversano strati a disomogeneità differente o incontrano tratti in cui la sezione presenta variazioni di dimensioni trasversali, si creano riflessioni verso la testa del palo.



Sulla scorta delle esperienze effettuate nel campo del controllo dei pali di fondazione con il metodo ecometrico e considerati i vari fattori che influiscono sul segnale e quindi sull'esito del controllo stesso, si può asserire che le misure sono, in genere, mediamente affette da incertezza variabile tra il 5 ed il 10%.

Per una più corretta interpretazione dei segnali acquisiti è opportuno disporre delle prove penetrometriche e delle stratigrafie eseguite oltre, se è possibile, ai rapporti di cantiere relativi ai pali interessati dalle prove.

Uno dei fattori che influenza il segnale è l'attrito superficiale che il terreno esercita sul palo. Ciò produce un'attenuazione del segnale stesso, con conseguente minore evidenza del riflesso di base. Il valore dell'attrito, ed in pratica gli effetti di attenuazione che produce sul segnale, vanno da un minimo per i terreni argillosi ad un massimo per quelli sabbiosi.

Nel caso di pali liberi in testa, cioè ancora non collegati da fondazione o da magrone, il metodo fornisce buoni risultati.

La prova non fornisce indicazioni sulla portanza del palo.



## **B. PROVE DISTRUTTIVE**

### **B.1. Carotaggio**

#### **Principi funzionali**

Il carotaggio consiste nel rilievo di una carota dell'elemento strutturale da sottoporre a prove di laboratorio, per misurare il valore di rottura a compressione del provino ( $R_{cal}$ ).

Il prelievo delle carote viene realizzato mediante una sonda a corona diamantata (carotatrice) di tipo adatto alla durezza del calcestruzzo ed al tipo di aggregato in esso contenuto. Il prelievo deve essere effettuato in maniera tale da ridurre al minimo il danneggiamento provocato dall'estrazione sul campione. È necessario, quindi, eseguire le operazioni di prelievo quando il calcestruzzo è sufficientemente indurito, ossia quando la sua resistenza a compressione stimata è maggiore di 10 N/mm<sup>2</sup>, evitando, inoltre, per quanto possibile, le zone armate ed i giunti.

L'estrazione può avvenire sia in orizzontale che in verticale. È opportuno che il diametro della corona deve essere almeno pari a 3 volte il diametro massimo dell'aggregato, compatibilmente alla presenza di ferri di armatura ravvicinati e comunque preferibilmente maggiore di 100mm. La carota deve essere estratta in una delle due aree precedentemente già indagate con Metodo Sonreb.

I provini prelevati sono classificati, sottoposti a prova di carbonatazione in sito, riposti in buste sigillate e trasferiti in laboratorio dove saranno rettificati, e preparati per la realizzazione delle prove di compressione.

#### **Normativa di riferimento - UNI 6131**

#### **Applicazione della tecnica e fasi operative**

La prova si applica mediante i seguenti passi:

- Preparazione dell'elemento strutturale (eseguita preventivamente)
- Rilevazione della disposizione delle armature in modo tale da non incorrere nel taglio di porzioni di armatura durante la prova
- Esecuzione del carotaggio nella stessa zona precedentemente indagata con il metodo Sonreb
- Carotaggio passante in modo da consentire il prelievo di un provino indisturbato



- Estrazione della carota, protezione conservazione e successiva consegna al laboratorio
- Compilazione della scheda
- Documentazione fotografica della prova e dell'elemento strutturale dopo la prova in modo da evidenziare che l'area di indagine è sempre la stessa e che non sono state intercettate barre di armatura
- Ripristino del foro con malta antiritiro in modo da garantire la perfetta integrazione dei getti
- Prove di compressione secondo la norma UNI 6132 da parte del laboratorio
- Rilascio del certificato

La stima della resistenza caratteristica del calcestruzzo deve essere condotta secondo quanto riportato all'Appendice 2 del D.M. 09.01.1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"

### **Accorgimenti, varianti e limiti**

I fattori più importanti che concorrono a determinare il valore di resistenza delle carote:

- rapporto lunghezza/diametro;
- direzione di perforazione dei getti;
- dimensione del campione;
- posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale

I fattori più importanti che determinano le variazioni dei valori di resistenza tra le carote, i cubi ed i cilindri standard sono:

- disturbo conseguente all'operazione di prelievo;
- presenza di armature;
- passaggio dalla resistenza cilindrica a quella cubica;
- modalità di preparazione e stagionatura;
- maturazione al momento della prova

I possibili fattori che possono alterare il valore della resistenza in situ sono:

- Pressione di consolidamento: I valori di resistenza del conglomerato, ottenuti dallo schiacciamento delle carote, risultano influenzati dalla posizione del prelievo



nell'elemento strutturale. In elementi strutturali verticali si hanno variazioni di resistenza del 50-70% tra la base e la sommità. Pertanto le carote devono essere eseguite in una fascia intermedia rispetto all'altezza del pilastro, per evitare mediante le operazioni di carotaggio la riduzione della sezione resistente in zone particolarmente sollecitate;

- Ambiente di maturazione: L'effetto dell'ambiente di maturazione può essere individuato attraverso l'individuazione di due parametri: la perdita di umidità della superficie che può estendersi fino ad una profondità di 5 cm generando uno strato di minor resistenza a causa della segregazione e dell'impoverimento della miscela; la differente maturazione tra strutture e campioni standard in considerazione delle condizioni reali di maturazione del calcestruzzo in opera;
- Operazioni di perforazione: Le operazioni di perforazione possono dar luogo a disturbi sul campione estratto, ripercuotendosi sul valore della resistenza meccanica. In particolare, all'aumentare della coppia torcente diminuiscono le caratteristiche meccaniche dei campioni estratti;
- Direzione di perforazione: Perforazioni perpendicolari alla direzione del getto producono una diminuzione di resistenza variabile tra il 5% e l'8% per conglomerato avente resistenza caratteristica di 250kg/cmq, mentre è praticamente nulla per resistenza caratteristica di 400 kg/cmq. Perforazioni in direzione parallela a quella di getto comportano riduzioni minori;
- Dimensioni carote: Al variare del rapporto diametro-carota/dimensione inerte aumenta sensibilmente il coefficiente di variazione dei risultati ottenuti mentre la resistenza media tende a rimanere costante;
- Armature incluse: La presenza di spezzoni di armatura contribuisce a diminuire la resistenza misurata sulla carota in misura difficilmente quantificabile

## **B.2. Prova di Carbonatazione in situ**

### **Principi funzionali**

La prova di carbonatazione in situ ha lo scopo di determinare lo stato di conservazione delle armature mediante il prelievo e l'analisi di campioni di calcestruzzo. In particolare, la norma si riferisce alla determinazione della profondità di carbonatazione. Tale indagine si esegue allo scopo di indagare le cause di un fenomeno di corrosione già



avvenuto oppure per ricavare elementi di giudizio sul comportamento nel tempo dell'armatura.

La misura della carbonatazione sui campioni appena estratti dalla struttura viene eseguita con il metodo del viraggio chimico, utilizzando come indicatore una soluzione acquosa di fenoftaleina all'1% in alcool etilico al 70%. Questa soluzione viene spruzzata, mediante nebulizzatore, direttamente sui campioni estratti e subisce una variazione di colore, passando dal bianco trasparente al rosso violetto quando la superficie risulta non carbonatata (materiali aventi un pH superiore a 9.2), mentre rimane incolore sulle superfici carbonatate (valori di pH minori di 9,2).

**Normativa di riferimento - UNI 9944**

### **Applicazione della tecnica e fasi operative**

Il prelievo dei campioni può essere effettuato secondo tre diverse metodologie: prelievo mediante carotaggio (UNI 6131), prelievo di frammenti di calcestruzzo e prelievo di polveri. La determinazione della profondità di carbonatazione deve essere effettuata immediatamente dopo il prelevamento; se per ragioni particolari (per esempio prova di trazione diretta) non si può evitare un'attesa, i campioni devono essere conservati in recipienti a tenuta d'aria.