# UniversiTà degli STudi di Napoli Federico II



#### FACOLTÀ DI INGEGNERIA

#### Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Strutturale e Geotecnica

Dipartimento di Ingegneria **St**rutturale

#### Tesi di Laurea

# LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA: IL CASO DI PETTINO (AQ)

#### Relatore

Ch.mo Prof. Ing. Gaetano Manfredi

#### Correlatori

Prof. Ing. Iunio Iervolino

Prof. Ing. Antonio Martinelli

Prof. Ing. Gerardo M. Verderame

#### Candidato

Barbara Polidoro Matr. 344/119

Anno Accademico 2009/2010



# **INDICE**

INTRODUZIONE	11
CAPITOLO I	
IL RISCHIO SISMICO	
1. INTRODUZIONE	13
1.1 VALUTAZIONE DELLA ESPOSIZIONE	14
1.2 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA	16
1.3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	23
CAPITOLO II	
L'EVOLUZIONE NORMATIVA E DELLE PRATICHE PROGETTUA	LI
2. INTRODUZIONE	27
2.1 LA PROGETTAZIONE PER CARICHI DI TIPO GRAVITAZIONALE	28
2.2 LA PROGETTAZIONE DI TIPO SISMICO	30
CAPITOLO III	
METODI DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	
3.1 LE SCHEDE DI VULNERABILITÀ	40
3.2 MATRICI DI PROBABILITÀ DI DANNO	51



3.3 CURVE DI FRAGILITÀ	56
3.4 IL METODO IS	57
3.5 METODO PROPOSTO DA CALVI	61
3.6 IL CAPACITY SPECTRUM METHOD	65
3.7 IL METODO HAZUS	69
3.8 IL METODO N2	73
3.9 METODO PER L'ANALISI DI RISCHIO SISMICO A SCALA TERRITORIAI	LE 78
3.9.1 IL PROGETTO SIMULATO	85
3.9.2 ANALISI NON LINEARE	87
3.10 METODO PER LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ SISMICA DI UN EDIFICIO	89
3.10.1 GENERAZIONE DEL MODELLO DI EDIFICIO	89
3.10.2 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO/STRUTTURALE	91
3.10.3 PROGETTO DEGLI ELEMENTI	92
3.10.4 MODELLO MECCANICO	94
3.10.5 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ SISMICA	95
3.11 IL METODO PROPOSTO DA GRANT	97
3.12 IL METODO VC	108
3.12.1 INDIVIDUAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO POSSIBILI	110
3.12.2 MODELLO DI COMPORTAMENTO IN ASSENZA DI TAMPONATURE	111



3.12.3 MODELLO DI COMPORTAMENTO IN PRESENZA DI TAMPONATURE	115
3.12.4 VULNERABILITÀ SISMICA E RISCHIO DI RAGGIUNGIMENTO DEI LIMITI DI OPERATIVITÀ E DI COLLASSO	117
CAPITOLO IV	
IL DANNO DEGLI EDIFICI DI PETTINO (AQ) A SEGUITO DEL TERREMOTO DEL 6 APRILE	
4.1 INTRODUZIONE	123
4.2 LE SCHEDE AEDES DEGLI EDIFICI DI PETTINO (AQ)	126
CAPITOLO V	149
ANALISI DI VULNERABILITA' CON MODELLO MECCANICO	
5.1 IL SOFTWARE REALIZZATO DA G.M. VERDERAME E P.RICCI	149
5.2 SCELTA DEI DATI DI INPUT	154
5.3 ANALISI CON SPETTRO DI NORMA	159
5.4. ANALISI CON SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	170
CAPITOLO VI	
CONCLUSIONI	180
BIBLIOGRAFIA	183



# **INDICE DELLE FIGURE**

GRAFICO 1 PERCENTUALI EDIFICI PRESENTI PER ANNO DI COSTRUZIONE (MARINI	ELLO
2007)	11
FIGURA 1.2.1 CURVE DI PERICOLOSITÀ (IERVOLINO, 2009)	20
FIGURA 1.2.2 MAPPE DI PERICOLOSITÀ DEL TERRITORIO NAZIONALE (WWW.INGV.IT)	21
FIGURA 1.2.3 SPETTRO AD HAZARD UNIFORME (IERVOLINO, 2009)	22
FIGURA 2.2.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL 1935 (MARINIELLO, 2007)	33
FIGURA 2.2.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL 1962 (MARINIELLO, 2007)	34
FIGURA 2.2.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL 1975 (MARINIELLO, 2007)	35
FIGURA 2.2.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL 1981 (MARINIELLO, 2007)	36
FIGURA 2.2.5 MAPPA DI PERICOLOSITÀ IN TERMINI DI PGA DEL 1996 (WWW.INGV.IT)	37
FIGURA 2.2.6 CLASSIFICAZIONE SIMICA SECONDO L'OPCM 3274 (MARINIELLO, 2007)	38
FIGURA 2.2.7 CLASSIFICAZIONE SISMICA SECONDO IL D.M.2008 (WWW.INGV.IT)	39
FIGURA 3.1.1 SCHEDA DI 1º LIVELLO PER IL RILEVAMENTO DELL'ESPOSIZIONE E D	)ELL <i>A</i>
VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI (POLESE, 2002)	43
FIGURA 3.1.2 SCHEDA DI 1º LIVELLO DI RILEVAMENTO DANNO, PRONTO INTERVEN	NTO I
AGIBILITÀ AEDES (WWW.GNDT.IT)	48
FIGURA 3.1.3 SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI II LIVELLO PER EDIFICI IN C.A. (WWW.GN	DT.IT
	50
FIGURA 3.3.1 CURVE DI FRAGILITÀ DI UN EDIFICIO (POLESE, 2002)	57
FIGURA 3.5.1 METODO PROPOSTO DA CALVI (GRANT, 2006)	65
FIGURA 3.6.1 CONFRONTO TRA LA FORMA CLASSICA DELLO SPETTRO DI RISPOSTA	ELA
FORMA ADRS (POLESE, 2002)	66
FIGURA 3.6.2 CICLO DI ISTERESI UTILIZZATO PER LA DETERMINAZIONE DEL COEFFIC	IENTI
$\mathrm{B}_{\mathrm{0}}$ (POLESE, 2002)	67
FIGURA 3.6.3 DETERMINAZIONE DEL PUNTO DI PERFORMANCE (POLESE, 2002)	68
FIGURA 3.7.1 DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ (HAZUS®, 99)	70
FIGURA 3.7.2 DETERMINAZIONE DEL PUNTO DI PERFORMANCE (POLESE, 2002)	71
FIGURA 3.7.3 LE CURVE DI FRAGILITÀ NEL METODO HAZUS (HAZUS®, 99)	72
FIGURA 3.8.1 RELAZIONI R <sub>u</sub> -T UTILIZZATE NEL METODO N2 (FAJFAR, 1999)	74



<b>FIGURA 3.8.2</b> :	SPETTRO ELASTICO DI PROGETTO (FAJFAR, 1999)	75
	DETERMINAZIONE DEL PUNTO DI PERFORMANCE NEL METODO N2 (FAJI	FAR,
	999)	78
<b>FIGURA 3.9.1</b>	GENERICO EDIFICIO RAPPRESENTANTE LA CLASSE E LE VARIABILI	
	GEOMETRICHE (IERVOLINO, 2007)	79
	RAPPRESENTAZIONE DEL PIANO 3N DEGLI ESPERIMENTI PER DUE QUALS	IASI
	DELLE VARIABILI CHE INFLUENZANO LA CAPACITÀ (IERVOLINO, 2007)	80
	DOE DENSO PER DUE VARIABILI (IERVOLINO, 2007)	82
	PIANO DEGLI ESPERIMENTI DI TIPO DENSO (IERVOLINO, 2007)	82
	DIAGRAMMA DI FLUSSO PER IL CALCOLO DEL RISCHIO SISMICO (IERVOL	INO,
2007)		84
<b>FIGURA 3.9.1.</b>	1 MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO: LA MAGLIA STRUTTURALE ED IL MODE	LLO
(	GEOMETRICO (COSENZA, 2005)	86
<b>FIGURA 3.9.2</b> 1	PARAMETRI DI CAPACITÀ (COSENZA, 2005)	88
<b>FIGURA 3.10.1</b>	.1 GENERAZIONE DELL'EDIFICIO: DEFINIZIONE MODELLO	
(	GEOMETRICO/STRUTTURALE E PROGETTO DEGLI ELEMENTI (COSENZA, 200	05)
		91
FIGURA 3.10.5	5.1 TIPOLOGIE DI MECCANISMI AL COLLASSO (COSENZA, 2005)	96
<b>FIGURA 3.11.1</b>	SCHEMA RIASSUNTIVO DEGLI STEPS PRESENTI NELLA METODOLOGIA	
]	PROPOSTA (GRANT, 2006)	98
FIGURA 3.11.2	<b>2</b> VALORI DI PGA (ESPRESSI IN G) PER PERIODI DI RITORNO DI (A) 100 ANNI	i, (B)
	475 ANNI, (C) 1000 ANNI, (D) 2500 ANNI. DATI OTTENUTI DA GRUPPO	) DI
I	LAVORO, 2004 (GRANT, 2006)	99
<b>FIGURA 3.11.3</b>	RELAZIONE TRA LA FREQUENZA DI ECCEDENZA DI UN SISMA E DIFFERI	ENTI
	LIVELLI DI PGA DATA DALLA CURVA DI PERICOLOSITÀ, DI GRADIENT	E K,
	LINEARIZZATA (GRANT, 2006)	102
<b>FIGURA 3.11.4</b>	CURVE DI PERICOLOSITÀ NEL GRAFICO LOGARITMICO CON I GRADIENTI	-K1
	E-K2. K2 > K1 (GRANT, 2006)	107
FIGURA 4.1.1	SEQUENZA SISMICA DEL TERREMOTO DE L'AQUILA AGGIORNATA AI	L 24
	SETTEMBRE 2009 (CHIARINI, 2010)	124
FIGURA 4.1.2	A) 6 APRILE 2009: MAINSHOCK (STELLA ROSSA) E AFTERSHOCK; B) - C	7-8
	APRILE 2009 (CHIARINI 2010)	125



FIGURA 4.1.3 IMMAGINI DI PETTINO (WWW.GOOGLEMAPS.IT)	126
FIGURA 4.2.1 ETÀ DI COSTRUZIONE E NUMERO DI PIANI PER IL CAMPIONE	TOTALE DI
EDIFICI	128
FIGURA 4.2.2 ETÀ DI COSTRUZIONE E NUMERO DI PIANI PER GLI EDIFICI R	EGOLARI IN
PIANTA	128
FIGURA 4.2.3 DISPOSIZIONE DELLE TAMPONATURE: A) CAMPIONE TOTALE DEG	LI EDIFICI B)
EDIFICICI REGOLARI IN PIANTA	129
FIGURA 4.2.4 EDIFICIO CON PRESENZA DI BOX AL PIANO TERRA	130
FIGURA 4.2.5 SEZIONE 4 DELLA SCHEDA AEDES	131
FIGURA 4.2.6 DANNO ALLE TAMPONATURE DEGLI EDIFICI TOTALI AL VA	ARIARE DEL
NUMERO DI PIANI	134
FIGURA 4.2.7 DANNO ALLE TAMPONATURE DEGLI EDIFICI TOTALI AL VA	ARIARE DEL
NUMERO DI PIANI UNENDO IL DANNO MEDIO-GRAVE AL GRAVISS	IMO 134
FIGURA 4.2.8 DANNO ALLE TAMPONATURE DEGLI EDIFICI REGOLARI IN	PIANTA AL
VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	135
FIGURA 4.2.9 DANNO ALLE TAMPONATURE DEGLI EDIFICI REGOLARI IN	PIANTA AL
VARIARE DEL NUMERO DI PIANI UNENDO IL DANNO MEDIC	-GRAVE AL
GRAVISSIMO	135
FIGURA 4.2.10 SEZIONE 8 DELLA SCHEDA AEDES	138
$ FIGURA \ 4.2.11 \ A) ESITO DI AGIBILITÀ PER GLI EDIFICI TOTALI B) ESITO DI AGI$	BILITÀ PER
GLI EDIFICI REGOLARI IN PIANTA	139
FIGURA 4.2.12 PERCENTUALE DI EDIFICI TOTALI AL VARIARE DELL'ETÀ DI COS	TRUZIONE E
DELL'ESITO DI AGIBILITÀ	140
FIGURA 4.2.13 PERCENTUALE DI EDIFICI REGOLARI IN PIANTA AL VARIARE I	DELL'ETÀ DI
COSTRUZIONE E DELL'ESITO DI AGIBILITÀ	141
FIGURA 4.2.14 PERCENTUALE DI EDIFICI TOTALI AL VARIARE DEL NUMERO	DI PIANI E
DELL'ESITO DI AGIBILITÀ	142
FIGURA 4.2.15 PERCENTUALE DI EDIFICI REGOLARI IN PIANTA AL VARIARE D	EL NUMERO
DI PIANI E DELL'ESITO DI AGIBILITÀ	143
FIGURA 4.2.16 PERCENTUALE DI EDIFICI TOTALI AL VARIARE DELLA DISPOSIZ	IONE DELLE
TAMPONATURE E DELL'ESITO DI AGIBILITÀ	144



FIGURA 4.2.17 PERCENTUALE DI EDIFICI REGOLARI IN PIANTA AL VARIARE DELI	ĹΑ
DISPOSIZIONE DELLE TAMPONATURE E DELL'ESITO DI AGIBILITÀ 14	45
FIGURA 4.2.18 PERCENTUALE DI EDIFICI TOTALI AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	Е
DELL'ESITO DI AGIBILITÀ 14	46
FIGURA 4.2.19 PERCENTUALE DI EDIFICI TOTALI AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	Е
DELL'ESITO DI AGIBILITÀ (UNENDO GLI ESITI "B" E "C")	47
FIGURA 4.2.20 PERCENTUALE DI EDIFICI REGOLARI IN PIANTA AL VARIARE DEL NUMER	RO
DI PIANI E DELL'ESITO DI AGIBILITÀ 14	47
FIGURA 4.2.21 PERCENTUALE DI EDIFICI TOTALI AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	Е
DELL'ESITO DI AGIBILITÀ (UNENDO GLI ESITI "B" E "C")	48
FIGURA 5.1.1 SCHERMATA INIZIALE DEL PROGRAMMA POST	49
FIGURA 5.1.2 CURVA DI CAPACITÀ PER EDIFICIO TAMPONATO (DOLSEK, 2004)	51
FIGURA 5.2.1 CARTA DI MICROZONAZIONE DI TERZO LIVELLO (CHIARINI, 2010)	55
FIGURA 5.2.2 STAZIONE AQG (CHIARINI, 2010)	56
FIGURA 5.2.3 SEGNALE DELLA STAZIONE AQG	56
FIGURA 5.2.4 SEGNALE SCALATO DELLA STAZIONE AQG	57
FIGURA 5.2.5 STRATIGRAFIA TIPO PER IL COMUNE DI PETTINO (CHIARINI, 2010)	57
FIGURA5.2.6 CONFRONTO TRA LO SPETTRO DI RISPOSTA DALLE ANALISI NON LINEARI	IN
DIREZIONE FAULT NORMAL E GLI SPETTRI DI PROGETTO DI NORMATIVA PI	ER
GLI STATI LIMITE DI COLLASSO E DI SALVAGUARDIA DELLA VITA 1:	58
FIGURA 5.2.7 CONFRONTO TRA LO SPETTRO DI RISPOSTA DALLE ANALISI NON LINEARI	IN
DIREZIONE FAULT PARALLEL E GLI SPETTRI DI PROGETTO DI NORMATIVA PI	ER
GLI STATI LIMITE DI COLLASSO E DI SALVAGUARDIA DELLA VITA 1:	58
FIGURA 5.3.1 CURVA DI CAPACITÀ DI UN GENERICO EDIFICIO TAMPONATO (DOLSEK, 200	)4)
10	60
FIGURA 5.3.2 CAMPIONE DI EDIFICI TOTALE: RISULTATI PER LE 6 TIPOLOGIE NEL	LE
DIREZIONI LONGITUDINALE E TRASVERSALE 10	61
FIGURA 5.3.3 EDIFICI REGOLARI IN PIANTA: RISULTATI PER LE 6 TIPOLOGIE NEL	LE
DIREZIONI LONGITUDINALE E TRASVERSALE 10	62
FIGURA 5.3.4 CAMPIONE DI EDIFICI TOTALE: ESITI DELLE ANALISI AL VARIARE DI	EL
NUMERO DI PIANI 10	63
FIGURA 5.3.5 C <sub>MAX</sub> AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	64



FIGURA 5.1.3.6 ANDAMENTO DI $C_{MIN}$ AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	165
FIGURA 5.3.7 PERIODO EFFETTIVO DELLE STRUTTURE AL VARIARE DEL NUMERO DI F	IANI
	166
FIGURA 5.3.8 ANDAMENTO DELLA SUPERFICIE AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	167
FIGURA 5.3.9 RICHIESTA DI SPOSTAMENTO AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	168
FIGURA 5.3.10 DOMANDA E CAPACITÀ DI SPOSTAMENTO PER I DIVERSI STATI LIM	ITE AL
VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	169
FIGURA 5.4.1 RISULTATI DELLE ANALISI PER LE TIPOLOGIE 1 E 2 NELLE DIR	EZIONI
LONGITUDINALE E TRASVERSALE	170
FIGURA 5.4.2 TIPOLOGIA 1: A) RISULTATI CON LO SPETTRO DI NORMA B) RISULTAT	TI CON
GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	171
FIGURA 5.4.3 TIPOLOGIA 2: A) RISULTATI CON LO SPETTRO DI NORMA B) RISULTA	TI CON
GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	171
FIGURA 5.4.4 PERCENTUALE DI EDIFICI AL VARIARE DELL'ESITO E DEL NUMERO D	I PIANI
	172
FIGURA 5.4.5 TIPOLOGIA 1, DIREZIONE LONGITUDINALE: A) RISULTATI CON LO SPET	TRO DI
NORMA B) RISULTATI CON GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	173
FIGURA 5.4.6 TIPOLOGIA 1, DIREZIONE TRASVERSALE: A) RISULTATI CON LO SPET	TRO DI
NORMA B) RISULTATI CON GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	173
FIGURA 5.4.7 TIPOLOGIA 2, DIREZIONE LONGITUDINALE: A) RISULTATI CON LO SPET	TRO DI
NORMA B) RISULTATI CON GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	174
FIGURA 5.4.8 TIPOLOGIA 2, DIREZIONE TRASVERSALE: A) RISULTATI CON LO SPET	ΓRO DI
NORMA B) RISULTATI CON GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	174
FIGURA 5.4.9 RICHIESTA DI SPOSTAMENTO AL VARIARE DEL NUMERO DI	PIANI
UTILIZZANDO LO SPETTRO DI RIPOSTA SISMICA LOCALE	175
FIGURA 5.4.10 RICHIESTA DI SPOSTAMENTO AL VARIARE DEL NUMERO DI	PIANI
UTILIZZANDO LO SPETTRO NORMATIVO	176
FIGURA 5.4.11 RICHIESTA E CAPACITÀ DI SPOSTAMENTO AI DIVERSI STATI LIM	ITE AL
VARIARE DEL NUMERO DI PIANI	177
FIGURA 5.4.12 TIPOLOGIA 1, DIREZIONE LONGITUDINALE: A) RISULTATI CON LO SP	ETTRO
DI MODIMA DA DICHI TATI CON CHI CDETTDI DI DICDOCTA CICMICA I OCAL	E 178



FIGURA 5.4.13 TIPOLOGIA 1, DIREZIONE TRASVERSALE: A) RISULTATI CON LO SPETTRO DI NORMA B) RISULTATI CON GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE 178

FIGURA 5.4.14 TIPOLOGIA 2, DIREZIONE LONGITUDINALE: A) RISULTATI CON LO SPETTRO DI NORMA B) RISULTATI CON GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE 179

FIGURA 5.4.15 TIPOLOGIA 2, DIREZIONE TRASVERSALE: A) RISULTATI CON LO SPETTRO DI NORMA B) RISULTATI CON GLI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE 179



# **INDICE DELLE TABELLE**

TABELLA I GRADO DI SIMICITA E COEFFICIENTE SISMICO PER LE TRE CATEGORIE	
SISMICHE (MARINIELLO, 2007)	.36
TABELLA 2 ACCELERAZIONE MASSIMA DEL SUOLO CON PROBABILITÀ DI ACCADIMENTO	)
DEL 10% IN 50 ANNI (MARINIELLO, 2007)	.38
TABELLA 3 SCALA DI INTENSITÀ MACROSISMICA PER LE DIVERSE CLASSI DI EDIFICI.	
(POLESE, 2002)	. 52
TABELLA 4 GENERICA MATRICE DI PROBABILITÀ DI DANNO (POLESE, 2002)	. 53
TABELLA 5 DPM COSTRUITE DA BRAGA-DOLCE-LIBERATORE A SEGUITO DEL TERREMOT	O
DELL'IRPINIA '80 (POLESE, 2002)	. 54
TABELLA 6 TIPOLOGIE EDILIZIE CONSIDERATE NELLE DPM DI BRAGA-DOLCE-LIBERATO	RE
(POLESE, 2002)	. 55
TABELLA 7 ASSOCIAZIONE DELLA CLASSE DI VULNERABILITÀ A CIASCUNA TIPOLOGIA	
EDILIZIA (POLESE, 2002)	. 55
TABELLA 8         STATI LIMITE CONSIDERATI PER LO SCENARIO DI DANNO (GRANT, 2006)	. 62
TABELLA 9 VALORIDI SOGLIA PER OGNI STATO LIMITE IN TERMINI DI DEFORMAZIONE E	
SPOSTAMENTO D'INTERPIANO (GRANT, 2006)	64
TABELLA 10 ESEMPIO DI PARAMETRI DI 'CAPACITÀ' DEGLI EDIFICI – DUTTILITÀ (POLESI	
2002)	.71
TABELLA 11 PARAMETRI DI MODELLO DA CUI DIPENDE LA FUNZIONE STATO LIMITE	
(COSENZA, 2005)	. 88
TABELLA 12 PARAMETRI DI MODELLO; TIPO E DISPONIBILITÀ. (COSENZA, 2005)	.95
TABELLA 13 CLASSI DI DATE CONSIDERATE PER LO STUDIO DEI PGA DEFICIT (GRANT, 20	06)
1	101
TABELLA 14 CARATTERISTICHE DEI PRINCIPALI EVENTI SISMICI AVVENUTI ALL'AQUILA	
(CHIARINI, 2010)	124
TABELLA 15 VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO PER LA VERTICALE ESAMINATA CON	
PROVE DH (CHIARINI 2010)	155



#### **INTRODUZIONE**

La valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti è un problema di particolare rilevanza per il territorio italiano, dove gran parte del patrimonio costruito non è stato realizzato con criteri antisismici. Lo studio di tale problematica è importante per la determinazione del livello di sicurezza di queste strutture a seguito di un evento sismico sia per poter effettuare degli studi di scenario, individuando gli edifici più a rischio sul territorio e pianificarne gli interventi utili al ripristino della sicurezza, sia per indirizzare i primi soccorsi post evento sismico verso le aree più vulnerabili. L' evoluzione scientifica che si è avuta negli ultimi 20 anni, e conseguentemente quella Normativa, ha sicuramente permesso di progettare strutture in grado di soddisfare gli stati limite richiesti, ma la gran parte delle costruzioni esistenti in Italia è vulnerabile perché ricade per la quasi totalità in un periodo temporale in cui la conoscenza delle strutture, dei materiali e delle azioni era molto limitata ed al contempo sorretta da basi Normative non sufficientemente adeguate sia dal punto di vista tecnico che istituzionale. Il grafico 1, riportato di seguito, elaborato da dati ISTAT del 2001, indica le percentuali di edifici costruiti su territorio nazionale per epoca di costruzione.

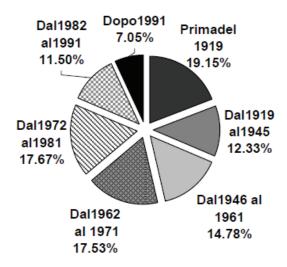


Grafico 1. Percentuali edifici presenti per anno di costruzione (Mariniello, 2007)



Il grafico evidenzia che i problemi di insicurezza edilizia possono derivare innanzitutto da una vetustà superiore ai 40 anni, durata ottimale di un edificio dopo la quale si rendono necessari controlli ed interventi più stringenti ed impegnativi. Inoltre, il "boom edilizio" della fine degli anni '60 e la rapida ed improvvisata urbanizzazione di quell'epoca, nella quale hanno trovato ampio spazio fenomeni di abusivismo edilizio, è sicuramente causa di un maggiore rischio diffuso sul territorio. Dopo gli anni '70, come si può osservare dallo stesso grafico, il rinnovo degli edifici e l'urbanizzazione si è arrestata bruscamente; tuttavia, il continuo aumento del valore di mercato immobiliare soprattutto nelle grandi città italiane, ha rafforzato ancor di più nel nostro paese una cultura che tende a conservare gli edifici esistenti impedendone il continuo rinnovamento che diversamente è tipico delle altre società internazionali. Altro fattore di rischio è sicuramente correlato alla scarsa qualità delle costruzioni, da imputarsi al rapido accrescimento edilizio avutosi nel secondo dopoguerra, spesso non accompagnato da una pianificazione urbana mirata. Va considerato che nel 1951 il patrimonio edilizio era costituito da 10,7 milioni di abitazioni divenute 19,7 milioni nel 1991, mentre dal 1991 al 1998 si sono realizzati ulteriori 2 milioni di alloggi. Non da ultimo, va considerata l'influenza normativa sui principi progettuali e costruttivi adottati; la tardiva zonazione sismica di alcune aree ha comportato la presenza sul territorio di un' alta percentuale di costruzioni che non rispettano le attuali prescrizioni sismiche (circa il 60% del costruito è stato progettato e realizzato in assenza di specifiche normative antisismiche), dunque potenzialmente vulnerabili.



#### **CAPITOLO I**

### IL RISCHIO SISMICO

#### 1. Introduzione

Si definisce rischio sismico (R) la stima delle perdite complessive (vite umane, beni economici, valori culturali, volume edilizio) che a causa delle azioni di un evento sismico potranno interessare, in un dato periodo di tempo, una determinata area. In altre parole, per rischio si intende la probabilità che venga raggiunto un prefissato livello di perdita in un certo intervallo di tempo. Tale perdita è identificata solitamente nel costo da sostenere per riportare il sistema danneggiato alle condizioni che esso aveva prima dell'evento sismico. La valutazione in un'area dell'esistenza di condizioni di rischio sismico è legata alla stima di tre parametri fondamentali: la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione. La pericolosità sismica (seismic hazard: H) è dipendente dalle caratteristiche dell'evento fisico e dalle caratteristiche geologiche dell'area nella quale l'evento si manifesta: tanto maggiore sono la frequenza e l'intensità degli eventi che caratterizzano un'area geografica, tanto maggiore è la sua pericolosità. La vulnerabilità (V) è invece definita come la suscettibilità di una struttura a subire danni a causa di un dato terremoto. Tali danni possono portare alla momentanea perdita di funzionalità o anche alla totale irrecuperabilità. Infine, l'esposizione (E) è riferita alla natura, alla quantità ed al valore dei beni nonché alle attività presenti sul territorio che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico (insediamenti, edifici. economiche-produttive, infrastrutture, densità attività popolazione). Concettualmente, il rischio sismico si può quindi esprimere secondo la seguente relazione:

#### <u>Rischio Sismico = Pericolosità x Vulnerabilità x Esposizione</u>

In maniera più rigorosa, il rischio sismico per un edificio può essere rappresento dalla probabilità di collasso dello stesso in un intervallo temporale di interesse. Facendo riferimento agli aspetti fenomenologici connessi al danno strutturale, il collasso può essere



convenzionalmente identificato in corrispondenza di diversi stati limite, la cui funzione di stato (Z) è non positiva se la corrispondente condizione limite è raggiunta o superata (collasso o failure). La probabilità che la funzione Z sia non positiva coincide con la probabilità di failure  $P_f$ , mentre il complemento,  $P_s=1-P_f$ , è la probabilità di sopravvivenza rispetto dello stato limite considerato (*survival*), ovvero una misura dell'affidabilità strutturale.

$$Z: \begin{cases} >0 \Rightarrow Sopravvivenza \\ =0 \Rightarrow Limite \\ <0 \Rightarrow Collasso \end{cases}$$

Nel caso sismico la funzione Z è espressa dal confronto tra la domanda sismica (D), rappresentativa della prestazione richiesta alla struttura al sito, e la corrispondente disponibilità o capacità non lineare (C) dell'edificio, Eq. (1).

$$P_f = P[Z \le 0] = P[C \le D]$$
 Eq. (1)

Pinto et al. [2004] hanno presentato una disamina esaustiva dei diversi metodi che si possono utilizzare per calcolare P[C≤D] in forma chiusa o approssimata. Una possibile strategia consiste nel separare la stima della risposta strutturale da quella della caratterizzazione probabilistica della domanda sismica, Eq. (2) [Cornell 2004]:

$$P[C \le D] = \sum P[C \le D \mid IM = a]P[IM = a]$$
 Eq. (2)

Il secondo termine al secondo membro della Eq. (2) deriva da analisi probabilistiche della pericolosità sismica al sito (PSHA da Probabilistic Seismic Hazard Analysis) [Cornell 1968; McGuire 1995] e rappresenta la probabilità di accadimento di un terremoto di intensità IM pari ad a, dove IM è una generica quantità spettrale. Il temine P[C≤D|IM], fragilità, è la probabilità di failure per un dato IM e sintetizza le caratteristiche di vulnerabilità della struttura. L'equazione (2) può essere applicata per una classe di strutture e la probabilità di failure si interpreta come la frazione di edifici della classe che ci si aspetta collassino nel periodo di tempo di riferimento. A tal fine, è necessario caratterizzare probabilisticamente la capacità e la domanda sismica per la classe.

## 1.1 Valutazione della esposizione

L'esposizione (E) di un'area è riferita alla natura, alla qualità e quantità dei beni esposti al rischio. Pertanto, la stima dell' *esposizione* si traduce nella quantificazione dei manufatti



(edifici, infrastrutture, etc.), delle funzioni e del numero di persone che saranno presumibilmente coinvolte dall'evento sismico, nonché nella valutazione della loro capacità di reazione. L'esposizione risulta dunque composta da una componente funzionale e da una di utenza. Per descrivere completamente l'insieme degli elementi che concorrono a definire il rischio a cui una comunità è esposta, è necessario analizzare la distribuzione, la struttura e le condizioni socio-economiche della popolazione insediata; la quantità e le funzioni del patrimonio edilizio residenziale, pubblico e produttivo; il sistema delle infrastrutture; l'insieme delle attività economiche presenti e le relazioni dell'area esaminata con quelle circostanti. E' evidente che una corretta valutazione dell'esposizione, sulla base di questi aspetti, risulta in genere estremamente complessa, lunga e costosa. Pertanto, per definire criteri di priorità per futuri interventi, solitamente si ricorre a procedure semplificate. Una di dette procedure valuta l'esposizione attraverso la determinazione di un fattore, definito indice di esposizione *Ie*, ottenuto come prodotto di due ulteriori indici che sono l'indice di utenza *Iu* e quello di funzione *If*, pervenendo alla seguente espressione:

$$Ie = Iu * If$$

Mentre l'indice di funzione  $If \dot{e}$  ricavato da considerazioni qualitative sulle funzioni esercitate all'interno dei diversi edifici, quello di utenza Iu si ottiene da dati quantitativi riguardanti il numero di utenti e di operatori presenti negli stessi edifici.

L'indice di utenza Iu è cosi definito:

$$Iu = (Iev, Ico)$$

dove l'indice Iev misura le capacità comportamentale degli utenti presenti nell'edificio, ovvero la loro capacità di reazione. Le capacità comportamentali dipendono ovviamente dall'età degli individui (bambini e anziani), dalle condizioni fisiche (persone in tarda età, o non autosufficienti), dalla libertà di movimento degli utenti (caso di internati). L'indice Ico (indice di affollamento) esprime invece la misura dell'affollamento dell'edificio tenendo conto del periodo di utilizzazione (indice Pu) e della densità di utenza (indice Du). Per il calcolo di tale indice è possibile quindi utilizzare la seguente relazione:

$$Ico = Pu * Du$$

Va precisato, che il periodo di utilizzazione viene definito dal rapporto tra il numero di ore annue di utilizzo ed il numero totale di ore contenute in un anno (24hx365g=8760h), mentre la densità di utenza viene calcolata come rapporto tra il numero di utenti ed il volume dell'edificio, sulla base delle notizie fornite dalle schede di censimento (in qualche caso si



considera lo standard di 100 mc. per utente). Il numero di piani dell'edificio influisce sulla facilità di evacuazione, a prescindere dalle caratteristiche degli utenti.

L'indice di funzione If tende a quantificare l'importanza per la comunità della funzione svolta all'interno dell'edificio, sia nella fase di prima emergenza, sia nelle successive fasi fino alla ricostruzione.

Esso è dato dal prodotto di tre parametri:

 $U_{el}$  dipendente dalla destinazione d'uso che viene fatta dell'edificio in condizioni di prima emergenza;

 $U_{e2}$  dipendente dall'uso in seconda emergenza;

 $B_u$  che caratterizza il bacino di utenza.

La stima dei valori da assegnare a questi parametri per ogni edificio si basa sulle esigenze della comunità colpita dall'evento. In ogni caso, in relazione ai singoli parametri, i vari tipi di edificio vengono classificati come "essenziali", "importanti" e "rilevanti", attribuendo ad ogni classe valori decrescenti degli indici. Per la destinazione d'uso in prima emergenza sono considerati "essenziali", e perciò hanno coefficienti alti, gli ospedali, i municipi e le comunità montane, le caserme e le sedi dei Vigili del fuoco, dei Carabinieri, del Corpo Forestale, della Pubblica Sicurezza, etc. Sono "importanti", e perciò hanno valori intermedi dei coefficienti, le scuole, gli autoparchi. Infine, vengono considerati "rilevanti", con valori minimi dei coefficienti, gli uffici giudiziari e le carceri, gli uffici amministrativi, le sedi postali, etc. Per la destinazione d'uso in seconda emergenza non si considera soltanto la destinazione d'uso originaria di un edificio, ma anche la capacità di adattamento ad ospitare funzioni diverse; in tal caso sono considerati solo edifici "essenziali" e "rilevanti". "Essenziali" sono gli edifici destinati ad attività didattiche, gli ospedali, le case di cura e gli ambulatori, i municipi, gli autoparchi, le comunità montane, le caserme e le sedi degli organi preposti alla vigilanza e alla sicurezza. "Rilevanti", invece, vengono considerati le sedi di uffici amministrativi, le poste, gli uffici giudiziari, etc.

## 1.2 Valutazione della pericolosità sismica

La pericolosità sismica rappresenta una misura delle potenzialità distruttive del terremoto ed è legata ad un fenomeno naturale tipicamente aleatorio quale è la frequenza con la quale tale fenomeno si ripete, nonché alle caratteristiche geologiche dell'area nella quale l'evento si



manifesta. La conoscenza della pericolosità sismica di un sito diventa in questo modo, uno strumento di previsione del grado di severità dei terremoti attesi. Tale severità può essere misurata utilizzando scale strumentali (misure oggettive della forza del sisma) o scale macrosismiche (misure soggettive degli effetti prodotti dal sisma). Le prime, si basano su parametri relativi al moto del suolo quali: il picco di accelerazione massima (PGA: Peak Ground Acceleration), la magnitudo locale o magnitudo Richter (M), la velocità spettrale, ecc. ed hanno il vantaggio di essere grandezze meccaniche di più immediato utilizzo ai fini ingegneristici, ma essendo le registrazioni strumentali di disponibilità recente, non hanno riscontro con i terremoti passati. Le seconde, sono meno accurate ma hanno il vantaggio di offrire una stima dell'intensità media in una zona colpita partendo direttamente dal danneggiamento osservato e possono essere associate ai terremoti del passato, in particolare attraverso la sismicità storica che utilizza il cospicuo bagaglio di notizie rintracciabili.

L'approccio alla valutazione della pericolosità può essere di due tipi: uno di tipo deterministico ed uno probabilistico. Il  $metodo\ deterministico\ si\ basa\ sullo\ studio\ dei\ danni osservati in occasione di eventi sismici che storicamente hanno interessato un sito, ricostruendo degli scenari di danno per stabilire la frequenza con la quale si sono ripetute nel tempo scosse di uguale intensità. Questo approccio è stato spesso utilizzato in passato nelle analisi di sito. Tuttavia, poiché richiede la disponibilità di informazioni complete sulla sismicità locale e sui risentimenti (informazioni non sempre facilmente reperibili), nelle analisi viene generalmente preferito un metodo di tipo probabilistico. Il <math>metodo\ probabilistico$  per la valutazione della pericolosità sismica è fondato sulle informazioni fornite dalla storia sismica di un sito e determina la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo  $(\tau)$  si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità (I), magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di nostro interesse.

Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di Cornell, dal nome di colui che l'ha per primo proposto negli Stati Uniti nel 1968. Tale metodo, prevede che vengano individuate nel territorio le zone responsabili degli eventi sismici, che sia quantificato il loro grado di attività e che si calcolino gli effetti provocati da tali aree in relazione alla distanza dall'epicentro. Per applicare tale metodo è necessario disporre di:

• un **modello strutturale**, che ricostruisce l'andamento delle strutture geologiche superficiali e profonde;



- una **carta neotettonica**, nella quale sono evidenziati i movimenti "recenti" della crosta terrestre (avvenuti negli ultimi milioni di anni);
- un catalogo dei terremoti, che consente di ricostruire la distribuzione spaziale e temporale degli eventi sismici;
- un **modello di attenuazione**, che consente di calcolare per ciascun sito l'entità dello scuotimento prodotto dai terremoti generati nelle aree circostanti.

Le assunzioni affinché il metodo sia valido sono che i terremoti avvengano nel tempo in modo casuale e che la probabilità che si verifichino all'interno di una data area (zona sismogenetica) sia la stessa in ogni punto. Per quanto appena detto, i limiti del metodo risiedono nei presupposti alle base dello stesso, ovvero: considerare i terremoti come eventi che avvengono in modo casuale; non tenere conto del tempo trascorso dall'ultimo evento (la probabilità che accada sarà maggiore quanto più tempo è trascorso); adottare un modello di attenuazione omogeneo ed isotropo sul territorio (ovvero, non dipendente dalla morfologia del terreno e dalla direzione di propagazione delle onde). Inoltre la pericolosità è normalmente valutata rispetto a condizioni di sito ideale (roccia con superficie orizzontale) e quindi non si tiene conto delle condizioni locali, che possono modificare anche sensibilmente il livello dei danni. E' questo il futuro degli studi di pericolosità: integrare i dati relativi alla sismicità del territorio con le informazioni relative agli effetti locali, costruendo degli scenari di pericolosità il più possibile aderenti alla realtà. Di seguito, si descrivono le fasi principali attraverso le quali si sviluppa la valutazione della pericolosità sismica, utilizzando la metodologia proposta da Cornell:

1. Individuazione delle zone sorgenti (zonazione sismogenetica). Conoscendo l'andamento delle strutture geologiche superficiali e profonde, i movimenti recenti, la distribuzione degli eventi sismici e la ricostruzione del tipo di movimento che ha dato origine al terremoto (meccanismi focali), è possibile individuare e delimitare delle aree omogenee dal punto di vista della sismicità (zone sismogenetiche). In tali aree sono definite le faglie maggiori (responsabili degli eventi di maggiore energia), le faglie minori (responsabili degli eventi di minore energia) ed è definita la loro cinematica (ossia il tipo di movimento legato alla tettonica dell'area): compressiva (i blocchi si accavallano), distensiva (i blocchi si allontanano), con componenti di trascorrenza o trascorrente (il movimento dei blocchi è prevalentemente orizzontale).



2. **Definizione di una legge di occorrenza per ciascuna zona**. Per ogni zona sismogenetica vengono individuati gli eventi sismici del catalogo e viene determinata una relazione tra il numero di eventi e l'intensità (o magnitudo), nota come legge di occorrenza o legge di Gutenberg-Richter (1954), dal nome degli studiosi che l'hanno formulata :

$$log(N) = a - b I$$

dove N è il numero di eventi, I è l'intensità macrosismica, a e b delle costanti che dipendono dal territorio considerato. Generalmente la frequenza maggiore si ha per gli eventi di bassa magnitudo, per i quali il periodo di ritorno è breve. Tra una zona e l'altra può variare la pendenza della retta che esprime la relazione Gutenberg-Richter: la pendenza dipende, infatti, dal valore della costante b, che è caratteristica di ciascuna zona sismogenetica.

- 3. **Definizione di una legge di attenuazione**. Per il territorio considerato viene costruito un modello che rappresenta la variazione dell'intensità macrosismica (e quindi degli effetti che si osservano) con la distanza dall'epicentro. Generalmente gli effetti diminuiscono allontanandosi dall'area epicentrale; tuttavia, in presenza di particolari condizioni geologiche e morfologiche (condizioni locali) si possono avere fenomeni di amplificazione difficilmente rappresentabili attraverso un modello matematico. Ragionando a scala nazionale si stabilisce una relazione, valida per l'intero territorio, che meglio riproduce gli effetti realmente osservati in occasione di eventi sismici del passato.
- 4. Calcolo della pericolosità. Ogni zona viene assimilata ad una sorgente e per ciascun punto del territorio viene determinato il valore della pericolosità sommando il contributo della sismicità prodotta da ogni zona sismogenetica, tenendo conto della legge di attenuazione. I valori di pericolosità, associati a ciascun punto georeferenziato (cioè dotato di coordinate geografiche), si ottengono attraverso un programma automatico di calcolo che utilizza le informazioni descritte nei punti precedenti.
- 5. Realizzazione di una carta della pericolosità. Da questo punto di vista, lo studio della pericolosità sismica ha condotto alla costruzione delle curve di pericolosità che per un assegnato periodo o accelerazione di picco al suolo, mettono in relazione l'ordinata spettrale di accelerazione con una certa probabilità di superamento che generalmente è data in un arco temporale di 50 anni. Naturalmente ogni zona territoriale, a causa della diversa storia di eventi sismici subiti nel corso degli anni avrà differenti curve di pericolosità (figura 1.2.1). La valutazione delle curve di pericolosità viene effettuata attraverso degli studi statistici basati sui database dei terremoti passati ed è materia degli studi di geofisica. Attualmente nel nostro



paese, accedendo al sito del INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) esiste la possibilità di visualizzare le mappe di pericolosità di tutta Italia (*Interactive maps of seismic hazard; http://esse1-gis.mi.ingv.it*) che forniscono in funzione della longitudine e della latitudine i valori di accelerazione spettrale e di PGA al variare della probabilità di superamento in 50 anni, dei percentili e del periodo.

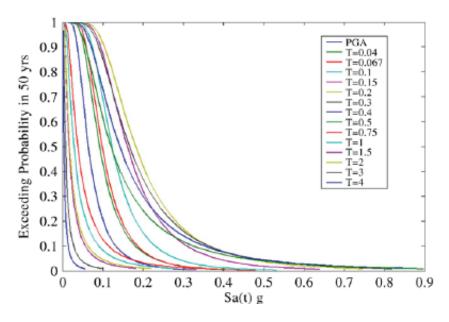


Figura 1.2.1 Curve di Pericolosità (Iervolino, 2009)

Di seguito vengono mostrate alcune mappe di pericolosità (figura 1.2.2) che possono essere reperite sul citato sito internet dell'INGV, che rappresentano diversi valori di probabilità di superamento dell'accelerazione spettrale a periodi prefissati in tutta la penisola italiana. Di contro c'è da dire che i valori forniti da queste mappe sono riferiti al bed-rock non tenendo quindi in conto l'effetto di amplificazione dei terreni.



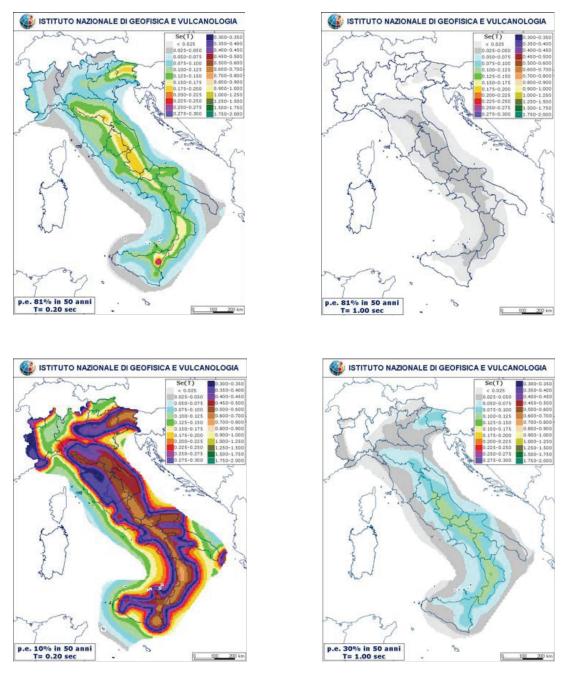


Figura 1.2.2 Mappe di pericolosità del territorio Nazionale (www.ingv.it)

Ricavate le curve di pericolosità e fissata una probabilità di superamento, si possono calcolare gli spettri di accelerazione e conseguentemente quelli di spostamento. In particolare di seguito (figura 1.2.3) è mostrato uno spettro ad hazard uniforme, ricavato dalle curve di pericolosità di fig. 1.2.1 corrispondente ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (ovvero con periodo di ritorno di 475 al cinquantesimo percentile, che secondo l'attuale Normativa Italiana



corrisponde allo stato limite ultimo o a quello di danno severo rispettivamente per gli edifici di nuova progettazione ed esistenti):

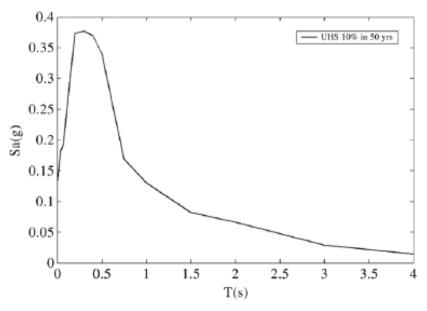


Figura 1.2.3 Spettro ad Hazard Uniforme (Iervolino, 2009)

Vi è da dire che per ognuna delle fasi del metodo utilizzate per la stima della pericolosità è associato un certo grado di incertezza. Una prima incertezza è di tipo aleatorio (cioè random) e riguarda sia la magnitudo che la localizzazione dei terremoti futuri. La seconda è dovuta ad una conoscenza imperfetta dei vari elementi che consentono di calcolare la pericolosità sismica al sito. Tali elementi sono riferiti per esempio all' incompletezza delle informazioni sulla sismicità storica, alle varie interpretazioni che sono state fatte delle informazioni disponibili, ai limiti della conoscenza scientifica, nonché alla incapacità del modello o della metodologia adottata di rappresentare pienamente la realtà. Infatti, nonostante il livello sempre crescente di conoscenza riguardo alla posizione geografica delle faglie attive e di altri parametri, quali ad esempio il corrispondente tasso di sismicità, la magnitudo massima di un possibile evento futuro prodotto da una faglia specifica e l'intensità del moto sismico generato in un sito specifico da un terremoto ad una distanza prefissata e di data magnitudo, i modelli matematici adottati ci forniscono solo stime dei "veri" valori di tali parametri.



### 1.3 Valutazione della vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica di un edificio è come già specificato in precedenza una misura della suscettibilità dell'edificio stesso a subire danni per effetto di un terremoto di assegnate caratteristiche.

È innanzitutto possibile distinguere tra:

**Vulnerabilità diretta** : che definisce la propensione di un singolo elemento fisico o complesso a subire danni per effetto di un terremoto.

**Vulnerabilità indotta** : che viene definita in base alla crisi che viene indotta dal collasso di un singolo elemento fisico o complesso.

Vulnerabilità differita : che definisce gli effetti che si manifestano nelle fasi successive all'evento sismico e alla prima emergenza.

In questo lavoro si fa riferimento alla vulnerabilità diretta che mette in relazione da un lato l'azione sismica, e dall'altro il danno che essa provoca sul sistema fisico.

La prima problematica da affrontare è dunque la scelta del parametro che possa identificare tali grandezze. Per l'azione sismica ci sono diverse possibilità tra cui l'intensità macrosismica, che rappresenta un parametro molto vantaggioso da utilizzare vista la diretta correlazione della scala di intensità con i danni causati dal terremoto. Di contro la scelta di questo parametro per la stima del danno in un'analisi strutturale, è poco vantaggiosa perchè difficilmente correlabile ai valori di tipo spettrale che permettono di definire la pericolosità. Risulta quindi più conveniente utilizzare le grandezze spettrali che oltre ad essere correlate alla pericolosità, offrono la possibilità di valutare il danno in un'analisi strutturale avendo un chiaro significato meccanico.

Il danno invece, viene generalmente espresso in termini di costo economico o mediante indici. Nel primo caso, è espresso come costo necessario per il ripristino della costruzione ed in genere tale costo viene rapportato al costo della nuova costruzione; nel secondo caso, possono essere utilizzati indici qualitativi o quantitativi, che necessitano sempre di una scala standardizzata e di una successiva correlazione al valore economico, nel senso che è necessario in ogni caso esprimere il danneggiamento complessivo dell'edificio mediante un unico indicatore che sia facilmente convertibile in termini economici. Nell'ultimo trentennio sono state messe a punto diverse metodologie per la stima della vulnerabilità ed una loro classificazione è compito tutt'altro che semplice.



Una prima classificazione distingue i metodi di valutazione in base al tipo di risultato in: metodi diretti;

metodi indiretti;

metodi convenzionali.

I metodi diretti forniscono in un solo passo il risultato come previsione del danno sismico.

I **metodi indiretti** sono quelli che dopo la determinazione di un indice di vulnerabilità V stabiliscono una relazione tra danni e terremoti.

I **metodi convenzionali**, infine, sono di tipo euristico, cioè forniscono soltanto un indice di vulnerabilità, cui non associano una previsione di danno come i metodi indiretti; perciò sono utilizzati solo per confrontare strutture diverse ubicate in aree caratterizzate da una stessa sismicità.

Una seconda classificazione distingue i metodi quantitativi da quelli qualitativi.

I **metodi quantitativi** sono i più comuni e forniscono il risultato (danno) in forma numerica (probabilistica o deterministica); quelli **qualitativi** descrivono la vulnerabilità attraverso un giudizio espresso in termini di "bassa", "media", "alta" e simili.

Infine, una terza classificazione riguarda l'organismo cui viene assimilata la struttura. In tal caso si hanno:

metodi meccanici:

metodi empirici;

metodi basati sul giudizio di esperti.

Nei metodi meccanici, il danno è valutato totalmente in maniera meccanico analitica. Si procede quindi ad un'analisi della struttura in genere del tipo non lineare. Il danno è associato al raggiungimento di uno stato limite che può essere identificato dal raggiungimento di una rotazione limite o di un meccanismo di collasso della struttura, mentre l'azione è generalmente espressa in termini di quantità spettrali come ad esempio la PGA. L'attendibilità di questi metodi è quella ordinaria delle analisi strutturali applicate alle costruzioni esistenti. Questo tipo di metodo è comunemente applicato al calcolo della vulnerabilità di un singolo edificio di cui si ha un livello di conoscenza adeguato. Recentemente i metodi meccanici si sono evoluti per poter valutare la vulnerabilità di classi di edifici in c.a. ovvero di aggregati urbani. In quest'ultimo caso si assume che un singolo edificio risulti rappresentativo di un'intera classe. Il punto critico degli approcci di natura meccanica è proprio quello di trovare



un giusto equilibrio tra la raffinatezza del modello meccanico riferito alla singola struttura e l'impegno computazionale che ne deriva.

I metodi empirici utilizzano un tipo di approccio che è sicuramente il più diffuso e basato sull'analisi statistica dei danni provocati dai terremoti. Tuttavia l'accuratezza di tali metodi dipende dalla disponibilità dei dati a volte insufficienti soprattutto per quanto riguarda gli edifici in c.a.. A differenza dei metodi meccanici, che valutano la vulnerabilità di un singolo edificio con un'analisi di dettaglio, i metodi tipologici valutano la vulnerabilità di aggregati urbani di edifici basandosi sulla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici o funzionali. Ad esempio nella definizione di una classe intervengono i fattori quali la tipologia costruttiva, la morfologia in pianta, l'altezza, l'anno di costruzione etc.. Ad ogni classe è associabile una matrice di probabilità di danno o una curva di vulnerabilità. La verifica delle ipotesi formulate in sede di costruzione delle curve di vulnerabilità o delle matrici di danno è affidata all'elaborazione statistica dei danni causati dai terremoti passati (analisi a posteriori). In questo modo assegnando un edificio ad una certa classe gli si assegna automaticamente la curva di vulnerabilità, o la matrice di probabilità di danno, che competono alla classe.

I metodi basati sul giudizio degli esperti, infine, si basano sulla possibilità di attribuire ad ogni edificio un indice di vulnerabilità e cioè un numero che viene determinato secondo certe regole sulla base di indicatori non più interpretati con significato tipologico ma come sintomi di un' idoneità a sopportare i terremoti (ad esempio l'efficienza dei collegamenti, la resistenza dei materiali, la regolarità morfologica); in un secondo tempo si associa ad ogni valore dell'indice di vulnerabilità una curva di vulnerabilità o una matrice di probabilità di danno. Normalmente l'indice di vulnerabilità è calcolato in funzione di indici parziali corrispondenti a ciascun indicatore ed attribuibili a seguito di esami qualitativi dell'edificio. Questo tipo di metodo, del tipo semiqualitativo, o anche tipologico-diagnostico, attua delle valutazioni qualitative o quantitative dei fattori che governano la risposta sismica e le relative elaborazioni basate sulla conoscenza, pur conservando i caratteri di rapidità di impiego e di economicità, consentono di introdurre informazioni sulla regolarità, duttilità, sulle resistenze, geometria etc. ottenendo la valutazione di un indice di vulnerabilità. Il problema di questi metodi è che non sono meccanico-analitici e quindi considerano il comportamento di tipologie di edifici sulla base dell'esperienza e della conoscenza.

I metodi utilizzati per la valutazione della vulnerabilità sismica sono come appena visto diversi per la tipologia di approccio, ma essi sono sicuramente cambiati anche in funzione



delle conoscenze acquisite nel corso degli anni. Risulta dunque interessante, per meglio comprendere l'evoluzione di tali metodi ripercorrere i principali cambiamenti che si sono avuti nel corso degli anni delle prescrizioni normative e delle pratiche progettuali.



#### **CAPITOLO II**

# L'EVOLUZIONE NORMATIVA E DELLE PRATICHE PROGETTUALI

#### 2. Introduzione

L'evoluzione della Normativa e della pratica costruttiva e progettuale degli edifici esistenti in c.a., ha naturalmente portato nel tempo alla realizzazione di sistemi strutturali differenti anche a parità di dimensioni globali degli stessi. Lo studio di tale evoluzione è uno strumento utile per la valutazione della diversa distribuzione sul territorio delle costruzioni potenzialmente a rischio

Mentre per gli edifici di nuova progettazione viene utilizzato il principio del Performance Based Design, ovvero una progettazione di tipo semiprobabilistico guidata dalla probabilità di superamento di prefissati livelli prestazionali ed in cui la struttura è retta dal principio di gerarchia delle resistenze in modo da soddisfare con la massima prestazione i vari stati limite che può raggiungere durante la sua vita utile, gli edifici esistenti sono il frutto di una concezione ingegneristica che è basata su modelli di azioni e di resistenze di tipo deterministico ed in cui la struttura viene verificata solo nei confronti della massima resistenza (in termini puntuali) degli elementi strutturali che la compongono.

Fino a pochi anni orsono, in Italia veniva adoperato il metodo delle tensioni ammissibili, per cui la tensione era calcolata secondo un modello elastico. Tale tipo di approccio trascura il raggiungimento di "condizioni critiche" per effetti deformativi, di perdita di equilibrio o di durabilità; inoltre la struttura non è intesa nella sua globalità ovvero non si considerano gli eventuali meccanismi di collasso che si possono sviluppare e le varie combinazioni di carico cui può essere soggetta. In pratica nelle strutture esistenti tutta la progettazione è retta dalle resistenze locali per un solo livello prestazionale ( il superamento della tensione ammissibile), mentre per gli edifici di nuova progettazione tutto il processo, retto da un principio semiprobabilistico e prestazionale, è volto a realizzare strutture che possiedono non solo un



certo livello di rigidezza e resistenza elastiche per far fronte a terremoti di bassa e media intensità e quindi soddisfare i livelli prestazionali in esercizio, ma anche un certo livello di duttilità sia locale che globale, per far fronte ai sismi di notevole intensità allo stato limite di collasso.

Fondamentalmente si può suddividere lo sviluppo della Normativa in due filoni principali che comprendono la progettazione degli edifici secondo regole non sismiche e quindi per soli carichi di tipo gravitazionale, ovvero progettazione degli edifici in una determinata zona sismica e quindi secondo Normative e regole di tipo sismico. Nel seguito si discuterà su questi due aspetti sia come evoluzione della Normativa di riferimento che delle pratiche progettuali adottate.

## 2.1 La progettazione per carichi di tipo gravitazionale

Alla progettazione di tipo gravitazionale sono soggetti tutti quegli edifici esistenti che all'epoca della costruzione erano edificati in zone non classificate sismicamente.

Il primo organico Regolamento sui materiali e sulle modalità di posa in opera delle strutture in c.a. può essere considerato il **R.D. del 23/05/1932 n. 832**. Per la limitata diffusione delle opere in c.a. e, per contro, per la notevole opera di edificazione sviluppatasi con la ricostruzione post bellica degli anni '50, le costruzioni realizzate con tale decreto sono sicuramente una quota trascurabile del patrimonio edilizio esistente.

Una prima fondamentale distinzione temporale è conseguente all'entrata in vigore ed al periodo di validità che va dal 1939 al 1973 del R.D.L. 2229 del 16/11/1939. Quest'ultimo forniva indicazioni di progetto e di realizzazione abbastanza scarne, in particolare per quanto riguarda i dettagli di armatura dei vari elementi strutturali. Non veniva fornita alcuna prescrizione sui carichi da applicare, salvo l'indicazione del peso proprio del calcestruzzo, pari a 2500 Kg/m3. Molto spazio veniva dato invece alle modalità di confezionamento del calcestruzzo, per il quale la resistenza cubica media a 28 giorni doveva essere di almeno 120 Kg/cm2 e comunque almeno tripla rispetto al carico di sicurezza assunto nei calcoli, fino ad un massimo di 180 Kg/cm2, per elementi compressi, e fino a 225 Kg/cm2 per elementi inflessi o presso-inflessi. È interessante notare come la resistenza da prendere in esame per classificare il calcestruzzo fosse quella media i cui valori minimi erano peraltro decisamente bassi rispetto a quelli previsti dalle normative successive. Il modulo elastico del calcestruzzo



doveva essere determinato sperimentalmente in realtà il valore che veniva considerato nei calcoli era pari a 20000 MPa. Gli acciai previsti, in barre lisce, erano del tipo dolce (tensioni ammissibili a trazione non superiori a 1400 Kg/cm2) e del tipo semiduro e duro (tensioni ammissibili a trazione non superiori a 2000 Kg/cm2). La resistenza di progetto impiegata per il calcestruzzo era vincolante nei confronti del tipo di acciaio da impiegare: per adoperare acciai con tensioni ammissibili elevate erano richiesti calcestruzzi con resistenze maggiori. Il coefficiente di omogeneizzazione n pari al rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo era considerato pari a 10 se il calcestruzzo era del tipo Normale oppure 8 se il calcestruzzo era ad alta resistenza. Per i solai venivano fornite indicazioni relative all'altezza H (maggiore del valore massimo tra L/30 e 8 cm), allo spessore minimo della soletta (4cm), ed all'armatura di ripartizione (Arip≥25% della Aprincipale e almeno 3φ6/ml). Per quanto riguarda l'armatura longitudinale minima da assegnare alle colonne era considerata pari allo 0.8% dell'area di calcestruzzo se questa era inferiore ai 2000 cmq mentre risultava pari al 0.5% dell'area di calcestruzzo se invece quest'ultima era maggiore di 8000 cmq. In tutti gli altri casi si procedeva per interpolazione lineare. Per le staffe era previsto un passo minimo valutato come il valore più piccolo tra la metà della dimensione minima della sezione e 10 volte il diametro minimo delle armature longitudinali. Tale prescrizione è molto stringente e, dall'esperienza comune, appare essere stata spesso disattesa. Per le travi, le indicazioni erano molto scarne e l'unico riferimento utile riguardava la ripartizione della sollecitazione tagliante al 50% tra staffe e ferri piegati. Tutte le verifiche venivano effettuate tramite il metodo delle tensioni Ammissibili. Il calcolo della struttura veniva effettuato in maniera semplificata. In particolare lo schema strutturale adottato era molto semplice e non prevedeva la presenza di una maglia strutturale composta da telai sismoresistenti nelle due direzioni principali. Lo schema più ricorrente prevedeva la presenza di tutti i telai perché portano i solai in direzione longitudinale, mentre nella direzione ad essa ortogonale (direzione corta) si riscontrava la presenza di soli due telai trasversali perimetrali che evidentemente dovevano portare le tamponature di chiusura laterale. La progettazione delle colonne veniva effettuata per aree di influenza di solaio e per sforzo normale centrato rispettando per quanto riguarda le armature longitudinali i limiti imposti dalla Normativa. Le travi portasolaio venivano calcolate secondo schemi semplificati di travi continue. Le travi trasversali perimetrali venivano calcolate secondo lo stesso schema ma con i carichi provenienti dalle sole tamponature.



Il **D.M. 30/5/72** introdusse significativi cambiamenti rispetto al R.D. del 1939. Per quanto riguarda i materiali, le resistenze previste per il calcestruzzo, espresse in termini di valori caratteristici e non più medi, erano più elevate, variabili da 150 fino a 500 Kg/cm2 intesi come valori caratteristici della resistenza cubica Rck. Oltre agli acciai lisci erano previsti acciai ad aderenza migliorata del tipo A38, A41 e FeB44 aventi tensione caratteristica di rottura compresa tra 46 e 55 Kg/mm2, tensione caratteristica di snervamento tra 38e 44 Kg/mm2. In merito, va ricordato che l'impiego delle armature ad aderenza migliorata si diffuse solo a partire dagli anni '70-'80. Il metodo esplicitamente previsto per le verifiche di sicurezza era ancora quello delle tensioni ammissibili. Le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura venivano calcolate trascurando il contributo a trazione del conglomerato. Per quanto riguarda la progettazione degli elementi strutturali, il D.M. 30/5/72 prevedeva per le travi una percentuale minima di armatura longitudinale, riferita all'intera sezione, variabile per barre ad aderenza migliorata e per barre lisce. Non veniva fornita alcuna indicazione per le armatura trasversali. Per i pilastri, soggetti a compressione centrata o eccentrica, era previsto un range di variabilità della percentuale di armatura longitudinale funzione della sezione effettiva. Il diametro delle barre non doveva essere inferiore a 12 mm. Minimi regolamentari, in termini di passo e diametro, erano previsti anche per le armature trasversali. Sia nei pilastri che nelle travi era previsto un copri ferro di almeno 2 cm.

Nei decreti successivi, il cambiamento più rilevante ha riguardato l'introduzione della possibilità di condurre le verifiche secondo il metodo degli stati limite. Tale possibilità, già prevista nel **D.M 30/5/1974** ma senza una sufficiente descrizione, si è poi consolidata nei decreti successivi trovando una puntuale definizione a partire dal **D.M. 26/3/80.** Per quanto riguarda i carichi e i sovraccarichi non vi sono riferimenti normativi specifici fino all'entrata in vigore del **D.M. 3/10/78** che fornisce i valori dei sovraccarichi accidentali rimasti sostanzialmente invariati fino ad oggi.

## 2.2 La progettazione di tipo sismico

Lo studio dell'evoluzione temporale della Normativa sismica è un importante strumento per la determinazione del grado di vulnerabilità di una costruzione esistente. Non basta infatti distinguere semplicemente tra un edificio progettato per carichi di tipo gravitazionale ed uno progettato secondo criteri antisismici, ma è importante anche stabilire nell'ambito di un



progetto di tipo sismico, a quale Norma faccia riferimento la progettazione dell'edifico esistente.

L'individuazione delle zone sismiche, in Italia, è avvenuta agli inizi del '900 attraverso lo strumento del Regio Decreto, emanato a seguito dei terremoti distruttivi di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908. Pertanto, la mappa sismica in Italia non era altro che la mappa dei territori colpiti dai forti terremoti avvenuti dopo il 1908, mentre tutti i territori colpiti prima di tale data - la maggior parte delle zone sismiche d'Italia - non erano classificati come sismici e, conseguentemente, non vi era alcun obbligo di costruire nel rispetto della normativa antisismica. La lista originariamente consisteva, quindi, nei comuni della Sicilia e della Calabria gravemente danneggiati dal terremoto del 1908, che veniva modificata dopo ogni evento sismico aggiungendovi semplicemente i nuovi comuni danneggiati. Con il R.D. del 1909 vengono dunque introdotte (ma non quantificate) le forze sismiche. Nei calcoli di stabilità e resistenza delle costruzioni venivano considerate delle azioni statiche dovute al peso proprio ed al sovraccarico, aumentate di una percentuale per simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie mentre le azioni del moto ondulatorio venivano simulate da forze orizzontali applicate alle masse del fabbricato uguali ad una frazione della forza peso. La forza sismica di base era dunque pari a:

$$F_h = C \cdot W$$

dove:

 $C \le I$  è il coefficiente d'intensità sismica;

W è il peso sismico dell'edificio.

Il **D.L. 1526 del 1916** quantifica le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio. In particolare, per simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie dovevano essere applicate le forze verticali del peso proprio e del sovraccarico aumentate del 50%, mentre le azioni del moto ondulatorio dovevano essere simulate da forze orizzontali applicate alle masse del fabbricato uguali ad una frazione della forza peso. Risultava dunque:

$$F_h = 0.125 \cdot W$$
 (per il piano terra);

$$F_h = 0.167 \cdot W$$
 (per i piani superiori).

Il valore diverso del coefficiente *C* tra il primo ed i piani superiori permetteva di considerare l'amplificazione dinamica in altezza.



Dal 1927 le località colpite furono distinte in due categorie, in relazione al loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica estendendo in questo modo il concetto di zonizzazione. Così come per le precedenti normative, per simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie dovevano essere applicate le forze verticali del peso proprio e del sovraccarico aumentate del 50%, mentre le azioni del moto ondulatorio dovevano essere simulate da forze orizzontali applicate alle masse del fabbricato uguali ad una frazione della forza peso. Il valore del coefficiente C non era solo diverso in riferimento al piano considerato, ma cambiava a seconda che si trattasse di un comune ricadente in prima o seconda categoria.

Per la <u>I categoria</u> risultava:

 $F_h = 0.125 \cdot W$  (per il piano terra);

 $F_h = 0.167 \cdot W$  (per i piani superiori).

Per la <u>II categoria</u> risultava:

 $F_h = 0.1 \cdot W$  (per il piano terra);

 $F_h = 0.125 \cdot W$  (per i piani superiori).

Il R.D. del 22/11/1937 n° 2105 si basa sulla classificazione sismica del 1935 (Figura 2.2.1). In particolare per la prima categoria sismica si aveva un valore dell'accelerazione di 0.1g, mentre per la seconda categoria l'accelerazione assumeva il valore di 0.05g. L'effetto dell'azione sismica veniva considerato sia dal punto di vista delle scosse sussultorie che ondulatorie. In particolare le scosse sussultorie venivano valutate amplificando del 40% o del 25%, a seconda della categoria sismica, la somma del carico gravitazionale permanente ed 1/3 di quello accidentale. Quelle ondulatorie venivano calcolate moltiplicando la massa sismica totale, data dalla somma dei carichi permanenti più 1/3 degli accidentali, per l'accelerazione sismica di riferimento. Entrambe le azioni venivano considerate separatamente. In mancanza del concetto di periodo fondamentale di vibrazione della struttura, le forze sismiche venivano distribuite in maniera costante alla quota degli impalcati e come detto proporzionali alle masse.





Figura 2.2.1 Classificazione sismica del 1935 (Mariniello, 2007)

Per la <u>I categoria</u> risultava:

$$F_h = 0.1 \cdot W$$

Per la II categoria risultava:

$$F_h = 0.05 \cdot W$$

Dal punto di vista dello schema strutturale, a differenza degli edifici progettati per soli carichi gravitazionali, quelli sismici presentavano una configurazione di telai completa nelle due direzioni; l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido non era ancora consolidata e quindi gli elementi strutturali ovvero i telai assorbivano un'aliquota della forza totale in maniera proporzionale alla massa o area di influenza portata.

La Legge del 25/11/1962 nº 1684 porta delle notevoli modifiche sia dal punto di vista dell'accelerazione sismica da doversi considerare, che dall' impostazione progettuale che si adotta per l'assorbimento delle forze sismiche da parte degli elementi strutturali. Il calcolo della forza sismica di base rimane identico a quello della Norma precedente del 1937, si nota però, che per la seconda categoria sismica vi è un incremento di accelerazione che passa da 0.05g a 0.07g., la classificazione sismica di riferimento è quella del 1962 (Figura 2.2.2). La prescrizione di considerare le scosse sussultorie come incremento del carichi di tipo gravitazionale viene omessa. L'importante novità, che tra l'altro è accentuata dalla circolare



dei *LL.PP. n*° 2535 del 12/06/63 è la ripartizione delle forze sismiche. Veniva per la prima volta introdotto, ma non in maniera esplicita, il concetto di impalcato infinitamente rigido. Infatti la forza viene considerata agente nel baricentro delle masse dell'impalcato e la sua ripartizione veniva effettuata in base alle rigidezze degli elementi strutturali tenendo in conto anche l'eventuale eccentricità torsionale di tipo strutturale.

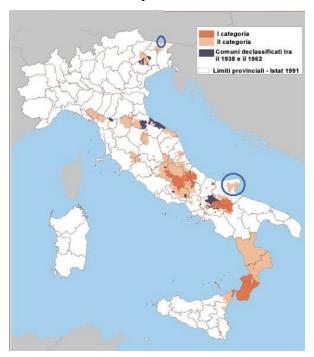


Figura 2.2.2 Classificazione sismica del 1962 (Mariniello, 2007)

L'aspetto dinamico dell'azione sismica viene per la prima volta preso in considerazione in maniera consistente con il **D.M.** 03/03/1975. La mappa di intensità sismica cui fa riferimento il D.M. del 1975 è riportata nella pagina seguente (Figura 2.2.3). La grande novità di questa Normativa è l'introduzione del periodo fondamentale di vibrazione e di conseguenza dello spettro di progetto associato. In sostanza le accelerazioni di ancoraggio dello spettro rimangono uguali a quelle della Norma precedente ma questa volta l'azione sismica viene calcolata in funzione del periodo di vibrazione e del coefficiente di risposta che praticamente rappresenta un "antenato" dell'attuale coefficiente di struttura.





Figura 2.2.3 Classificazione sismica del 1975 (Mariniello, 2007)

Successivamente, gli studi di carattere sismologico effettuati all'indomani del terremoto del Friuli Venezia Giulia del 1976 e di quello in Irpinia del 1980, svolti all'interno del Progetto finalizzato "Geodinamica" del CNR, portarono ad un notevole aumento delle conoscenze sulla sismicità del territorio nazionale e consentirono la formulazione di una proposta di classificazione sismica presentata dal CNR al Governo, che fu tradotta in una serie di decreti del Ministero dei lavori pubblici approvati tra il 1980 ed il 1984, che hanno costituito, pertanto, la classificazione sismica italiana fino all'emanazione dell' **Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003.** Si ricorda che la proposta del CNR, per la prima volta in Italia, si basò su indagini di tipo probabilistico della sismicità italiana e che la classificazione sismica prese in considerazione tre categorie sismiche, di cui la terza (la meno pericolosa, introdotta con il **DM 3 giugno 1981, n. 515**), comprese solo alcuni comuni della Campania, Puglia e Basilicata, interessati dal terremoto di Irpinia e Basilicata del 1980, ma che non fu estesa alle altre zone d'Italia con pari livello di pericolosità (come mostra la Figura 2.2.4 nella pagina seguente).

Il **D.M.** 10.06.1984 introdusse la differenziazione del livello di protezione sismica per particolari categorie di edifici introducendo il coefficiente di protezione sismica, I, all'interno della formulazione usata per la definizione delle forze sismiche.



Risultava dunque:

 $F_h = C \cdot I \cdot W$ 

dove:

C= 0.1 per la I categoria;

C= 0.07 per la II categoria;

C= 0.04 per la III categoria;

I= 1.4 per le opere strategiche;

I= 1.2 per le opere a particolare rischio d'uso;

I= 1.0 per le opere normali.

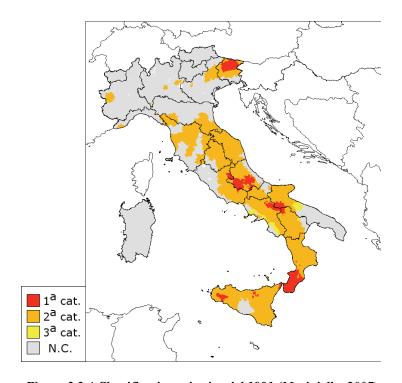


Figura 2.2.4 Classificazione sismica del 1981 (Mariniello, 2007)

zono ciemico	Crada di ajamiajtà	Coefficiente sismico:				
zona sismica	Grado di sismicità	C = (S - 2)/100				
I categoria	S = 12	C = 0.1				
II categoria	S = 9	C = 0.07				
III categoria	S = 6	C = 0.04				

Tabella 1: Grado di simicità e coefficiente sismico per le tre categorie sismiche (Mariniello, 2007)



Nel **1996** il GNDT rilasciò un mappa di pericolosità in termini di PGA con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni (Figura 2.2.5) basata su di un dataset aggiornato. L'elaborato chiariva che la zonazione sismica corrente aveva dei problemi, tuttavia solo una nuova disgrazia, il terremoto nel Molise del 2002 colpendo una zona non classificata come sismica stimolò il cambiamento.

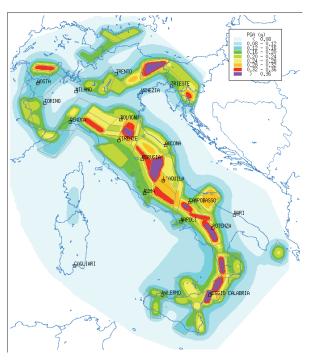


Figura 2.2.5 Mappa di pericolosità in termini di PGA del 1996 (www.ingv.it)

Tra il Novembre 2002 e il Gennaio 2003 un Gruppo di Lavoro, coordinato da G.M.Calvi, rilasciò un corpus di norme ispirate all'Eurocodice 8, che fu successivamente mandato in vigore mediante l'Ordinanza PCM 3274 (Maggio 2003). Si passò dal sistema della "classificazione sismica" a una zonazione basata su valori probabilistici dello scuotimento atteso. Alla luce dell'ordinanza n. 3274 e, a differenza di quanto previsto dalla normativa precedente, tutto il territorio nazionale fu classificato come sismico e suddiviso in 4 zone (Figura 2.2.6), caratterizzate da pericolosità sismica decrescente; tali zone furono individuate da 4 classi di accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni (Tabella 2).



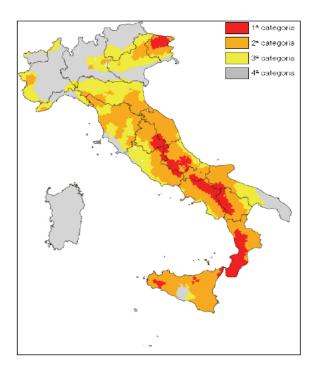


Figura 2.2.6 Classificazione simica secondo l'OPCM 3274 (Mariniello, 2007)

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a <sub>g</sub> /g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a <sub>g</sub> /g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,05 - 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

Tabella 2: Accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni (Mariniello, 2007)

Le prime tre zone della nuova classificazione corrispondevano, dal punto di vista degli adempimenti previsti dalla legge n. 64 del 1974, alle zone di sismicità alta, media e bassa, mentre per la zona 4, di nuova introduzione, veniva data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica. In ogni zona fu infatti prevista l'applicazione della progettazione sismica con livelli differenziati di severità, salvo, come anzidetto, nella zona 4. Nel frattempo veniva messo in cantiere un ulteriore "aggiornamento" della normativa. Due commissioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con rappresentanti designati da



DPC (GM.Calvi e M.Stucchi) lavorarono da Marzo 2006 a Gennaio 2007, e da Febbraio a Luglio 2007 sui criteri per la zonazione sismica. L'idea guida fu che lo spettro di progetto potesse essere definito sito per sito, sulla base dei parametri di scuotimento atteso, in un modo molto più preciso rispetto a 4 spettri associati a 4 zone sismiche.

La nuova normativa (**D.M. 14/1/2008**) mette di fatto fine al sistema della "classificazione sismica" per quel che riguarda l'input per la definizione degli spettri di progetto. Siamo infatti passati da 4 zone a più di 11.000 punti, ciascuno dei quali ha il suo specifico spettro. Confrontando la mappa di intensità sismica del 1975 con l' attuale classificazione del territorio Nazionale valutata secondo un periodo di ritorno di 475 anni, ovvero con una probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni (Figura 2.2.7), si nota come molte zone della penisola Italiana siano state riclassificate sismicamente rispetto gli anni precedenti mettendo quindi in risalto il problema degli edifici esistenti che oggi si trovano in zone ad alta pericolosità sismica.

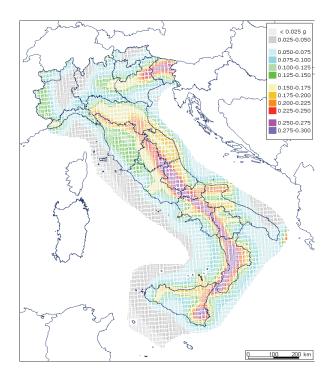


Figura 2.2.7 Classificazione sismica secondo il D.M.2008 (www.ingv.it)



# **CAPITOLO III**

# Metodi di valutazione della vulnerabilità sismica

### 3.1 Le schede di vulnerabilità

Tra tutti i metodi basati sul giudizio di esperti il più diffuso e quello che attualmente viene usato in Italia sono le schede di vulnerabilità di primo e secondo livello sviluppate nell'ambito delle attività del GNDT (*Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*) negli ultimi venti anni (GNDT 1994, Corsanego e Petrini 1994). Le schede sono classificate in relazione alla finalità:

- prescheda per la raccolta di informazioni preliminari al censimento di vulnerabilità;
- censimento speditivo di vulnerabilità per edifici in muratura o in cemento armato;
- scheda di 1°/2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici (muratura o cemento armato);
- scheda di 1°/2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici particolari (capannoni industriali, chiese, etc.);
- scheda di 1° livello per rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per gli edifici ordinari nell'emergenza post-sisma.

Le schede di 1° livello vengono in genere utilizzate per esami di tipo statistico da effettuare su intere aree urbane, mentre quelle di 2° livello sono più approfondite e pertanto vengono utilizzate nell'esame di un più ristretto numero di edifici. In tutte le schede di rilievo è presente una sezione introduttiva finalizzata all'identificazione dell'edificio ( regione, provincia, città e relativi codici ISTAT, indirizzo, posizione sulle mappe catastali) per consentire una facile catalogazione e quindi la formazione di una banca dati accessibile.

La scheda di 1º livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici (muratura o cemento armato), riportata in Figura 3.1 viene generalmente considerata una scheda di supporto per l'ispezione post-sisma. Essa contiene infatti, la Sezione 8 dedicata alla codifica dell'estensione e del livello del danno (apparente) e la Sezione 7 dedicata alla



codifica della tipologia strutturale. Queste sezioni consentono di trarre indicazioni sul danneggiamento degli edifici e sui fattori di vulnerabilità legati alla tipologia, e quindi anche di eseguire censimenti finalizzati a valutazioni di intensità macro-sismica. Viceversa, le informazioni della scheda non sono sufficienti per trarre indicazioni puntuali di agibilità o provvedimenti di emergenza sui singoli edifici. In realtà, la scheda di 1° livello sembra progettata per fini completamente diversi da quelli della gestione dell'emergenza: essa è finalizzata a censimenti sul territorio di estese popolazioni di edifici, per ottenere statistiche di esposizione e di rischio sismico. Per questo comprende, oltre alla Sezione 3 con i dati metrici pricipali, una complessa Sezione 4 relativa all'uso dell'edificio e alla sua utilizzazione media ed una Sezione 6 con lo stato delle finiture e degli impianti.



### GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI (G.N.D.T.) - C.N.R. Scheda di 1º livello per il rilevamento dell'esposizione e della vuinerabilità degli edifici

ALLEGAT:

Sezione 1 - DATI RELATIVI ALLA SCHEDA	8 1 1 1 1
Cod. ISTAT Provincia  Cod. ISTAT Comune	Scheda n°
Comune	Deta glomo / msee / anno
	Squadra nº 17
Sezione 2 - LOCALIZZAZIONE EDIFICIO	<u></u>
Cod. ISTAT Sez. Cens.	Aggregato Edificio
RIFERIMENTO CATASTALE	
Foglio <sup>22</sup> Mappale <sup>25</sup> Particella 21	0 via, viale - 1 corso - 2 vicolo 43 L 3 piazza, largo - 4 località
CARTOGRAFIA DI RILEVAZIONE	
Foglio 32 Aggregato 34 Edificio 38 Edificio 38	Nome 44
URBANISTICA	N° civico
Zona di piano <sup>40</sup> Piano attuat. <sup>41</sup> Vincoli <sup>42</sup>	N° accessi 90 N° fronti a comune 82 N°
Sezione 3 - DATI METRICI  Superficie media N° plani a superficie media coperta uguale  so s	Altezza massima fuori terra valutata in gronda (m)  Altezza minima fuori terra valutata in gronda (m)  Larghezza strada fronte principale (m)
Sezione 4 - USO Totale unità d'uso	Proprietà 110
Stato dell'edificio	Conduzione prevalente 111 1 diretta 2 in locazione
Condizioni d'uso  109 1 lotalmente utilizzato 2 parzisimente utilizzato 3 non utilizzato 4 abbandonato	
N° Sup. % Residenza 112 1 sl Abitazioni 113 115 Abitazioni 1-	N° Sup. % N° Sup. %
Att. produttive 122 1 sl 2 no Servizi pubbl. 123 2 no Denominazione dell'edif	
	Intensità d'uso Bacino di
Unità d'uso Periodo di utilizzo	Utenza potenziale utenza
N° Codice Tipo Sup. % mesi giorni   138      140         143   144   145	media maax h/gg  80
	172             179   181
	194
	238               245     247
246     250       253   254   255             :	260               267     269



### Scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici

Sezio	ezione 5 - ETÀ DELLA COSTRUZIONE - INTERVENTI								2701	Se	zlone 6 -	STA	то	DEI							NTI 273	1 1	
Class			ERVE			sse dl et			lone	$\Box$	E e	fficiente				Inton	acl /	para	mentl e	esten	nl .	274	Н
A prin B '19	na del '19 '45	NORME SISMCHE PRECEDENTI ADEC ANTRIES	MIGL ANTISISM.	88	sla	sse di et nificativo			OI VOI ILO	271	N r	non efficient				Inflss	sl este	erni					
C '46 D '61	'60 '71	RMES	24/1/ L AN	INTERV: NON ANTISISMICO	Tlp	o ultimo	Interve	ento s	significative	272	- '	ion esistem	ıc			Impla	anto e	elettr	lco			275	
E '72	'81						_		ualltà Infon	1 1						Impla	anto I	drico	)			276	
F dop	o l' '81	$\rightarrow$	B / E /	C	Amplia	mento levazione	-									Finit	ure In	teme	e (Inton	acl.	oav m	) 277	$\overline{\Box}$
		-	<del>-   /</del>	J		urazione	$\dashv$										aldan					278	П
		$\rightarrow$	L M	N	Restau	ro		_														279	Н
		0	/ P	Q	Manute	enzlone			= In deroga t. 30 L. 64/7	4)						Servi	zi igle	enici					
Strutture verticali	Mur. a sacc Mur. a sacc Mur. pletra Mur. pletra Mur. pletre Mur. blocch Mur. blocch Mur. blocch Mur. mattor Mur. mattor Parett calc. Parett calc. Telal dl c.a. Telal dl c.a. Ossatura m Miste	so con se sbozza arrotor arrotor arrotor artil tufa etti cal ni pleni ni forati non ar armata non ta con ta con ta atallica	spigoli, ata con date date co o o plet c. Inert o multi mato mpona mpona	mazz rinfon n dni ra bei j pesa j legge forl ttl ture d	cette e ri zi c.s. forzi c.s forzi c.s n squad inti eri	rata	ABCDEFGH_LMZOPQR%TUV o	Qualità Inform.				Legno co Putrelle e Putrelle e Laterocer Volte sen. Volte con Miste volt Miste volt Legno sp Legno pp Legno a s Laterocer Accialo si Accialo ni Miste spir miste nor	voltin voltin voltin voltin nento za cat caten ne sola e sola ingent proporta nento pingent spingenti spingenti spingenti spingenti preva	e o ta e o ta o sole ene e i i i con i i i con i i i ngenti	cater	onl con n c.a.	aanua I ortzz	ıle) z.		A B C D E F G H I L MNOPQRSTU	form.	280	Ш
A B	Struttura a: Struttura a: Struttura a: Struttura a: Struttura a: Volta appog Volta appog Struttura a: Struttu	sbalzo poggla sbalzo poggla sbalzo gglata li lzo In n poggla sbalzo	In legno ta In accia ta In pl In pletra n mura nuratura ta In c.	cclalo ello etra o a o la tura	laterizio		0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	Qualità Inform.			2 m 3 c.	uratura o ml a. ccialo		а (сар	annoi		Tipo strutt	logla			nl a tl		
	elevata								Sezlon	e schemat	ca dell	'edlflclo											
Sezio	ne 8 - EST		ONE	EL	VELL	O DEL	DAN.	ONN	•					ruttur		rticali				Str	utture	orlza	zontall
Evento	o In data	01					ĮV	1 = 11	vello dan	no max rl	levato		N N	1 E	L	N°			36	N	I E	L	N°
	9.	07 I	glorno / 1 sls		/ anno		Е	: = e	estensione	e danno p	lù dlffu	iso		$\perp$		$\perp$					$\perp$		Ш
Tlpo di	evento		2 altr				L	. = 11	vello dan	no plù dif	fuso		312						30	12			
													316						33	16			П
													320	+	+	$\top$	1		34	ю	$\top$	$\vdash$	$\forall$
Lhan	o del danno					stenslo	ne d	al de	nne				324		$^{\dagger}$	$\top$			34	и	$\top$		$\forall$
	o del danno n danno		Α		-		one a 10%	erua	inno 0					٠,	cale		1			_	Tamp	L anat	LL.
Danno Danno	lleve		B C			> 10%			1				l n		Cale	l N°	ı				ıampı I∣E		
Danno	grave		D			> 20% > 30%	e ≤ 40	0%	3				348	+-	+	+	1		36	_	+-	Ť	1
Danno Danno	gravissimo totale		E F			> 40% > 50%			4 5				352	+	+	+	1		37	2	+	-	$\vdash$
Danno						> 60%	e ≤70	0%	6						$\perp$	_					$\perp$		Ш
						> 70% > 80%			7 8				356						37	6			
							90%		9				360	$\top$	$\top$		1		38	00		Г	$\sqcap$
Danni	Implant  3	88	1 sl 2 no									;	384						36	4			

Figura 3.1.1 Scheda di 1º livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici



La scheda di 1º livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza sismica AeDES (Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica) è finalizzata al rilevamento delle caratteristiche tipologiche, del danno e dell'agibilità degli edifici ordinari nella fase di emergenza che segue il terremoto. Gli edifici sono intesi come unità strutturali di tipologia costruttiva ordinaria dell'edilizia per abitazioni e/o servizi; sono pertanto esclusi gli edifici a tipologia specialistica (capannoni industriali, edilizia sportiva, teatri, chiese, etc.) o monumentale. Il vantaggio di tali schede è la possibilità di effettuare un rilievo speditivo ed una prima catalogazione del patrimonio edilizio, disponendo di dati tipologici e metrici degli edifici. Accoppiati ai dati di danno, tali dati sono utili anche ad una prima valutazione dei costi di riparazione e/o miglioramento, consentendo di predisporre scenari di costo per diversi contributi unitari associati a diverse soglie di danno. La scheda rappresenta un valido ausilio alla valutazione della agibilità, il cui giudizio finale resta comunque di stretta pertinenza della squadra di rilevatori. Essa, infatti, mantiene traccia dell'ispezione effettuata e del relativo esito, cerca di stabilire un linguaggio comune nella descrizione del danno e della vulnerabilità, fornisce un percorso guidato che dagli elementi rilevati indirizza alla valutazione del rischio, e quindi al giudizio di agibilità. Questo approccio presenta tuttavia alcuni limiti:

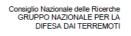
- impossibilità di prevedere nella scheda tutte le possibili tipologie di elementi costruttivi;
- difficoltà di riconoscimento delle diverse tipologie;
- variabilità delle tipologie nell'ambito dello stesso edificio;
- variabilità del comportamento sismico di tipologie "esteticamente" simili, e dunque classificate come uguali.

Ulteriori approfondimenti di tale scheda verranno fornite nel Capitolo 4.











# SCHEDA DI 1° LIVELLO DI RILEVAMENTO DANNO, PRONTO INTERVENTO E AGIBILITÀ PER EDIFICI ORDINARI NELL'EMERGENZA POST-SISMICA (APDES 05/2000)

			(7	NeDES 03/2000)	Codice	e Richiesta		_
SEZIONE	1 Identificaz	ione edificio		IDENTIFICATIV	/O SOPRALLUOGO		giorno	mese anno
Provincia:				Squadra	_  Scheda	n.  _	Data   _	
Comune:				IDENTIFICATIV		stat Comune	N° aggregato	N° edificio
Frazione/Lo	ralità:			I I I I	I I I I I	I I I	I I I I I	I I I I I
(denominazione								
Indirizzo				Cod. di Località	a Istat   _	_	Tipo cart:	
1 O via				Sez. di censim	ento Istat   _		N° cart:  _	
2 O corso 3 O vicolo	1 1 1 1			Dati Catastali	Foglio   _	_   \llega	to   _	
4 O piazza		Num. Civico		Particelle [				
5 altro				Posizione edi	ficio 1 O Isolate	2 O Inte	mo 3 O D'estrem	ità 4 🔾 D'angolo
Denominazio		ontrada, località, trave	ersa, salita, etc.)					Codice Uso
edificio o pro								<u> S                                     </u>
Fotocopia d	dell'aggregato s	strutturale con i	dentificazione de	ell'edificio				
SEZIONE	2 Descrizion	ne edificio						
	Da	ti metrici		Età		Uso -	esposizione	
N° Piani totali con	Altezza media di piano	Capomore	media di piano	Costruzione e ristrutturaz.	Uso	N° unità d'uso	Utilizzazione	Occupanti
interrati	[m]		[m <sup>2</sup> ]	[max 2]	A Abitativo			100 10 1
O1 O9	1 ○≤2.50	A <b>○</b> ≤ 50	I	1 □ ≤ 1919	в 🔲 Produttivo	'''	A 🔾 > 65%	1 1 1
O2 O10	2 2.50÷3.50		L 🔾 500 +650		c 🖵 Commercio		в 🔾 30÷65%	2 2 2 3 3 3
1	з <b>О</b> 3.50÷5.0	c 🔾 70 ÷ 100	м 🔾 650 +900	3 ☐ 46 ÷ 61			c 🔾 < 30%	4 4 4
O4 O12		D 🔾 100 ÷ 130	N 🔾 900 ÷1200	4 🖵 62 ÷ 71		<u> </u>  _	D O Non utilizz.	5 5 5
O 5 O >12		E 🔾 130 ÷ 170	o 🔾 1200 ÷1600	5 🗖 72 ÷ 81			E 🔾 In costruz.	6 6 6 7 7 7
<b>O</b> 6	Piani interrati	F 🔾 170 + 230	P 🔾 1600 ÷2200	6 □ 82 ÷ 91			F O Non finito	8 8 8
<b>O</b> 7	A 🔾 0 c 🔾 2							
	AUCUZ	- 3	Q 2200 ÷3000	7 🖵 92 ÷ 01	H 🔲 Turis-ricet.		G Abbandon.	
O 8		H 300÷ 400		7 ☐ 92 ÷ 01 8 ☐ ≥ 2002	H 🔲 Turis-ricet.	<u> </u>	A O Pubblica	B O Privata



### CAPITOLO III: METODI DI VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITA' SISMICA

									Stru	tture ir	n mur	ratur	ra					Altre	struttu	re	
					ate	A tes	situra	a irregola	are /	A tessitur	a regol	are					Т	elai in c.	a.		
		Struttu			ij			va qualit	à	e di buor (Blocchi			isolati		g.		Pa	areti in c.	a.		
		vertica	ali		identificate			me non , ciottoli	)	pietra sq				Mista	orza		Tel	ai in acc	iaio		П
					Non	Ser	nza	Con		Senza	Co	n	Pilastri	Σ	Rinforzata		•		Non	_	<u> </u>
Strutture orizzontali					_	cate o cor		caten o cord	_	catene cordoli	cate o con		Ā		_		REGOLA	ARITA'	regola	re Re	egolare
				$\overline{}$	Α	E		C	on c	D	E	_	F	G	Н	\	Forme	a pianta	Α		В
1 Non Identificate				1	0		7					1	SI			1		vazione	0		0
				-									-					sizione	O		0
2 Volte senza catene							<u> </u>					J	0	G1	H1	2	tampo	onature			
3 Volte con catene							]					]						Сор	ertura		_
4 Travi con soletta deform (travi in legno con semplice to				,			]					]	NO	G2	H2		1 🔾	Spingen	te pesan	te	
Travi con soletta semirio		travie	volune,		_	_	_		_	_	_	_			_		2 🔾	Non spir	ngente p	esante	
travi in legno con doppio tav		avi e tav	elloni,	.)					4			_	0				3 🔾	Spingen	te legge	а	
6 Travi con soletta rigida (solai di c.a., travi ben collega	ate a so	lette di d	c.a,)				]					]		G3	НЗ		4 🔾	Non spir	ngente le	ggera	1
SEZIONE 4 Danni	ad E	LEM	ENTI	STR	RUT	TUF	RAL	l e pi	ovv	edime	enti d	di p	ront	o int	erve	nto (F	).l.) es	eguiti			
Linella					DA	ANNO	(1)							PRO	OVEDI	MENTI	DI P.I.	ESEGUI	TI		
Livello - estensione		D4-D5			D2-				D1			1	_	-		e :=	e e		Φ	D	
Components		avissii			edio	grave			egge	$\Box$	Nullo		Nessuno	olizio		erchiatur e/o tiranti	azio	Puntelli	eu .	passaggi	
Componente strutturale -	> 2/3	1/3-2	< 1/3	> 2/3			× 1/3	> 2/3	1/3-2	< 1/3	ž		Nes	Demolizioni		Cerchiature e/o tiranti	Riparazione	P	Transenne	plotezione passaggi	
Danno preesistente	A	¥ B	C	D	E		F.	G	H	· ·	L	╢	Α	E		c	D	E	_	F	
1 Strutture verticali	Ô	ō	ō					ū		Ġ	ō	⇈	ô	Ċ		Ō		1 0			
2 Solai						_					ō	⇈	ō		_				_	7	
3 Scale						-	_				ō	⇈	ō		-				_	_	
4 Copertura											ō	⇈	ō		_				_	7	
5 Tamponature-tramezzi											ō	⇈	ō		_				_		
6 Danno preesistente		П				1	П		П			オ⊨									
(1) - Di ogni livello di danno				solo s							cato n	ella r	riga no	n è da	nneggi	ato can	npire Nul	lo.			
SEZIONE 5 Danni	ad E	LEM	ENTI	NON	ST	RUT	TUI	RALI	e pro	ovved	ime	nti d	di pro	onto	inte	rvent	o eseg	Juiti			
							٦ſ				PROV	/VED	IMEN	TI DI	P.I. E	SEGUI	TI				
				F		SENZ NNO	A					_		T		Div	rieto di	Transer			
Tipo di danno					DA	NINO	Ш	Nessu	ino	Rimozi	one	Pu	ntelli	Ripa	arazion	e I	ccesso	protezi passa			
Tipo di dallilo				_		Α	٦t	В		С			D		Е		F	G			
1 Distacco intonaci, rivestin	nenti, c	ontros	offitti	$\prod$		<u>o</u>	[	Q	$\overline{}$		$\perp$										
2 Caduta tegole, comignoli.				$\dashv$		<u> </u>	41	$\overset{\circ}{\circ}$	-		$\dashv$		<u> </u>	+	<u> </u>	_	<u> </u>				
Caduta cornicioni, parape      Caduta eltri aggetti intere		- i		$\dashv$		<u>)</u>	╢	0	$\overline{}$		$\dashv$		<u> </u>	+		-					
4 Caduta altri oggetti interni 5 Danno alla rete idrica, fog			idraulie	·a		<u>)</u>	╢	$\frac{\circ}{\circ}$			$\dashv$			+		+					
6 Danno alla rete elettrica d			ididdiic	·a		ŏ	٦ŀ	ŏ			十					+			_		
																		•			
SEZIONE 6 Perico	lo E	STER	RNO i	ndot	to o	da a	ltre	cost	ruzi	oni e	prov	vec	dime	nti d	i p.i.	eseg	uiti				
						PER	ICO	LO SU			ГР	ROV	/VEDIN	A. DI	P.I. E	SEGUIT	1				
				Edifi	icio	Via	d'ac	cesso	Vie	interne	Div	vieto (	di acce	sso	Tran	senne e	,				
Causa potenziale			. ⊢	A		****	В			С	-		D	-	protez	passag	ggi				
1 Crolli o cadute da altre cos	truzioni	i					Ē						<u> </u>			<u> </u>					
2 Rottura di reti di distribuzio	one				)			1													
																	_				
SEZIONE 7 Terre	eno e	fond	dazio	ni																	
МО	RFOLO	OGIA D	EL SIT	0					DISS	ESTI (in	atto o	temit	oili):	π Ve	rsanti	incom	benti	π Terre	no di fo	ndazi	one
1 O Cresta 2 O Pendio	forte	3 🔾	) Pendi	io legg	ero	4 (	) Pia	anura	A 🔾	Assent	i B	0	Genera	ti dal s	isma	c 🔾	Acuiti d	al sisma	DQ	Preesi	stenti

SEZIONE 3 Tipologia (multiscelta; per gli edifici in muratura indicare al massimo 2 tipi di combinazioni strutture verticali-solai)

### CAPITOLO III: METODI DI VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITA' SISMICA

Istat	Provi	ncia  _		Istat	Comun	e   _		Rilevatore			N°	S	cheda   _ _ Data   _ _			
SEZI	ONE	8 G	iudizio	di agib	oilità											
			Valutaz			io							Esito di agibilità			
l,								Т	Ī							
				RALE e 4)	r RALE 5)	NO 6)	NICO (2		$\mathbf{x}$	Α	Edifi	СО	AGIBILE	0		
		RISCH	IIO	STRUTTURALE (Sezz. 3 e 4)	NON STRUTTURALE (Sez. 5)	ESTERNO (sez. 6)	GEOTECNICO (sez. 7)				Edificio TEMPORANEAMENTE INAGIBILE (tutto o parte) ma AGIBILE con provvedimenti di pronto intervento (1)					
		BASS	0	0	0	0	0	///	1	С	Edifi	cio	PARZIALMENTE INAGIBILE (1)	Ø		
		BASSO (		•	0	0	0	//	<b>*</b>				D TEMPORANEAMENTE INAGIBILE da rivedere profondimento	O		
		ALTO	)	0	0	9	0		-	Е	Edifi	cio	) INAGIBILE	O		
						▼			•	F	Edific	cio	o INAGIBILE per rischio esterno (1)	0		
	(1) riportare nella colonna argomento della Sez. 9 l'esito e nelle annotazioni le parti di edificio inagibili (esiti B, C) e le cause di rischio esterno (esito F)															
	Sull'accuratezza della visita 1 O Solo dall'esterno 2 O Proprietario non trovato (NT) b O Rudere (RU) c O Demolito (DM) e O Altro (AL)															
Provi	Provvedimenti di pronto intervento di rapida realizzazione, limitati (*) o estesi (**)															
*	**	PROV	/VEDIMEN	NTI DI F	P.I. SUG	GERITI				*	**	1	PROVVEDIMENTI DI P.I. SUGGERITI			
1 🗆		Mess	a in opera	di cerch	iature o t	iranti			7			1	Rimozione di cornicioni, parapetti, aggetti			
2 🗖		Ripara	azione dar	nni legge	eri alle tar	mponatu	re e tra	mezzi	8				Rimozione di altri oggetti interni o esterni			
3 🗖		Ripara	azione cop	ertura					9				Transennature e protezione passaggi			
4 🗖		Punte	llatura di s	scale					10				Riparazioni delle reti degli impianti			
5 🗖		Rimoz	zione di int	tonaci, ri	vestimer	nti, contro	osoffittat	ture	11							
6 🗖		Rimoz	zione di te	gole, cor	mignoli, p	parapetti			12							
Unità	imm	obiliar	i inagibi	li, fami	glie e p	ersone	evacu	ate								
U	Jnità i	mmobi	liari inagi	ibili	_		Nuc	dei familiari	eva	cuati	_		N° persone evacuate			
SEZI	ONE	9 A	ltre oss	ervazi	oni											
Sul d	lanno	, sui p	rovvedin	nenti d	i pronto	interv	ento, l'	'agibilità o a	iltro	,						
Argor	mento				Ar	notazio	ni				F	O	to d'insieme dell'edificio spilla	I 🔻		
														1		
				<u> </u>												
				-												
												_				
				II d	compile	atore (	in stan	npatello)					Firma			



#### NOTE ESPLICATIVE SULLA COMPILAZIONE DELLA SCHEDA AeDES 05/2000

La scheda va compilata per un <u>intero edificio</u> intendendo per edificio una unità strutturale "cielo terra", individuabile per caratteristiche tipologiche e quindi distinguibile dagli edifici adiacenti per tali caratteristiche e anche per differenza di altezza e/o età di costruzione e/o piani sfalsati, etc.

#### Sezione 1 - Identificazione edificio.

Indicare i dati di localizzazione: Provincia, Comune e Frazione.

IDENTIFICATIVO SCHEDA: Il rilevatore riporta il proprio numero assegnato dal coordinamento centrale, un numero progressivo di scheda e la data del sopralluogo.

#### IDENTIFICATIVO EDIFICIO

L'organizzazione del rilevamento prevede un Coordinamento Tecnico e la collaborazione dell'ufficio tecnico comunale. Questo ha tra l'altro il compito di assistenza per l'espletamento del lavoro dei rilevatori e per l'individuazione degli edifici. L'edificio in generale non pre-individuato ed è quindi compito del rilevatore il suo riconoscimento e la sua identificazione sulla cartografia riportata nello spazio della prima facciata. Il codice identificativo dell'edificio, costituito dall'insieme dei dati della prima riga nello spazio in grigio, viene poi assegnato, in modo univoco, presso il coordinamento comunale dove i rilevatori, dopo la visita comunicano l'esito del sopralluogo. La numerazione degli aggregati e degli edifici deve essere tenuta aggiornata in una cartografia generale presso il coordinamento comunale in modo che i rilevatori possano riferire le visite di sopralluogo, che sono richieste in genere su unità all'edificio che effettivamente le contiene. l'identificativo, il nº di carta, i dati Istat e i dati catastali è necessario quindi avvalersi della collaborazione del coordinamento comunale. Posizione edificio: se l'edificio non è isolato su tutti i lati, va indicata la sua posizione all'interno dell'aggregato (Interno, d'estremità, angolo). <u>Denominazione edificio o proprietario</u>: indicare la denominazione se edificio pubblico o il nome del condominio o di uno dei proprietari se privato (es. : Condominio Verde, Rossi Mario).

#### Sezione 2 - Descrizione edificio

Nº piani totali con interrati; indicare il numero di piani complessivi dell'edificio dallo spiccato di fondazioni incluso quello di sottotetto solo se praticabile. Computare interrati i piani mediamente interrati per più di metà della loro altezza. Altezza media di piano: indicare l'altezza che meglio approssima la media delle altezze di piano presenti. Superficie media di piano: va indicato l'intervallo che comprende la media delle superfici di tutti i piani. Età (2 opzioni): è possibile fornire 2 indicazioni: la prima è sempre l'età di costruzione, la seconda è l'eventuale anno in cui si sono effettuati eventuali interventi sulle strutture. Uso (multiscetta): indicare i tipi di uso compresenti nell'edificio. Utilizzazione: l'indicazione abbandonato si riferisce al caso di non utilizzato in cattive condizioni.

#### Sezione 3 - Tipologia (massimo 2 opzioni)

Per gli edifici in muratura si possono segnalare le due combinazioni: strutture orizzontali e verticali prevalenti o più vulnerabili; ad esempio: volte senza catene e muratura in pietrame al 1º livello (2B) e solai rigidi (in c.a.) e muratura in pietrame al 1º livello (6B). La muratura è distinta in due tipi in ragione della qualità (materiali, legante, realizzazione) e per ognuno è possibile segnalare anche la presenza di cordoli o catene se sono sufficientemente diffusi; è anche da rilevare l'eventuale presenza di pilastri isolati, siano essi in c.a., muratura, acciaio o legno e/o la presenza di situazioni miste di muratura e strutture intelaiate. Gli edifici si considerano con strutture intelaiate di c.a. o d'acciaio, se l'intera struttura portante è in c.a. o in acciaio. Situazioni miste (muratura-telai) o rinforzi vanno indicate, con modalità multiscelta, nelle colonne G ed H della parte "muratura"

- G1 : c.a. (o altre strutture intelaiate) su muratura
- G2 : muratura su c.a. (o altre strutture intelaiate)
- G3 : Muratura mista a c.a. (o altre strutture intelaiate) in parallelo sugli stessi piani

- H1: Muratura rinforzata con iniezioni o intonaci non armati
- H2: Muratura armata o con intonaci armati
- H3: Muratura con altri o non identificati rinforzi

Per le strutture intelaiate le tamponature sono irregolari quando presentano dissimmetrie in pianta e/o in elevazione o sono in pratica completamente assenti in un piano in almeno una direzione.

#### Sezione 4 - Danni ad ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI ..

I danni da riportare nella sezione 4 sono quelli 'apparenti', cioè quelli riscontrabili a vista. Nella tabella ogni riga è riferita ad un tipo di componente l'organismo strutturale, mentre le colonne sono differenziate in modo da consentire di rilevare i livelli di danno presenti sulla componente e le relative estensioni in percentuale rispetto alla sua totalità nell'edificio.

La definizione del livello di danno riscontrato è di particolare rilevanza, essa è basata sulla scala macrosismica europea EMS98, integrata con le definizioni puntuali utilizzate nelle schede di rilievo GNDT. In particolare si farà riferimento alla sommaria descrizione riportata di seguito, maggiori dettagli sono riportati nel manuale:

D1 danno leggero è un danno che non cambia in modo significativo la resistenza della struttura e non pregiudica la sicurezza degli occupanti a causa di cadute di elementi non strutturali; il danno è leggero anche se queste ultime possono rapidamente essere scongiurate.

D2-D3 danno medio – grave: è un danno che potrebbe anche cambiare in modo significativo la resistenza della struttura senza che venga avvicinato palesemente il limite del crollo parziale di elementi strutturali principali.

D4-D5 danno gravissimo: è un danno che modifica in modo evidente la resistenza della struttura portandola vicino al limite del crollo parziale o totale di elementi strutturali principali. Stato descritto da danni superiori ai precedenti, incluso il collasso.

Provvedimenti di pronto intervento eseguiti: sono quelli che con tempi e mezzi limitati conseguono una eliminazione o riduzione accettabile del rischio: vanno indicati quelli già messi in atto.

#### Sezione 5 - Danni ad ELEMENTI NON STRUTTURALI...

Per gli elementi non strutturali va indicata la presenza del danno e gli eventuali provvedimenti già in atto, con modalità multiscelta.

Sezione 6 - Pericolo ESTERNO ed interventi di (p.i.) eseguiti Indicare i pericoli indotti da costruzioni adiacenti e/o dal contesto e gli eventuali provvedimenti presi, con modalità multiscelta.

#### Sezione 7 - Terreno e fondazioni

Va individuata la morfologia del sito ed eventuali dissesti sul terreno e/o sulla fondazione, in atto o temibili.

#### Sezione 8 - Giudizio di AGIBILITÀ

Il rilevatore stabilisce le condizioni di rischio dell'edificio (tabella valutazione del rischio) sulla base delle informazioni raccolte, dell'ispezione visiva e delle proprie valutazioni, relativamente alle condizioni strutturali (Sezione 3 e 4 - Tipologia e danno), alle condizioni degli elementi non strutturali (Sezione 5), al pericolo derivante dalle altre costruzioni (Sezione 6) e alla situazione geotecnica (Sezione 7); . L'esito B va indicato quando la riduzione del rischio si può conseguire con il pronto intervento (opere di consistenza limitata, di rapida e facile esecuzione che rendono agibile l'edifico). L'esito D solo in casi particolarmente problematici e soprattutto se si tratta di edifici pubblici la cui inagibilità compromette funzioni importanti.

<u>Unità immobiliari inagibili, famiglie e persone evacuate</u>: sono da indicare gli effetti del giudizio di inagibilità, qualora confermato dal Sindaco, vanno pertanto indicate anche le famiglie e persone da evacuare. oltre a quelle che abbiano già lasciato l'edificio.

evacuare, oltre a quelle che abbiano già lasciato l'edificio.

Provvedimenti di pronto intervento: indicare i provvedimenti necessari per rendere agibile l'edificio e/o per eliminare rischi indotti.

#### Sezione 9 - Altre osservazioni

<u>Accuratezza della visita;</u> indicare con quale livello di accuratezza e completezza è stato possibile effettuare il sopralluogo .

Sul danno, sui provvedimenti di pronto intervento, l'agibilità o attro: riportare le annotazioni che si ritengono importanti per meglio precisare i vari aspetti del rilevamento. L'eventuale fotografia d'insieme dell'edificio deve essere spillata nel riquadro tratteggiato in chiaro e nel solo angolo in alto a destra.

Figura 3.1.2 Scheda di 1º livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità AeDES



La metodologia di **2º livello GNDT** è basata su una scheda (Benedetti e Petrini 1984, GNDT 1994) che raccoglie informazioni tipologiche e costruttive su ogni singolo edificio . Dato l'accurato rilievo necessario per la compilazione di tale scheda, quest'ultima è incompatibile con i tempi di gestione dell'emergenza. In effetti, la scheda è finalizzata ad analisi preventive di vulnerabilità sismica, ad esempio a supporto di valutazioni di costo/benefici di operazioni sistematiche di rinforzo degli edifici. Inoltre, si può osservare come la scheda di 2º livello da un lato richiede la compilazione preliminare della scheda di 1º livello, dall'altro presenta una serie di sovrapposizioni di dati ed informazioni, nonché una non completa utilizzazione delle informazioni già codificate al 1º livello ( si vedano ad esempio le informazioni sul danno, o quelle relative alla tipologia dei solai e della copertura). Si tratta dunque di una procedura sostanzialmente, ma non totalmente autonoma rispetto a quella di 1º livello, e inadatta, nonostante la complessità del rilievo, a fornire le informazioni necessarie per metodologie basate su metodi di calcolo approssimati della resistenza sismica.



### G.N.D.T. – SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (CALCESTRUZZO ARMATO)



	Codice ISTAT Province	ia <sup>1</sup>   _	Codice ISTAT Comune 4
	PARAMETRI	Classi	ELEMENTI DI VALUTAZIONE E SCHEMI – RICHIAMI
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE	ı_ı	La valutazione va riferita alla direzione più debole.  1 Pareti in c.a. in entrambi le direzione 2 Pilastri e travi alte 3 Pilastri e travi in spessore di solaio 4 Altro 5 Non so
2	DISTIBUZIONE DELLE TAMPONATURE	<u> _ </u>	Considerare solo le tamponature esterne e i campi di tamponatura pieni per più del 70% a contatto con la maglia strutturale (travi e pilastri).  A Su 4 lati esterni B Su 3 lati esterni C Su 2 lati esterni D Su 1 lato esterno
3	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	Forma	Il nucleo scale e ascensore sono da considerarsi resistenti quando sono realizzati o in pareti di c.a. o a struttura intelaiata con tamponatura consistente (Blocchi cls o tufo, mattoni pieni o forati doppio UNI)  1 Forma compatta con nucleo scala/ascensore resistente centrale 2 Forma compatta con nucleo scala/ascensore resistente eccentrico 3 Forma non compatta con nucleo scala ascensore resistente centrale 4 Forma non compatta con nucleo scala/ascensore resistente eccentrico
4	IRREGOLARITA IN ELEVAZIONE	Piano debole    Pilastri tozzi	Per piano debole si intende un piano che ha una rigidezza ridotta rispetto agli altri come il caso di piano pilotis o piani con grandi aperture o piani privi di tamponature o tamponature poste in aggetto o arretrate rispetto alla maglia strutturale  A Assente  B Diverso dal piano terra con nucleo scala/ascensore resistente  C Al piano terra con nucleo scala/ascensore resistente  D Diverso dal piano terra senza nucleo scala/ascensore resistente  E Al piano terra senza nucleo scala/ascensore resistente  1 Assenti 2 Per travi a ginocchio o piani sfalsati 3 Per finestre a nastro 4 Altro

Figura 3.1.3 Scheda di vulnerabilità di II livello per edifici in c.a.



# 3.2 Matrici di probabilità di danno

Il metodo delle Matrici di Probabilità di Danno (DPM: Damage Probability Matrix), fu messo a punto da F. Braga39 et al., sulla base dei danni rilevati a seguito del terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980. In occasione di quel terremoto fu condotta un' estesa campagna di rilevamento censendo circa 38.000 edifici nei 41 Comuni colpiti dal sisma. L' elaborazione statistica dei dati consentì, per le diverse tipologie più ricorrenti nelle aree colpite, la definizione delle predette DPM. La valutazione della vulnerabilità strutturale col metodo delle Matrici di Probabilità di Danno (denominato anche metodo di I livello) è di tipo quantitativo, tipologico, statistico e diretto. Quantitativo, perché fornisce il risultato (danno) in forma numerica (probabilistica o deterministica); tipologico, perchè valuta il comportamento sismico delle costruzioni attraverso l'attribuzione delle stesse ad una certa tipologia strutturale individuata da poche caratteristiche essenziali (es. tipo di strutture verticali e orizzontali); statistico, perchè ricerca il risultato attraverso l'elaborazione statistica di dati osservati e rilevati dopo eventi sismici; diretto, perchè fornisce il risultato come previsione tra l'intensità del sisma e la probabilità di danneggiamento degli edifici. *Le matrici di probabilità di danno* esprimono la probabilità che si verifichi un certo livello di danno per ogni intensità sismica. In linea teorica, quindi, esse possono essere costruite facendo riferimento ad una generica scala di danno, sia essa espressa in termini di costi (ad esempio come rapporto del costo di riparazione sul costo di ricostruzione), sia in termini fenomenologici cioè in base ad una stima qualitativa del diverso grado di danno che gli edifici possono subire. La scala MSK 76 (Medvedev, 1977) rappresenta la prima forma, sia pur incompleta, di matrice di probabilità di danno, generata per le tre categorie di costruzioni in essa individuate. Nella scala, in particolare, è proposta la prima distinzione degli edifici secondo tre classi di vulnerabilità, individuate in base al materiale costruttivo; sono definite di tipo A le costruzioni in pietrame, di tipo B quelle in mattoni e di tipo C le costruzioni armate, avendosi, naturalmente, vulnerabilità decrescente nel passaggio dalla classe A alla C. L'attribuzione dell'intensità dei terremoti nella scala MSK è effettuata in base agli scenari di danno riscontrati sul territorio; il livello di danno è distinto in 6 gradi:

- Nessun danno
- 2. Danno lieve: caduta o fessurazione dell'intonaco;
- 3. Danno medio: lesioni nelle pareti e caduta dell'intonaco;



- 4. Danno grave: lesioni grandi e profonde nelle pareti;
- 5. Danno distruttivo: crollo di tramezzi, tompagni e crolli parziali;
- 6. Danno totale: collasso dell'edificio.

La scala MSK prevede 12 gradi di intensità sismica; i primi 4 sono associati ad aspetti fenomenologici causati dal moto al suolo (con danno nullo alle costruzioni) e riproducono fedelmente le descrizioni della scala MCS corrispondenti alle intensità dalla I alla IV della stessa. Anche l'undicesimo ed il dodicesimo grado corrispondono alle descrizioni date nella MCS. A partire dal quinto grado e fino al decimo, invece, l'intensità del terremoto è legata all'entità dei danni provocati alle strutture, classificabili secondo la scala di danno su riportata. Le intensità macrosismiche della scala sono attribuite in base alla percentuale danneggiata di edifici di ogni categoria e del livello di danni da essi subito. Raggruppando la quantità di edifici danneggiati in tre intervalli percentuali, calcolati sul totale degli edifici appartenenti a ciascuna classe, e corrispondenti rispettivamente a:

- pochi Edifici (circa il 5%),
- molti Edifici (circa il 50%)
- la Maggior Parte degli Edifici (circa il 75%),
- la scala è scandita così come descritto nella tabella che segue (Tabella 3).

Intensità MSK	CLASSE A	CLASSE B	CLASSE C
V	5% danno 1	-	-
VI	5% danno 2 50% danno 1	5% danno 1	-
VII	5% danno 4 50% danno 3	50% danno 2 5% danno 3	50% danno 1 5% danno 2
VIII	5% danno 5 50% danno 4	5% danno 4 50% danno 3	5% danno 3 50% danno 2
IX	50% danno 54	5% danno 5 50% danno 4	5% danno 4 50% danno 3
X	75% danno 5	50% danno 5	5% danno 5 50% danno 4

Tabella 3: Scala di intensità macrosismica per le diverse classi di edifici (Polese, 2002)

Si vede quindi, che la scala MSK fornisce, in linea teorica, la frequenza dei diversi livelli di danno in funzione della generica tipologia e dell'intensità. Tale metodo ha quindi l'indubbio vantaggio di non essere legato ad una specifica realtà territoriale, tuttavia le classi tipologiche in esso individuate non tengono conto delle più moderne tecnologie costruttive (costruzioni in



acciaio etc.), inoltre i criteri di attribuzione alle tre classi, basati esclusivamente sul materiale di costruzione, risultano piuttosto grossolani. Ancora, le percentuali edilizie danneggiate fornite dai tre intervalli di danneggiamento previsti sono troppo approssimate ed inoltre la descrizione della scala non è completa, in quanto essa non è articolata su tutti i livelli di danno per le varie intensità. Il formato generale di una DPM è quello mostrato in Tabella 4.

Intensità	Livello di Danno											
Intensita	0	1		Dk		$\mathrm{Dk}_{\mathrm{max}}$						
VI	%	%	%	%	%	%						
	%	%	%	%	%	%						
I	%	%	%	p[Dk I,T]	%	%						
	%	%	%	%	%	%						
$I_{max}$	%	%	%	%	%	%						

Tabella 4: Generica Matrice di Probabilità di Danno (Polese, 2002)

Ogni elemento della matrice rappresenta, quindi, la probabilità condizionata che si verifichi il livello di danno Dk data l'intensità I e la classe tipologica T, ed è esprimibile sinteticamente nel seguente modo p/Dk|I,T|. Le DPM possono essere ricavate facendo riferimento a dati di danno osservato o per via analitica; in quest' ultimo caso ci si riconduce alla costruzione di vere e proprie curve di fragilità, sia pure in forma discreta, per ciascuna categoria di edifici. L'origine classica delle DPM, tuttavia, è quella che prevede l'elaborazione statistica di dati e informazioni sul costruito reperiti da osservazioni sul campo. È chiaro che la possibilità di costruire siffatte matrici è subordinata alla disponibilità di un campione numeroso di osservazioni e/o classificazione dei danni nella scala prescelta su edifici di ciascuna classe T considerata e per diversi livelli di intensità sismica. Vista l'estrema onerosità del reperimento di questo tipo di informazioni (è necessario avere a disposizione i risultati completi del rilievo dei danni provocati da uno o più terremoti in modo tale da coprire le informazioni relative alle diverse intensità ed alle diverse categorie di edifici) sono pochissimi i casi in cui sono state costruite siffatte matrici ed essi, significativi per le realtà territoriali alle quali è esteso il campione di rilevamento dei danni, perdono validità se applicati ad un tessuto costruttivo diverso da quello contemplato dalle tipologie costruttive individuate. A titolo di esempio si riportano nella Tabella 5, le DPM costruite da Braga- Dolce-Liberatore (1982, 1985) sulla base dei dati delle schede di rilevamento dei danni dei 41 comuni danneggiati dal terremoto dell'Irpinia del 1980.



			-									
CLASSE A												
Intensità	Livello di Danno											
Intensita	0	1	2	3	4	5						
VI	0.188	0.373	0.296	0.117	0.023	0.002						
VII	0.064	0.234	0.344	0.252	0.092	0.014						
VIII	0.002	0.020	0.108	0.287	0.381	0.202						
IX	0.0	0.001	0.017	0.111	0.372	0.498						
X	0.0	0.0	0.002	0.030	0.234	0.734						

						/							
	CLASSE B												
Interest	Livello di Danno												
Intensità	0	1	2	3	4	5							
VI	0.36	0.408	0.185	0.042	0.005	0.0							
VII	0.188	0.373	0.296	0.117	0.023	0.002							
VIII	0.031	0.155	0.312	0.313	0.157	0.032							
IX	0.002	0.022	0.114	0.293	0.376	0.193							
X	0.0	0.001	0.017	0.111	0.372	0.498							

CLASSE C						
Intensità	Livello di Danno					
	0	1	2	3	4	5
VI	0.715	0.248	0.035	0.002	0.0	0.0
VII	0.401	0.402	0.161	0.032	0.003	0.0
VIII	0.131	0.329	0.330	0.165	0.041	0.004
IX	0.050	0.206	0.337	0.276	0.113	0.018
X	0.005	0.049	0.181	0.336	0.312	0.116

Tabella 5: DPM costruite da Braga-Dolce-Liberatore a seguito del terremoto dell'Irpinia '80 (Polese, 2002)

Gli autori, inoltre, hanno tentato di ridefinire le tipologie edilizie tenendo conto di tutte le possibili combinazioni di elementi strutturali (presenti all'epoca del rilievo nel territorio Irpino) e della loro influenza sulla resistenza sismica degli edifici. Prendendo inizialmente in considerazione una serie di fattori significativi, quali la tipologia delle strutture verticali e orizzontali, dei tetti, le altezze degli edifici, il numero di pareti in comune con edifici adiacenti e l'età del fabbricato, ed analizzando i danni subiti da un campione di 36.000 edifici esaminati, gli autori hanno riscontrato la maggiore influenza sulla resistenza degli edifici della



tipologia di orizzontamenti e del tipo di strutture verticali. Questi due 'fattori strutturali' si possono presentare, a loro volta, con diverse caratteristiche strutturali (solai in legno, in c.a. etc.; muratura in pietrame non squadrato, in mattoni etc.) e la loro varia combinazione dà luogo, complessivamente, a 13 tipologie edilizie, come mostra la tabella che segue (Tabella 6).

STRUTTURE ORIZZONTALI	STRUTTURE VERTICALI				
	Muratura in pietrame non squadrato	Muratura in pietrame sbozzato	Muratura in mattoni o blocchi	Cemento armato	
Volte	1	5	9	\	
Solai in legno	2	6	10	\	
Solai con putrelle	3	7	11	\	
Solai in c.a.	4	8	12	13	

Tabella 6: Tipologie edilizie considerate nelle DPM di Braga-Dolce-Liberatore (Polese, 2002)

Queste ultime, sono state riaggregate nelle tre classi di vulnerabilità A B e C imponendo la massima verosimiglianza fra le matrici DPM generate per ciascuna di esse e le matrici generate per le tipologie corrispondenti alle classi A B e C della scala MSK. In tal modo si è instaurata la corrispondenza riportata in Tabella 7.

STRUTTURE ORIZZONTALI	STRUTTURE VERTICALI				
	Muratura in pietrame non squadrato	Muratura in pietrame sbozzato	Muratura in mattoni o blocchi	Cemento armato	
Volte	A	A	A	\	
Solai in legno	A	A	C	\	
Solai con putrelle	В	В	C	\	
Solai in c.a.	C	C	C	C	

Tabella 7: Associazione della classe di vulnerabilità a ciascuna tipologia edilizia (Polese, 2002)

Le DPM sono molto utili se utilizzate per la determinazione della vulnerabilità di un edificio, o di una classe di edifici, in base alla sola individuazione della relativa classe di appartenenza. Esse si rivelano quindi un valido supporto per l'esecuzione di indagini di rischio a scala



territoriale in quanto consentono, in tempi relativamente brevi, di tracciare una stima quantitativa delle entità dei danni che si profilano per uno scenario sismico ipotizzato (cioè per date intensità macrosismiche).

# 3.3 Curve di fragilità

La costruzione delle curve di fragilità per il particolare sistema strutturale permette di stimare il grado di danno atteso per ogni livello di intensità sismica rappresentando perciò il modo concettualmente più chiaro, ed anche il più completo, di effettuare la stima della vulnerabilità del singolo edificio. In generale una curva di fragilità di un edificio rappresenta, al variare dell'intensità sismica, la probabilità che l'edificio raggiunga un particolare stato limite contemplato. In termini matematici ciò si esprime tramite la funzione di probabilità condizionata P[SL|I] dove SL|I esprime il raggiungimento di uno stato limite (ovvero di prefissate soglie di danno) per il valore dell'intensità sismica I, che può essere rappresentata dalla PGA, PGV, dall'accelerazione spettrale etc. a seconda degli scopi del caso. Per ogni edificio, naturalmente, è possibile costruire più curve di fragilità, ognuna corrispondente ad un prefissato stato limite. Un esempio di curve di fragilità costruite in funzione dell'accelerazione di picco al suolo quale parametro di intensità sismica (PGA – peak ground acceleration) è riportato in Figura 3.3.1; dove sono rappresentate simultaneamente tre curve di fragilità ricavate per lo stesso sistema strutturale e corrispondenti, ciascuna, al raggiungimento di un diverso stato limite (danno insignificante; danno lieve; danno grave). Bisogna tuttavia distinguere il caso in cui si vuole studiare un singolo edificio, tenendo conto di tutti i suoi particolari e delle caratteristiche che lo contraddistinguono, dal caso in cui si voglia studiare un campione di edifici di una certa zona rappresentato da una classe tipologica.

Nel primo caso, infatti, data la completezza e l'esattezza dei dati di input, è possibile spingersi a livelli di dettaglio moto elevati e ricavare le curve di fragilità per dati livelli di danno in modo analitico attraverso simulazioni numeriche sulla risposta sismica dell'edificio. In generale, visto il grande onere computazionale e di modellazione questa operazione è rivolta ad edifici con particolare valore strategico o storico monumentale.

Nel secondo caso, invece, poiché si studia una classe di edifici che può essere rappresentata da macroparametri quali la forma, le dimensioni, l'anno di costruzione, etc., si finisce per studiare un edificio "medio" in cui c'è la difficoltà di considerare, con un approccio di tipo



analitico, l'influenza di tutti i macroparametri sul comportamento sismico della struttura. È per questo motivo che le curve di fragilità di classi tipologiche di edifici vengono costruite empiricamente tramite un'analisi statistica dei dati riguardanti il comportamento di edifici riconducibili tutti ad una stessa classe.

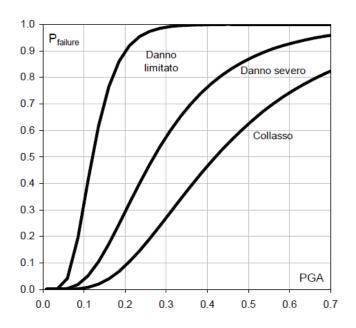


Figura 3.3.1 Curve di fragilità di un edificio (Polese, 2002)

## 3.4 Il metodo Is

Il metodo Is è descritto nelle "Regole per la valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato". Esse furono pubblicate per la prima volta nel 1977 e riviste nel 1990 e successivamente nel 2001 e possono essere applicate per edifici esistenti in cemento armato danneggiati, esclusi gli edifici più alti di sette piani. Il metodo consente di valutare le prestazioni sismiche di edifici esistenti in cemento armato adottando una procedura articolata in tre livelli con approfondimento e complessità crescenti. La vulnerabilità sismica dell'edificio è valutata attraverso la definizione dell'indice sismico della struttura,  $I_S$ . Per esprimere l'adeguatezza dell' edificio a resistere ad un evento sismico, tale valore viene poi confrontato con un valore standard Iso, ottenuto dall'osservazione del danno prodotto dai passati terremoti e dall' applicazione della metodologia prodotta su edifici in c.a. integri e danneggiati.

La procedura prevede tre possibilità in base al valore che assume l'indice  $I_S$ :



- un valore di Is ≥ Iso, indica una condizione di bassa vulnerabilità per tutti e tre i livelli di procedura e quindi una condizione di sicurezza per la struttura;
- un valore di *Is* << *Iso*, corrisponde ad una vulnerabilità elevata che richiede un intervento di rafforzamento o di demolizione della struttura;
- un valore di *Is* < *Iso* esprime una situazione incerta. Quando *Is* è di poco inferiore ad *Iso* (*Is* all'interno di un intervallo compreso tra *Iso* ed un limite inferiore fornito dal metodo ancora sulla base dell'osservazione del danno prodotto sugli edifici in c.a. dai passati terremoti) è suggerita una valutazione più approfondita al livello superiore.

L'indice sismico della struttura viene calcolato, per ciascun piano dell'edificio e per ognuna delle due direzioni principali in pianta, adoperando l'equazione:

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T$$

dove:

 $E_0$  è un subindice sismico della prestazione strutturale;

 $S_D$  è un subindice sismico della configurazione strutturale;

T è un subindice sismico del deterioramento dipendente dal tempo.

Il valore  $I_S$  relativo all'intero edificio, da confrontare con il valore di riferimento Iso, è quello calcolato per il piano debole nella direzione debole. Il subindice  $E_0$  fornisce il contributo più importante nella valutazione delle prestazioni sismiche della struttura; infatti nel calcolo di  $E_0$  vengono considerati la resistenza ultima e la duttilità degli elementi strutturali, la modalità di rottura, il numero totale di piani ed il numero (posizione) del piano che si sta esaminando. Il subindice  $E_0$  è proporzionale al prodotto tra l'indice di resistenza C e l'indice di duttilità F:

$$E_0 \propto C \cdot F$$

Il subindice  $S_D$  tiene conto dell'irregolarità morfologica, nonché della distribuzione delle masse e della rigidezza nell'edificio. Viene valutato elaborando opportunamente i dati rilevati sul campo. Nella procedura di primo livello  $S_D$  varia tra 0,43 e 1, mentre nelle procedure di secondo e terzo livello varia tra 0,42 e 1,42. L'influenza del deterioramento dell'edificio dovuta al passare del tempo è tenuta in conto con il subindice T. Esso si valuta mediante



indagini in sito e pesando opportunamente una serie di fattori che influiscono sullo stato di conservazione dell'edificio.

Nella procedura di primo livello T assume valori compresi tra 0,7 e 1, mentre nelle procedure di secondo e terzo livello T varia tra 0,49 e 1.

I passi essenziali nell'applicazione della procedura ai diversi livelli vengono di seguito sinteticamente descritti.

Nella **procedura di primo livello**, la resistenza ultima dell'edificio è stimata in modo estremamente semplificato, calcolando speditamente  $E_0$ ,  $S_D$  e T In particolare, il subindice  $E_0$  viene calcolato sulla base della somma delle aree delle sezioni trasversali delle colonne e delle pareti e della loro resistenza media. Una volta calcolato l'indice sismico  $I_S$ , esso viene confrontato con il valore dell'indice di decisione sismica  $I_{S0}$ , stimato sulla base delle analisi del danneggiamento rilevato in alcuni terremoti passati (Tokachi-oki del 1968, Miyagi-ken Oki del 1978, Hyogo-ken Nambu del 1995). Un edificio viene considerato "sicuro" se l'indice sismico  $I_S$  è maggiore di 0,8. Se l'indice è compreso tra 0,52 e 0,8 si può ritenere che la struttura possieda una discreta resistenza sismica, tuttavia si raccomanda di eseguire valutazioni più approfondite mediante la procedura di secondo livello. Infatti, un punteggio basso ottenuto con la procedura di primo livello indica che la struttura non possiede una sufficiente resistenza laterale, ma potrebbe non essere indicativo di cattive prestazioni in caso di sisma, in quanto nella valutazione non è stata presa in considerazione la capacità duttile della struttura. Pertanto, prima di assumere decisioni su eventuali interventi, è raccomandabile eseguire valutazioni di livello superiore.

Nella **procedura di secondo livello**, la resistenza e la duttilità degli elementi verticali, come colonne e pareti, vengono calcolate applicando criteri di capacity design. Il subindice  $E_0$  si calcola in base alla resistenza ultima, alla modalità di collasso ed alla duttilità delle colonne e delle pareti con l'assunzione di travi infinitamente rigide. I subindici  $S_D$  e T sono stimati in modo relativamente più complesso in confronto a quanto effettuato nella procedura di primo livello. Il valore calcolato dell'indice sismico della struttura,  $I_S$ , va confrontato con valori dell'indice di decisione sismica  $I_{S0}$  leggermente diversi rispetto al primo livello. Per valori di  $I_S$  maggiori di 0,6 l'edificio viene ritenuto "sicuro". Per valori compresi tra 0,4 e



0,6 è opportuno eseguire valutazioni più approfondite mediante la procedura di terzo livello. Per valori inferiori a 0,4 la probabilità di danneggiamento severo è elevata e cresce al diminuire del valore dell'indice.

Nella **procedura di terzo livello** vengono portate in conto le capacità ultime, sia in termini di resistenza che di deformazione, di tutti gli elementi strutturali. Il subindice  $E_0$  viene calcolato a partire dalla resistenza ultima, dalle modalità di collasso e dalla duttilità di colonne e pareti, basandosi sul meccanismo di collasso della struttura e tenendo in considerazione la resistenza delle travi e la possibilità di ribaltamento delle pareti. La stima dei sottoindici  $S_D$  e T viene effettuata allo stesso modo della procedura di secondo livello. Le prestazioni sismiche della struttura sono valutate, come già specificato precedentemente confrontando l'indice sismico della struttura  $I_S$  con l'indice di decisione sismica della struttura  $I_{S0}$ , calcolato con la seguente equazione:

$$I_{S0} = E_S \cdot Z \cdot G \cdot U$$

dove:

 $E_S$  è l' indice di riferimento della resistenza sismica, si assume  $E_S$  = 0,8 per la procedura di primo livello, ed  $E_S$  = 0,6 per la procedura di secondo livello.

Z è l' indice di zona in relazione al fattore di microzonazione,  $0.7 \le Z \le 1.0$ .

G è l'indice di terreno per effetti topografici,  $G \ge 1,0$ ; G = 1,0 per terreno comune; G = 1,1 in altri casi (forte pendio, collina, etc.).

Uè l' indice d'uso legato all'importanza dell'edificio,  $U \ge 1.0$ ; U=1.0 per edifici comuni.

I valori standard dell'indice  $E_S$  sono stati ottenuti dall'applicazione della metodologia descritta ad edifici integri o danneggiati da terremoti avvenuti in Giappone tra il 1968 e il 1995. Assumendo i coefficienti Z, G, U presenti nella formulazione precedente di valore unitario, dunque considerando soltanto le caratteristiche dell'edificio nel calcolo di Iso, si ottiene che il valore di riferimento di Iso applicando la procedura di secondo livello è pari a 0,6.



# 3.5 Metodo proposto da Calvi

Il metodo semiquantitativo proposto da Calvi nel 1999 è un metodo per la stima della vulnerabilità di classi di edifici ed è applicabile per la valutazione di scenari di danno su porzioni estese di territorio fornendo risultati inaffidabili se invece utilizzato per la stima di vulnerabilità di campioni di edifici troppo ristretti. Il metodo, è realizzato in modo da essere utilizzato anche senza la necessità di eseguire indagini sul campo; di conseguenza, il livello di informazioni sul costruito richieste in input è minimo e desumibile da banche dati facilmente accessibili (tipo dati Istat). Esso consente di determinare la probabilità di raggiungimento di un certo grado di danno (scandito, come si vedrà, da prefissate soglie di stati limite) per ciascuna classe di edifici individuata e per ogni grado di intensità sismica contemplata. La classificazione del patrimonio edilizio nelle diverse tipologie costruttive è funzione del tipo di analisi da svolgere; poiché, infatti, il metodo è di tipo meccanico, è previsto uno studio analitico del comportamento sismico della struttura ed a tal fine si adotta, per ciascuna tipologia di struttura individuata, un modello 'equivalente' opportunamente caratterizzato. Si considerano, dunque, tre classi tipologiche:

- 1. edifici in cemento armato progettati in base a prescrizioni sismiche (classe I);
- 2. edifici in cemento armato non progettati in base a prescrizioni sismiche(classe II);
- 3. edifici in muratura (classe III).

Gli edifici in muratura appartengono tutti ad un'unica classe valendo il presupposto che nessuno di essi sia stato costruito seguendo specifiche prescrizioni sismiche. Ci si aspetta, quindi, che il comportamento sismico degli stessi sia 'modellabile' adottando lo stesso sistema equivalente (cambiandone alcune caratteristiche a seconda dello stato limite considerato) e che la risposta sia diversa esclusivamente in funzione di parametri macroscopici quali il numero di piani. Per gli edifici in c.a. non è possibile fare la stessa ipotesi, infatti il comportamento degli stessi può essere sostanzialmente diverso a seconda della 'bontà' del sistema strutturale. Una costruzione che segua i moderni principi del capacity design, ed i cui dettagli costruttivi siano curati (passo delle staffe, ancoraggio delle barre, nodi trave-colonna), infatti, si comporta meglio ed in modo qualitativamente diverso rispetto ad una che sia carente nei confronti di questi aspetti. La modellazione del rispettivo comportamento, quindi, deve tenere conto di tali differenze. Come si vede la classificazione del patrimonio costruito è immediata, essendo sufficienti semplici informazioni quali il



materiale costruttivo (muratura o c.a.), il numero di piani e l'anno di progetto (quest'ultimo dato è discriminante in relazione o di specifiche prescrizioni per la progettazione in zona sismica degli edifici in c.a., ed è quindi ritenuto adeguato, in questo grado di approssimazione, a catalogare l'edificio come appartenente alla classe I o II) per individuare la rispettiva classe di ogni struttura. La valutazione della relativa vulnerabilità dipende dalla misura del danno atteso in una scala di danno scandita in funzione di prefissati stati limite. Si considerano, in particolare, quattro stati limite di interesse per lo studio di scenari di danno, così come riportato nella tabella che segue (Tabella 8).

Edifici non danneggiati	la domanda non supera LS1	
Edifici poco danneggiati,	la domanda supera LS1 ma non	
utilizzabili	LS2	
Edifici con danno esteso, ma	la domanda supera LS2 ma non	
riparabili	LS3	
Edifici non collassati, ma con	la domanda supera LS3 ma non	
danno talmente esteso da dover	LS4	
essere demoliti	1.54	
Edifici collassati	la domanda supera LS4	

Tabella 8: Stati Limite considerati per lo scenario di danno (Grant, 2006)

La metodologia di valutazione, in particolare, segue un approccio agli spostamenti; gli stati limite (LS da limit states), quindi, sono definiti in relazione alla capacità deformativa degli elementi considerati. Vista la notevole incidenza che il danno alle parti non strutturali di un edificio (tamponature, infissi etc.) può avere sulla quantificazione monetaria delle perdite, viene valutato in maniera esplicita anche il danno agli elementi non strutturali, previa definizione di una soglia di danno non strutturale per ogni stato limite. Sulla base delle indicazioni riportate in letteratura e nelle prescrizioni normative, ed a seguito di una rielaborazione delle stesse basata sull'esperienza e su considerazioni qualitative circa il reale comportamento delle strutture, sono fornite, per ogni stato limite, delle indicazioni quantitative circa i suddetti limiti deformativi. Il danno strutturale per le costruzioni in c.a., in particolare, viene ricondotto alla crisi dei rispettivi sub-elementi e quindi sono suggeriti dei limiti deformativi in termini di deformazione massima di acciaio ( $\epsilon_s$ ) e calcestruzzo ( $\epsilon_c$ ). Il danno non strutturale, invece, viene valutato solo rispetto a soglie di spostamento relativo



d'interpiano  $\delta$  (adimensionalizzato rispetto all'altezza d'interpiano), così come per il caso del danno degli edifici in muratura.

In Tabella 9 sono riassunte le indicazioni fornite per ciascuno stato limite e per ognuna delle tre categorie di danno (strutturale c.a., non strutturale c.a., muratura) considerate.

Stato limite	Danno strutturale	Danno non strutturale	Danno per edifici in muratura
LS1	-	δ 0.1%÷0.3%	-
LS2	ε <sub>c</sub> 0.0035-0.004 ε <sub>s</sub> 0.01-0.015	δ 0.3%÷0.5%	δ 0.3%
LS3	ε <sub>c</sub> 0.006-0.01 ε <sub>s</sub> 0.03-0.04	δ 0.5%÷1.5%	δ 0.5%
LS4	-	-	-

Tabella 9: Valori di soglia per ogni Stato Limite in termini di deformazione e spostamento d'interpiano (Grant, 2006)

La stima della vulnerabilità, come detto, avviene confrontando capacità e domanda che, in un approccio agli spostamenti, sono espresse in termini di soglie deformative.

La capacità strutturale viene quindi determinata per ogni tipologia strutturale individuata e per ogni stato limite considerato adottando il metodo del 'sistema equivalente', ovvero sostituendo la struttura reale (della quale, del resto, null'altro è tenuto conoscere oltre al numero di piani, all'epoca di costruzione ed al materiale edilizio) con un sistema equivalente ad un solo grado di libertà definito in termini di una rigidezza secante e di uno smorzamento viscoso equivalente da determinarsi in corrispondenza di ciascuno stato limite. Si effettua, così, l'analisi limite per ogni singola coppia (categoria edilizia - stato limite) ottenendo, sia pur in maniera molto poco approssimata, la soglia di spostamento, o di rotazione d'interpiano, corrispondente. Si tratta di un'analisi svolta per categorie di edifici, le cui caratteristiche geometriche essenziali quali altezza d'interpiano, sezione trasversale delle colonne etc., non assegnate deterministicamente in input all'analisi meccanica svolta, presentano necessariamente una certa variabilità all'interno di intervalli ricorrenti. Si suppone, ad esempio, che l'altezza delle colonne di edifici in c.a. vari fra i 3 ed i 4.5 m, mentre la sezione trasversale delle stesse può variare fra i 0.3 ed i 0.5 m. Di conseguenza il risultato dell'analisi limite è espresso sotto forma di intervalli di valori, Cmin-Cmax, all'interno dei quali ci si attende che ricada la capacità strutturale. Anche la rigidezza secante al punto target (capacità)



di spostamento e la duttilità, naturalmente, variano all'interno di intervalli, determinandosi, così, la variabilità del periodo fondamentale di vibrazione e dello smorzamento viscoso equivalente (che dipende dalla duttilità) caratterizzanti il sistema equivalente, fra due soglie Tmin, Tmax e µmin, µmax.

La domanda sismica, nell'approccio agli spostamenti considerato, è espressa in forma di spettri di spostamento. In linea generale tali spettri possono essere spettri di progetto assegnati per diverse categorie di terreno di fondazione o possono, altresì, derivare da studi più dettagliati effettuati per l'area territoriale indagata (di qui la possibilità di integrare in input le caratteristiche dell'azione sismica). Per tenere conto della dissipazione energetica che il sistema è in grado di esplicare in campo plastico, lo spettro elastico viene corretto in funzione della duttilità richiesta o, analogamente, di uno smorzamento viscoso equivalente. Lo smorzamento viscoso equivalente determinato per ogni stato limite corrisponde al target di duttilità relativo allo spostamento limite imposto, ed è quindi adatto a correggere lo spettro elastico. Ogni stato limite, così, può essere rappresentato da un rettangolo nel piano dello spettro di spostamento, definito in ascisse dai limiti Tmin e Tmax caratterizzanti il periodo fondamentale di vibrazione del sistema, ed in ordinate dalle soglie Cmin e Cmax di capacità di spostamento della tipologia edilizia indagata. L'intersezione dello spettro di risposta scalato con il rettangolo di capacità ricavato per ogni stato limite rappresenta la soglia di sicurezza per il fissato LS e per la tipologia di spettro adottata. Integrando una funzione densità di probabilità in tali aree (al di sotto ed al di sopra della soglia limite) si ottiene la probabilità di superamento del prescelto stato limite (Figura 3.5.1). In questo tipo di analisi, l'aleatorietà della stima è legata essenzialmente alle incertezze nella valutazione dell' effettiva capacità strutturale (dovute alle poche informazioni di input sul patrimonio edilizio), mentre l'input sismico è assegnato in maniera deterministica tramite un prefissato spettro di spostamento. È chiaro, quindi, che la metodologia costituisce un valido strumento per l'esecuzione di indagini di scenario a grande scala, in cui si valutano gli effetti sul territorio a seguito di uno specifico evento sismico, mentre risulterebbe inadeguata se finalizzata all'esecuzione di un'analisi di rischio, in cui anche l'input sismico va trattato esplicitamente in modo probabilistico.



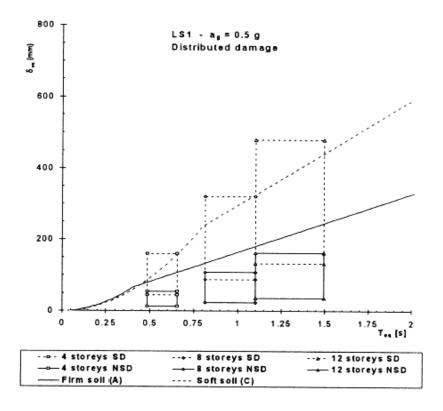


Figura 3.5.1 Metodo proposto da Calvi (Grant, 2006)

# 3.6 Il Capacity Spectrum Method

Il Capacity Spectrum Method (CSM) rappresenta uno dei metodi semplificati basati su un approccio agli spostamenti per l'analisi del comportamento non lineare delle strutture e che consente di valutare quale è l'effettivo spostamento massimo richiesto ad una struttura per l'avvento di un particolare fenomeno sismico. Tale metodo, proposto da Freeman nel 1975 ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica confronta la domanda, rappresentata da spettri elastici con smorzamento equivalente alla dissipazione isteretica con la capacità della struttura rappresentata da una curva forza-spostamento ottenuta da un'analisi statica non lineare (push-over). Le due curve per essere confrontabili devono essere trasformate in coordinate comuni. Lo spettro di capacità (così è chiamata la curva di capacità quando rappresentata in uno spettro di risposta) si ottiene trasformando il taglio alla base V e lo spostamento al tetto  $\Delta_{tetto}$  (cioè le grandezze relative alla curva di capacità) in accelerazioni e spostamenti spettrali,  $S_a$  ed  $S_d$ , relativi al primo modo; ciò si fa tenendo conto del fattore di partecipazione del primo modo e della sua massa partecipante, tramite le due seguenti equazioni:



$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$
  $S_d = \frac{\Delta_{tetto}}{P F_1 \Phi_{tetto,1}}$ 

dove:

V= taglio alla base;

W= peso dell'intero edificio, comprensivo dei sovraccarichi fissi;

 $\alpha_1$ = massa partecipante del primo modo elastico;

 $\Delta_{\text{tetto}}$  = spostamento al tetto;

PF<sub>1</sub>= fattore di partecipazione del primo modo elastico;

 $\Box_{\text{tetto},1}$ = ampiezza del primo modo, al tetto.

Lo spettro di richiesta che viene utilizzato in questa procedura è lo spettro accelerazione-spostamenti (Acceleration – Displacement - Response - Spectra ADRS): in tale tipo di spettro le linee uscenti dall'origine hanno periodo costante  $\left(T = 2\pi (S_d/S_a)^{1/2}\right)$ , mentre nella rappresentazione spettrale cui normalmente si fa riferimento il periodo T è una coordinata spettrale, assieme all'accelerazione spettrale (spettro di accelerazione) o agli spostamenti spettrali (spettro di spostamento) (Figura 3.6.1).

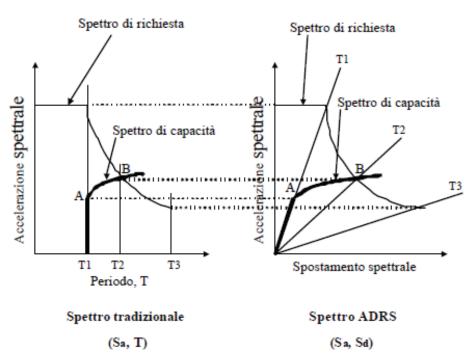


Figura 3.6.1 Confronto tra la forma classica dello spettro di risposta, e la forma ADRS (Polese,2002)



Le coordinate spettrali relative allo spettro di richiesta elastico (di un oscillatore che si mantiene elastico per il particolare evento sismico in questione) vanno opportunamente scalate per tener conto del comportamento inelastico della struttura. I coefficienti utilizzati per la riduzione delle coordinate spettrali sono forniti in funzione di uno smorzamento effettivo  $\beta_{eff}$ , che dipende dal coefficiente di smorzamento viscoso proprio della struttura e dallo smorzamento di natura isteretica, funzione dell'energia dissipata in cicli plastici; tale ultima aliquota di smorzamento dipende anche dalla qualità del sistema strutturale resistente al sisma e dalla durata dell'evento sismico stesso, e di ciò viene tenuto conto tramite un opportuno coefficiente k. Si riporta di seguito la formulazione per il calcolo di  $\beta_{eff}$ .

$$\beta_{eff} = K \beta_0 + 5$$

Lo smorzamento effettivo è dato quindi dalla somma dello smorzamento di natura viscosa (posto, nella generalità dei casi, pari al 5%) e di uno smorzamento di natura isteretica rappresentato come smorzamento viscoso equivalente,  $\beta_0$ , moltiplicato per il coefficiente correttivo k di cui detto prima. Per definizione  $\beta_0$  è dato dal seguente rapporto:

$$\beta_0 = E_d / (4\pi \cdot E_{s0})$$

in cui  $E_d$  è l'energia dissipata in un ciclo di isteresi ed  $E_{s0}$  è la massima energia di deformazione (Figura 3.6.2).

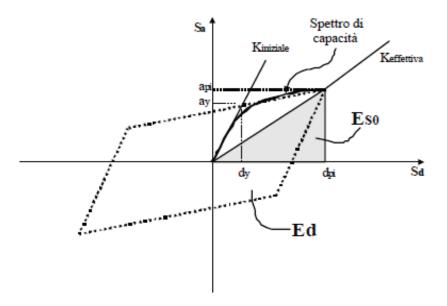


Figura 3.6.2 Ciclo di isteresi utilizzato per la determinazione del coefficiente  $\beta_0$  (Polese, 2002])



Lo scopo del CSM è, dunque, l'individuazione, con la maggiore precisione possibile, del punto di "performance" della struttura e ciò viene fatto utilizzando un procedimento iterativo: stabilito un valore di primo tentativo  $(a_{pi}, d_{pi})$  del punto di performance (per la scelta di tale punto si può far riferimento all'approssimazione di egual spostamento) si provvede alla valutazione dell'energia dissipabile istereticamente in corrispondenza dello spostamento  $d_{pi}$  e di conseguenza al calcolo dello smorzamento effettivo  $\beta$ eff, mediante il quale si determinano i coefficienti di riduzione dello spettro di risposta elastico ADRS a quello specifico relativo allo smorzamento equivalente dell'edificio in esame. In particolare:

$$SRA=1/BL \approx (3.21-0.68 \cdot \ln(\beta_{eff}))/2.12$$

è il coefficiente di riduzione nel campo delle costanti accelerazioni;

$$SRV = 1/BL \approx (3.21 - 0.41 \cdot \ln \beta_{eff})/1.65$$

è il coefficiente di riduzione nel campo delle velocità costanti.

Se l'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di richiesta modificato è un punto che si discosta poco (Figura 3.6.3) dal valore di primo tentativo (entro il 5%) si può accettare il valore prescelto e la coppia  $(a_{pi}, d_{pi})$  rappresenta il punto di "performance strutturale"; in caso contrario si parte dal nuovo punto per una seconda iterazione. Il valore dello spostamento in corrispondenza del punto di performance  $(d_{pdef})$  rappresenta il massimo spostamento strutturale atteso per l'evento sismico.

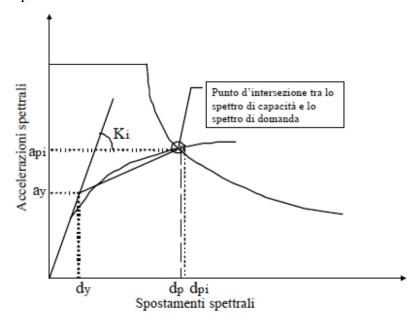


Figura 3.6.3 Determinazione del punto di performance (Polese, 2002)



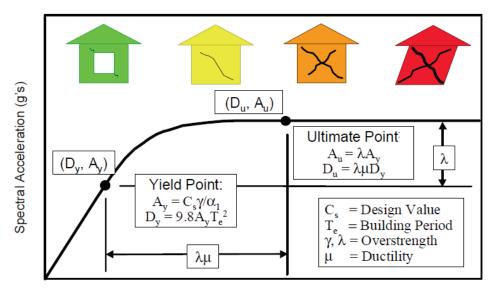
### 3.7 Il Metodo Hazus

Il metodo Hazus (1999) sviluppato dal FEMA (Federal Emergency Management Agency) rappresenta un notevole avanzamento nella valutazione della vulnerabilità sismica. Si tratta di un metodo che può essere considerato quantitativo, sebbene vi sia una componente basata sul giudizio di esperti e su dati euristici. *Il metodo permette di calcolare la probabilità che una classe di strutture subisca un danno di livello ds*.

La scala di danno è scandita da quattro stati limite: *lieve*, *moderato*, *esteso* e *totale*; per ciascuno dei quali è fornita una descrizione qualitativa in relazione alle diverse categorie strutturali. Nella valutazione probabilistica dei diversi gradi di danno che si possono verificare si tiene conto tanto della variabilità dell'input sismico quanto di quella della capacità della classe di edifici. Le classi di edifici sono individuate in base ad alcuni parametri distintivi per "caratterizzarne" il comportamento strutturale; tali parametri sono: la *categoria strutturale* (sono distinte 36 categorie, dalle villette unifamiliari in legno, ai telai in acciaio, alle costruzioni in c.a. agli edifici in muratura etc.), il *numero di piani* (sono assegnati tre intervalli di numero di piani significativi di edifici bassi, medi ed alti per ogni categoria strutturale) e *l'epoca di costruzione*, parametro quest'ultimo fondamentale per attribuire alle costruzioni la relativa classe normativa.

La **capacità** di una "classe" di edifici è espressa attraverso la cosiddetta curva di capacità, che esprime la resistenza laterale di un edificio in funzione di uno spostamento laterale significativo (ad esempio taglio alla base in funzione dello spostamento dell'ultimo impalcato). Tale curva, analoga ad una curva di push-over, viene ricavata in maniera semplificata, considerandone solo due punti rappresentativi: la capacità al limite plastico e la capacità ultima. In Figura 3.7.1 è rappresentata una curva di capacità ricavata in funzione dei due punti suddetti. Essa è espressa in termini di accelerazione e spostamento spettrale al fine di poter confrontare in modo agevole i valori della curva con la domanda sismica rappresentata in spettri di risposta.





Spectral Displacement (inches)

Figura 3.7.1 Determinazione della curva di capacità (Hazus®, 99)

Come si osserva dalla figura, i punti di snervamento ( $\delta y$ ,  $\alpha y$ ) ed ultimo ( $\delta u$ ,  $\alpha u$ ) sono funzione delle quantità  $C_s$ ,  $T_e$ ,  $\gamma$ ,  $\lambda$  e  $\mu$ .

- *C<sub>s</sub>* rappresenta la resistenza laterale degli edifici valutata come frazione del peso dell'edificio (una sorta di coefficiente di taglio alla base); essa è assegnata per ogni categoria strutturale ed è ricavata in base alla migliore stima possibile delle proprietà di progetto in relazione alla categoria strutturale ed alla sua classe normativa (si distingue, in particolare, in quattro classi normative: edifici che rispettano le prescrizioni più restrittive o *high code*, prescrizioni medie *moderate code*, basse *low code* e *pre-standard*).
- $T_e$  è il periodo di vibrazione fondamentale in campo elastico, calcolato con formule normative.
- $\gamma$  e  $\lambda$  sono fattori di sovra resistenza.
- μ è la duttilità.

Anche tali ultimi parametri derivano da considerazioni sulle indicazioni di progetto fornite dalle diverse variabili e tale variazione è rappresentata da una deviazione standard che, come si vedrà, "pesa" nella valutazione della probabilità di raggiungimento di uno stato limite. A titolo esemplificativo in Tabella 9 si riportano i valori di duttilità suggeriti (Kircher et al, 1997) per alcune classi di edifici.



Tipo edificio	Livello di progetto			
edificio	High-Code	Moderate-Code	Low-Code	Pre-Code
W1	8.0	6.0	6.0	6.0
S1L	8.0	6.0	5.0	5.0
S1M	5.3	4.0	3.3	3.3
S1H	4.0	3.0	2.5	2.5
C2L	8.0	6.0	5.0	5.0
URML	-	-	3.3	3.3

Tabella 10: Esempio di parametri di 'capacità' degli edifici – duttilità (Polese, 2002)

Le categorie di edifici riportate in *Tabella 9* sono: W1 edifici monopiano in legno, S1L telai in acciaio bassi (2 piani in media), S1M telai in acciaio di media altezza (5 piani in media), URML edifici in muratura non rinforzata (1 piano in media).

La valutazione della **domanda sismica** è effettuata con il metodo dello spettro di capacità (CSM da Capacity Spectrum Method) così come descritto in ATC 40 (SSC 1996). Per ottenere il parametro di intensità spettrale che definisce la soglia per il livello di collasso si considera il punto di "performance" della struttura ovvero l'intersezione della curva di capacità di una certa classe strutturale con lo spettro a forma fissata, derivata dalla mappatura sismica probabilistica del territorio, opportunamente ridotto per tenere conto del comportamento non lineare della struttura (Figura 3.7.2).

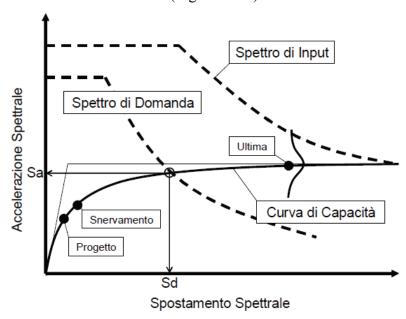


Figura 3.7.2 Determinazione del punto di performance (Polese, 2002)



La probabilità di raggiungere o superare prefissati stati limite, assegnata che sia la risposta spettrale "mediana" (ovvero la domanda spettrale ricavata con il CSM), è espressa tramite delle curve di fragilità a distribuzione lognormale riportate in Figura 3.7.3.

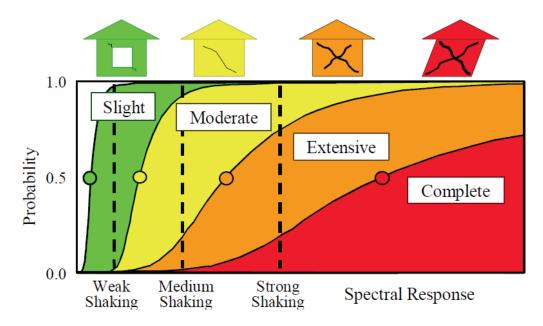


Figura 3.7.3 Le curve di fragilità nel metodo Hazus (Hazus®, 99)

I parametri che rappresentano tali curve sono il valore mediano della domanda corrispondente al raggiungimento della soglia di stato limite e la deviazione standard ad essa relativa:

$$P[SL \mid S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{SL}} \cdot \ln \left( \frac{S_d}{\overline{S}_{d,sl}} \right) \right]$$

La relazione precedente esprime la probabilità che si raggiunga un certo stato limite SL a seguito del realizzarsi dello spostamento spettrale Sd.

 $\Box$  è la funzione di distribuzione normale standardizzata,  $\beta_{SL}$  è la dispersione della variabile lognormale  $\varepsilon_{SL}$  relativa alla soglia di spostamento spettrale che definisce lo stato limite SL.

$$S_d = \overline{S}_{d,SL} \varepsilon_{SL}$$

dove  $\overline{S}_{d,Sl}$  è la mediana fra i valori della domanda sismica per cui si raggiunge lo stato limite SL ed è ricavata in funzione dello spostamento d'interpiano  $\delta_{SL}$  che definisce la "soglia" di ciascuno stato limite in esame:

$$\overline{S}_{d,SL} = \delta_{SL} \cdot \alpha_2 \cdot H$$



In quest'ultima formulazione,  $\alpha_2$  è la frazione dell'altezza (al tetto) dell'edificio per la quale gli spostamenti valutati con la push-over coincidono con gli spostamenti spettrali, mentre H è l'altezza al tetto per gli edifici "medi" della classe in esame. La relazione precedente è ricavata utilizzando il cosiddetto metodo del sistema equivalente (Saiidi et al, 1981). I valori degli spostamento d'interpiano  $\delta_{SL}$  "soglia" di stato limite, nella metodologia del FEMA/NIBS sono forniti per ciascuna categoria strutturale e per ciascuno stato limite analizzato e derivano dall' elaborazione dei dati di danno osservati nel tempo. La variabilità delle funzioni di danno deriva dalle incertezze sulla capacità, sulla domanda e sulla soglia di danno, ciascuna di queste incertezze è assunta lognormale.

$$\beta_{SL} = \sqrt{\left(conv\left[\beta_{C}, \beta_{D}, \beta_{D, S_{Sls}}\right]\right)^{2} + \left(\beta_{M, S_{SL}}\right)^{2}}$$

dove:

 $\beta_C$  è la deviazione standard lognormale che descrive la dispersione della curva di capacità;  $\beta_D$  è la deviazione standard lognormale che descrive la dispersione della curva di domanda;  $\beta_{N,S,SL}$  è l'incertezza sulla stima del valore medio dello spostamento spettrale che definisce la soglia dello stato limite SL, considerata indipendente da capacità e domanda.

Nella precedente formulazione le  $\beta_C$  e  $\beta_D$  sono convolute in quanto non indipendenti. La convoluzione descrive la probabilità di ciascun punto di intersezione capacità/domanda.

#### 3.8 Il Metodo N2

Il metodo CSM è utilizzato, con alcune variazioni, nei documenti normativi americani. Diversamente, l'Eurocodice 8 ha recentemente adottato il Metodo N2, le cui più recenti evoluzioni sono riportate in Fajfar (2002). La differenza sostanziale rispetto al metodo CSM consiste nell'adozione dello spettro inelastico per la rappresentazione della domanda invece di uno spettro elastico con smorzamento equivalente. Facendo riferimento ad un sistema ad un grado di libertà (SDOF), vale la seguente relazione:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

dove  $S_{de}$  è lo spostamento elastico spettrale ed  $S_{ae}$  l'accelerazione elastica spettrale corrispondenti al periodo elastico T della struttura. Per un sistema inelastico SDOF



rappresentato da una funzione bilineare forza-spostamento, l'accelerazione spettrale inelastica  $S_d$  e lo spostamento spettrale inelastico  $S_d$  possono essere determinati con le seguenti relazioni :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_{\mu}};$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_H} S_{de} = \frac{\mu}{R_H} \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} S_a$$

dove  $\mu$  è il fattore di duttilità definito come rapporto tra il massimo spostamento e lo spostamento di snervamento, ed  $R_{\mu}$  è il fattore di riduzione dovuto alla sola duttilità, a differenza del fattore R definito nelle normative sismiche che considera sia la duttilità che la sovraresistenza  $(R_S)$  e che può invece essere definito come:

$$R = R_{\mu} \cdot R_{S}$$

Ci sono diverse formulazioni per la valutazione di  $R_{\mu}$ , quella utilizzata in questo metodo è quella proposta da Vidic et al., di seguito riportata ed illustrata in Figura 3.8.1:

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_O} + 1$$
, per  $T \le T_O$ 

$$R_{\mu} = \mu$$
, per  $T \ge T_O$ 

dove:

$$T_O = 0.65 \,\mu^{0.3} T_C \le T_C$$

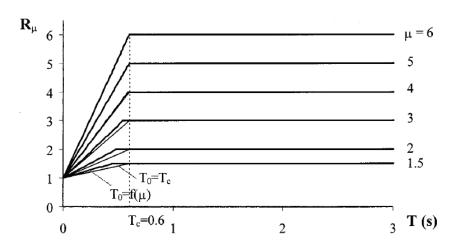


Figura 3.8.1 Relazioni R<sub>u</sub>-T utilizzate nel metodo N2 (Fajfar, 1999)



 $T_C$  è il periodo in corrispondenza del quale inizia il tratto dello spettro ad accelerazione costante. Si osserva dunque dalle formule che per valori di  $T \ge T_C$  il metodo applica la regola dell'uguaglianza degli spostamenti per cui lo spostamento inelastico risulta uguale a quello elastico. Inoltre, dalle stesse formulazioni emerge che il valore di  $T_C$  dipende dalla duttilità e che non dovrebbe comunque essere maggiore di  $T_C$ . Il metodo permette di adottare un'ulteriore semplificazione ipotizzando  $T_0 = T_C$ . Questo approccio è, nel caso di una bassa domanda di duttilità, conservativo per valori piccoli del periodo elastico della struttura.

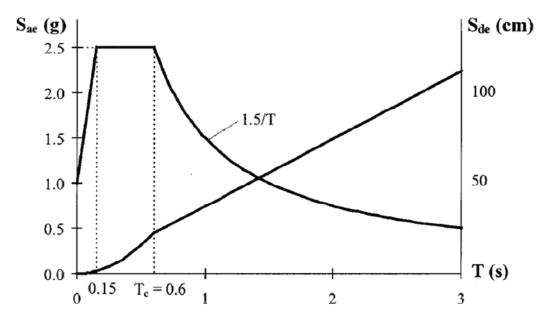


Figura 3.8.2 Spettro elastico di progetto (Fajfar, 1999)

Partendo da un tipico spettro elastico di progetto (Figura 3.8.2) e riportandolo nel sistema ADRS (Figura 3.8.3), il metodo prevede i passaggi di seguito descritti.

In primo luogo, deve essere determinata la **curva di capacità** in termini di taglio alla base e spostamento attraverso un'analisi di push-over. La distribuzione di forze adottata è proporzionale alle masse degli impalcati  $(m_i)$  ed agli spostamenti degli stessi, secondo il primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato rispetto a quello dell'ultimo piano  $(\Box_i)$ :

$$P_i = m_i \cdot \Phi_i$$

A partire dalla curva di capacità della struttura, si definisce la corrispondente curva per il sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF). La trasformazione tra la struttura reale



(MDOF) e la struttura equivalente (SDOF-equivalente) si ottiene utilizzando le seguenti relazioni:

$$F^* = \frac{F_c}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_C}{\Gamma}$$

dove  $F_C$  e  $d_C$  sono rispettivamente tagliante e spostamento relativi alla struttura e  $F^*$  e  $d^*$  le corrispondenti grandezze calcolate per il sistema ad un grado di libertà. Il parametro  $\Gamma$  dipende dall'andamento degli spostamenti di piano della struttura sotto azione sismica:

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

essendo  $m_i$  la massa del piano i-esimo e  $\Phi_i$  lo spostamento dello stesso secondo il primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato rispetto a quello dell'ultimo piano.

La curva di capacità (taglio alla base-spostamento) viene resa bi-lineare sulla base di una equivalenza di energia. Le coordinate del punto di snervamento del sistema bi-lineare equivalente si ottengono dalle seguenti relazioni:

$$F^*_y = \frac{Fbu}{\Gamma}$$

dove  $F_{hu}$  è la resistenza massima dell'edificio;

$$d^*y = \frac{F^*y}{K^*}$$

dove  $K^*$  è la rigidezza secante di compensazione del sistema equivalente. Il periodo proprio del sistema SDOF è:

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

dove, essendo N il numero di masse del sistema MDOF, si definisce:

$$m^* = \sum_{i=l}^{N} m_i \cdot \Phi_{i,1}$$



Tale curva può essere rappresentata in un piano ADRS una volta che il tagliante  $F_y^*$  sia diviso per la massa  $m^*$  riferiti al sistema SDOF equivalente.

La **domanda di spostamento** elastico per il sistema SDOF equivalente può essere determinata dall'intersezione del prolungamento del tratto lineare della curva di capacità del sistema SDOF con lo spettro di domanda elastico. Se il periodo elastico  $T^*$ è maggiore di  $T_0$ , lo spostamento inelastico coincide con quello elastico. Se il periodo elastico  $T^*$ è più piccolo di  $T_0$  deve essere dapprima determinato il fattore di riduzione  $R_\mu$  come rapporto tra l'accelerazione spettrale elastica  $S_{ae}$  e l'accelerazione spettrale di yielding  $S_{ay}$ . Si può dunque calcolare la duttilità richiesta a partire dall'equazione che segue:

$$\mu = (R_{\mu} - 1)\frac{T_0}{T^*} + 1$$
 e quindi determinare la domanda in termini di spostamento

$$D^* = S_d = \mu \cdot D_Y^*$$

In entrambi i casi  $(T^* \le T_0 e T^* \ge T_0)$ , la domanda inelastica in termini di spostamento e di accelerazione corrisponde al punto di intersezione tra la curva di capacità e lo spettro di domanda costruito per il valore di duttilità richiesta. Noto lo spostamento inelastico  $S_d$  è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema MDOF con la relazione:

$$S_{d,MDOF} = \Gamma \cdot S_{d,SDOF}$$



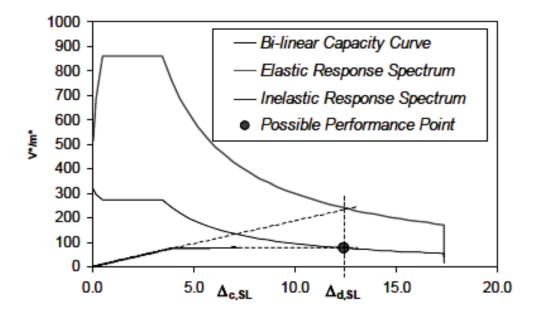


Figura 3.8.3 Determinazione del punto di performance nel metodo N2 (Fajfar, 1999)

## 3.9 Metodo per l'analisi di rischio sismico a scala territoriale

Questo metodo consente di calcolare il rischio sismico di classi di edifici valutando quantitativamente i diversi fattori che rientrano nella sua stima. Così come i metodi per l'affidabilità strutturale calcolano la  $P_f$  per la singola struttura, è possibile identificare la classe come l'entità di cui bisogna valutare la probabilità di failure e stimare la frazione delle strutture che collassano nell'ambito della stessa classe. Il metodo inoltre, considera esplicitamente le incertezze connesse tanto alla valutazione della capacità inelastica quanto della domanda sismica. La funzione stato limite è espressa come differenza tra la capacità inelastica di spostamento e la relativa domanda inelastica. È possibile utilizzare due opzioni, che verranno di seguito descritte, per definire la capacità di classe tramite interpolazione di un certo numero di risultati di analisi di push-over. È stato inoltre implementato un software specifico per l'identificazione strutturale di edifici a partire da informazioni povere sul costruito e per il progetto simulato delle strutture determinate. La caratterizzazione probabilistica della funzione stato limite si ottiene considerando le statistiche delle variabili che influenzano la capacità (inventario degli edifici nell'area d'interesse).



La **domanda sismica** è rappresentata dalla richiesta di spostamento spettrale inelastico ed è valutata a partire dalla PSHA modificata tramite fattori di amplificazione di cui si considera l'incertezza associata. Se si fa riferimento alla singola struttura, le incertezze legate alla capacità ed alla domanda sono funzione della variazione infrastrutturale di fattori locali quali le proprietà dei materiali o la variabilità della risposta ai terremoti. Al livello della classe si aggiungono le incertezze connesse alla variazione del sistema strutturale e dei dettagli da struttura a struttura e da edificio a edificio. L'edificio mostrato in Figura 3.9.1, è dunque, solo un generico rappresentante di una classe (es. edifici rettangolari in CA costruiti in Italia in assenza di normativa sismica e di numero di piani assegnato, pari a 5). Una particolare struttura nell'ambito della classe è rappresentata da un valore ben preciso di un vettore di variabili casuali,  $\mathbf{X} = \{X1, X2, \dots, Xn\}$ , che possono includere anche dimensioni in pianta, lunghezza delle campate, altezza d'interpiano.

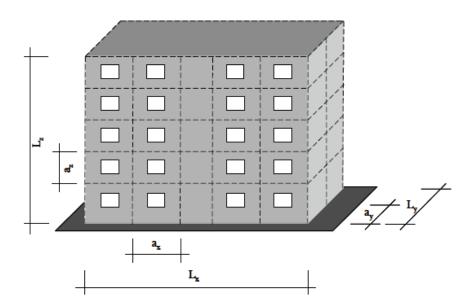


Figura 3.9.1 Generico edificio rappresentante la classe e le variabili geometriche (Iervolino, 2007)

In tal caso, la funzione stato limite può essere espressa come:

$$P_f = P[Z(\overline{X}) \le 0] = P[C(\overline{X}) \le D(\overline{X})] \tag{3}$$

Le  $C(\mathbf{x})$  e  $D(\mathbf{x})$  forniscono la capacità e la domanda sismica della struttura identificata dal vettore  $\mathbf{X}$  e quindi la valutazione del rischio tramite la (3) è possibile solo se si dispone delle statistiche delle componenti del vettore  $\mathbf{X}$ .



La **capacità di classe** è definita come una funzione che associa la curva di capacità al vettore **X**, il quale identifica una specifica struttura. Tale funzione restituisce una terna contenente il periodo effettivo, lo spostamento di failure ed il corrispondente coefficiente di taglio alla base determinati dalla opportuna bilinearizzazione della curva di capacità (come meglio illustrato in seguito). Si propongono almeno due opzioni per valutare una forma approssimata della funzione capacità.

Opzione A. Si assume di conoscere le probabilità marginali delle n variabili del vettore  $\mathbf{X}$  e che queste siano stocasticamente indipendenti. L'approccio consiste nel pianificare un numero di analisi strutturali scegliendole in funzione delle distribuzioni delle variabili. Si può considerare, ad esempio, un piano fattoriale degli esperimenti di ordine 3n (DoE) nell'ambito del metodo della superficie di risposta [Khuri e Cornell, 1987]. I livelli dei fattori sono scelti in modo da cogliere al meglio la loro variabilità nell'ambito della classe: ad esempio, se un fattore Xi è di tipo gaussiano e concentrato attorno alla media, si può pensare di considerarne 3 livelli, ovvero la media  $\mu_{X_i}$  e media  $\pm$  deviazione standard  $\sigma_{X_i}$ . La Figura 3.9.2 mostra il

DoE per 2 generiche variabili Xi, Xj. In quest'ottica, bisogna effettuare una serie di combinazioni significative dei diversi livelli per le variabili del vettore **X**, identificando una serie di strutture che vanno analizzate per determinarne la capacità.

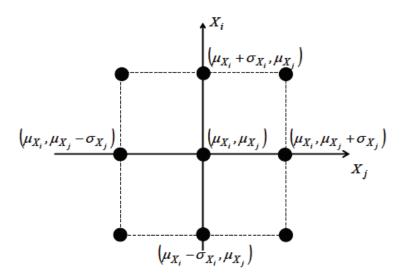


Figura 3.9.2 Rappresentazione del piano 3n degli esperimenti per due qualsiasi delle variabili che influenzano la capacità (Iervolino, 2007)

Per ogni punto del DoE si effettua l'analisi di pushover del modello strutturale identificato e si determina la capacità dipendente da X, in termini, ad esempio, dello spostamento ultimo



Cd. I risultati di queste analisi sono interpolati con una regressione multiparametrica, ad esempio lineare, in modo da poter calcolare la capacità per ogni struttura della classe non specificamente studiata (realizzazione  $\mathbf{x}$ ).

La forma della funzione di regressione è del tipo:

$$C_d(\overline{X}) \approx a_{Cd,0} + \sum_{i=1}^n a_{Cd,i} X_i$$
 (4)

$$C_s(\overline{X}) \approx a_{Cs,0} + \sum_{i=1}^n a_{Cs,i} X_i$$
 (5)

$$T(\overline{X}) \approx a_{T,0} + \sum_{i=1}^{n} a_{T,i} X_i$$
 (6)

in cui le *a* sono costanti da determinare. Avendo l'intera curva di capacità per le 3n strutture analizzate, è inoltre possibile ottenere la forma approssimata della resistenza non lineare Cs (coefficiente di taglio alla base) e del periodo effettivo T (eq. (5) e (6)).

Opzione B. L'opzione A permette di avere una stima approssimata della capacità sfruttando i risultati di un limitato numero di analisi strutturali e quindi con uno sforzo computazionale relativamente basso. Tuttavia, nel caso in cui le distribuzioni delle Xi siano disperse ed i punti del DoE relativamente lontani tra loro, la regressione lineare ed anche la quadratica potrebbero non essere adeguate a cogliere l'effettiva variabilità della capacità nell'ambito della classe. L'opzione B comporta il calcolo della capacità per i molti casi determinati effettuando una scansione più fitta della generica variabile Xi. Utilizzando un piano degli esperimenti "denso" (Figura 3.9.3) è possibile effettuare non un'unica interpolazione della funzione capacità, ma piuttosto una serie di interpolazioni lineari locali fra punti adiacenti del DoE (Figura 3.9.4).



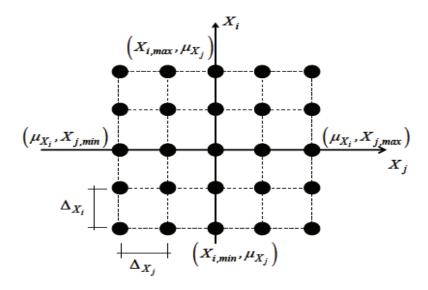


Figura 3.9.3 DoE denso per due variabili (Iervolino, 2007)

Per ogni punto del DoE si richiede l'analisi di push-over per la valutazione della capacità. Utilizzando tale metodologia, Il numero di analisi di push-over richiesto è molto maggiore che per l'opzione A, ma ha il vantaggio di ridurre, in generale, l'approssimazione della funzione capacità. I limiti del piano degli esperimenti, come per l'opzione A, vanno stabiliti tentando di cogliere nel miglior modo possibile la variabilità delle componenti del vettore X; la densità del DoE, invece, va calibrata in funzione delle risorse computazionali.

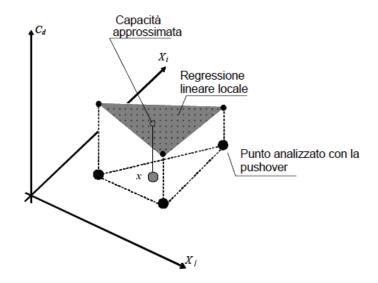


Figura 3.9.4 Piano degli esperimenti di tipo denso (Iervolino, 2007)

La domanda spettrale inelastica D(X) è intesa come nella versione modificata del metodo dello spettro di capacità (CSM) [Fajfar, 1999]; ovvero, la domanda inelastica è espressa in



termini di spostamento ed è valutata in corrispondenza del generico periodo effettivo T(X). Dal punto di vista del rischio sismico, ad ogni ordinata spettrale è associata una distribuzione probabilistica che riflette la pericolosità al sito. Infatti, riferendosi alla PSHA, si dispone delle distribuzione delle ordinate spettrali in termini di pseudo-accelerazione Sa,e(T) per periodi assegnati. Lo spostamento elastico Sd,e(T) si ottiene immediatamente dalla pseudo-accelerazione attraverso la seguente formulazione:

$$S_{d,e}(T) = \frac{S_{a,e}(T)}{\omega^2(T)}$$

in cui  $\omega$ =2 $\pi$ T<sup>-1</sup>, e quindi la PDF di S<sub>d,e</sub> è una semplice trasformazione delle PDF della S<sub>a,e</sub>. Al fine di valutare la domanda di spostamento inelastico S<sub>d,i</sub>(T), bisogna modificare lo spostamento elastico tramite un opportuno fattore C<sub>R</sub>(R, T) [Ruiz-Garcia e Miranda, 2003] che fornisce una migliore stima dello spostamento inelastico di quanto non si ottenga con un rapporto di duttilità in spostamento:

$$S_{d,i}(T) = S_{d,e}(T) \cdot C_R(R,T)$$

in cui R è il fattore di riduzione definito come rapporto tra il prodotto della massa m per Sa,e(T) e la resistenza inelastica Cs. Le incertezze connesse a tale valutazione si considerano tenendo conto della variabilità della CR. Si può assumere che la distribuzione condizionata della CR, dati (T,R) sia lognormale e quindi la variabile random può essere scritta come:

$$C_R = \hat{C}_R \varepsilon_{C_R}$$

in cui  $\hat{c}_R$  è la mediana ed il logaritmo di  $\varepsilon_{CR}$  ha distribuzione normale con media zero e varianza pari alla varianza dei logaritmi di CR. Indicando con Cd la capacità di spostamento della struttura, la funzione stato limite, in definitiva, può essere scritta in funzione del vettore  $\mathbf{X}$  delle variabili aleatorie (es. materiali, dimensioni degli elementi, geometria globale dell'edificio ecc.) così come riportato di seguito:

$$Z(X) = C_d - S_{d,e}(T) \cdot C_R(R,T)$$

Note la capacità e la domanda di classe, il CSM può essere applicato virtualmente a qualsiasi struttura della classe, sia essa stata specificamente analizzata nel DoE sia che non lo sia stata. A partire dalle distribuzioni marginali delle  $X_i$  componenti di X, quindi, si può calcolare il rischio di classe applicando un metodo di simulazione all'equazione precedente. La simulazione segue i passi elencati nel diagramma di Figura 3.9.5 e di seguito descritti.



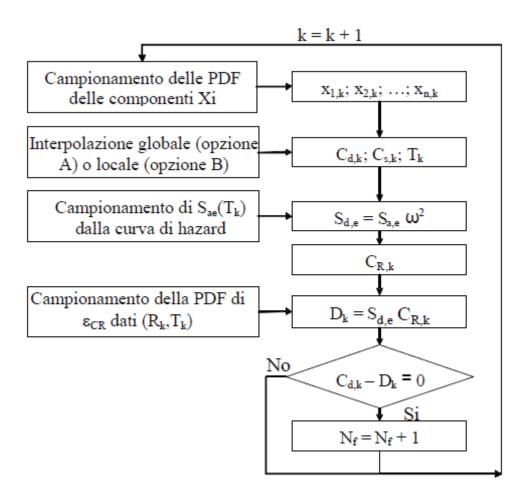


Figura 3.9.5 Diagramma di flusso per il calcolo del rischio sismico (Iervolino, 2007)

Per ogni ciclo, indicato dal pedice k, si effettua un'estrazione del vettore X(i) in accordo con le distribuzioni delle sue componenti ottenendosi una realizzazione  $x_k = \{x_{1,k}, x_{2,k}, \ldots, x_{n,k}\}$ ; si ricerca la capacità dell'edificio, identificato dalla n-pla  $x_k$ , seguendo l'opzione A o la B e si determinano le  $C_{d,k}$ ,  $C_{s,k}$ ,  $T_k$ ; si campiona la distribuzione  $S_{a,e}(T_k)$  e si ottiene quindi il valore dello spostamento elastico  $S_{d,e}(T_k)$ ; si calcola la mediana  $\hat{C}_R(T_K, R_K)$ ; si campiona la distribuzione condizionata  $\varepsilon_{CR}$  della  $C_R$  e si calcola la  $C_R$ , K attuale e quindi la domanda inelastica; si confrontano infine capacità e domanda per vedere se lo stato limite non è rispettato nel ciclo k-mo.

Alla fine della simulazione si calcola il rischio sismico di classe contando il numero di failures rispetto al numero totale di cicli (Ntot). Posto che la failure strutturale sia una variabile Bernoulliana, si può affermare che la  $P_f$  calcolata attraverso la simulazione approssima il valore atteso, mentre la varianza  $\sigma$ 2 può essere stimata come  $P_f(1-P_f)/N_{tot}$ . Per



tener conto delle incertezze nella valutazione del rischio, si introduce un intervallo di confidenza avendosi, per confidenza pari a 0.05,  $P_f\pm 1.96\sigma$ . Oltre alle A e B si può considerare anche un'opzione C per l'analisi di capacità. Infatti, terminato lo step 1, estratto quindi il vettore  $\mathbf{x}$ , si può pensare di analizzare direttamente con una push-over in real-time la struttura corrispondente ad  $\mathbf{x}$ , evitando le approssimazioni connesse alla regressione globale o locale delle opzioni A o B. Quest'ultimo approccio, che potremmo chiamare "Montecarlo diretta", è sicuramente il più accurato, ma l'onere computazionale non è giustificato in confronto all'opzione B se per quest'ultima si è realizzato un DoE sufficientemente fitto.

Raggruppare gli edifici in classi omogenee consente di ridurre l'incertezza epistemica nel processo di valutazione della capacità sismica. A tale scopo, la definizione di classe deve essere basata su parametri che hanno un'influenza sul comportamento sismico, ed al tempo stesso siano facilmente reperibili a larga scala [ATC, 1996]. Le caratteristiche che si possono ricollegare in maniera più semplice al comportamento sismico ed adottate per la definizione di classe sono: morfologia in pianta, numero di piani e normativa vigente all'epoca di costruzione. Anche in HAZUS è adottata una classificazione simile.

La procedura illustrata richiede che ad ogni realizzazione del vettore **X** nel DoE sia associata una specifica struttura; a tale scopo si utilizza una procedura per l'identificazione strutturale ed il progetto simulato messa a punto in (Cosenza et al., 2005). Definita la struttura, l'analisi non lineare consente di determinare la capacità in termini di {Cd ,Cs, T }. Generalmente la valutazione della capacità di classe è ottenuta con metodi semplificati basati sull'assunzione di meccanismi di collasso (Cosenza et al. 2005, Glaister e Pinho 2003). D'altra parte, l'analisi statica non lineare di push-over costituisce un valido compromesso fra accuratezza ed onere computazionale per la valutazione esauriente del comportamento sismico di strutture regolari tenendo conto di diverse sorgenti di deformabilità (Cosenza et al. 2002). Di seguito vengono descritti il progetto simulato e l'analisi non lineare, mentre nel paragrafo 3.10 verrà discusso in maniera dettagliata il metodo semplificato per la valutazione della capacità di classe proposto da Cosenza et al. (2005).

## 3.9.1 Il progetto simulato

La geometria del generico edificio, le cui dimensioni si indicano con Lx, Ly ed Lz (caso di forma rettangolare), può essere riprodotta in maniera consistente adottando una maglia 3D di



moduli a<sub>x</sub>, a<sub>y</sub> ed a<sub>z</sub> variabili, così come mostrato in Figura 3.9.1.1 Le discontinuità della maglia, quali ad esempio il numero dei corpi scala n<sub>s</sub> e la relativa ampiezza a<sub>s</sub> e l'altezza d'interpiano al primo livello a<sub>1z</sub>, si considerano esplicitamente. L'altezza a<sub>1z</sub> può essere diversa da az per motivi strutturali (approfondimento della quota fondazioni) e/o architettonici. Per ogni edificio geometricamente definito, inoltre, si identificano una serie di strutture in funzione del numero e della posizione degli elementi strutturali effettivamente presenti nella maglia. Infatti, sebbene le colonne siano univocamente identificate come congiungenti i nodi in verticale della maglia geometrica, il numero e la posizione delle travi dipende dal numero dei telai effettivamente presenti lungo le direzioni principali x ed y, n<sub>px</sub> ed npy rispettivamente.

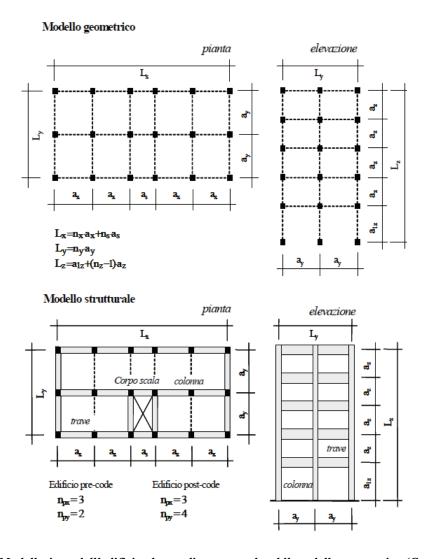


Figura 3.9.1.1 Modellazione dell'edificio: la maglia strutturale ed il modello geometrico (Cosenza, 2005)



Per edifici *pre-code*, cioè progettati per soli carichi gravitazionali, era comune la realizzazione dei soli telai perimetrali nella direzione lungo cui non avveniva lo scarico dei solai (generalmente quella corta) [Verderame et al., 2002], pertanto per l'identificazione strutturale in questo caso si assume n<sub>py</sub>=2. Per contro, nel caso di edifici progettati tenendo conto dell'azione sismica, si assume che il numero di telai piani nella direzione corta dell'edificio eguagli il numero di campate n<sub>pv</sub>=n<sub>x</sub>. L'orientamento delle colonne OR tende ad essere compatibile con criteri architettonici, pertanto si assume che le colonne perimetrali e quelle adiacenti al corpo scala siano orientate in modo da essere contenute nelle tamponature. Per le colonne rimanenti si assumono due configurazioni limite di orientamento forte e debole relativamente alle due direzioni x ed y. Le colonne e le travi identificate si progettano in termini di sezione trasversale ed armature, rispettando le normative e le pratiche progettuali dell'epoca di costruzione. In particolare, per progettazione gravitazionale si utilizzavano modelli di analisi a livello di elemento (es. carico assiale per le colonne e flessione semplice per le travi). Nella progettazione sismica, invece, era usuale considerare i solai come deformabili nel proprio piano; il modello di analisi, quindi, fa riferimento a semplici telai piani estratti dal modello 3D senza considerare l'effetto irrigidente del corpo scala. Le proprietà dei materiali utilizzate per la progettazione sono quelle prescritte dalle norme per i calcestruzzi e gli acciai comunemente utilizzati all'epoca di costruzione in esame.

#### 3.9.2 Analisi non lineare

In questo tipo di analisi volta alla definizione della capacità strutturale, il comportamento flessionale degli elementi trave/colonna è caratterizzato con un modello a plasticità concentrata. A tal fine va definita la relazione momento rotazione (M-θ), dipendente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni di estremità degli elementi. La curva elasto-plastica (M-θ) adottata è definita in funzione delle rotazioni di snervamento θy ed ultima θu, adottando per queste ultime le espressioni proposte in [Panagiotakos e Fardis, 2001]. L'interazione taglio-flessione è considerata modellando la riduzione lineare della resistenza a taglio in funzione della richiesta di duttilità rotazionale locale [Priestley et al., 1994]. La caratterizzazione di entrambi questi modelli dipende principalmente dalla resistenza a compressione del calcestruzzo (f<sub>c</sub>) e dalla resistenza di snervamento dell'acciaio (f<sub>sy</sub>). Non si tiene conto della crisi dei nodi trave/colonna. La curva di capacità, in termini di taglio alla



base Vb e spostamento al tetto  $\Delta$ , è calcolata fino alla massima resistenza laterale (*near-collapse*). La failure strutturale corrisponde al primo attingimento fra la rotazione ultima o il limite di resistenza tagliante (crisi di elemento) e la condizione di near-collapse strutturale (crisi globale). L'istituzione dell'equivalenza MDOF-SDOF richiesta dal metodo CSM è effettuata considerando la curva di capacità fino al punto di failure appena definito. La trasformazione della curva di capacità del SDOF in una bilineare equivalente consente di stimare la resistenza non lineare Cs(X), la capacità di spostamento Cd(X) ed il periodo effettivo T(X), come mostrato in Figura 3.9.2.1, in cui  $X = \{Lx, Ly, ..., fsy\}$  è il vettore dei parametri di modello (si veda Tabella 11) da cui dipende, in definitiva, la funzione stato limite.

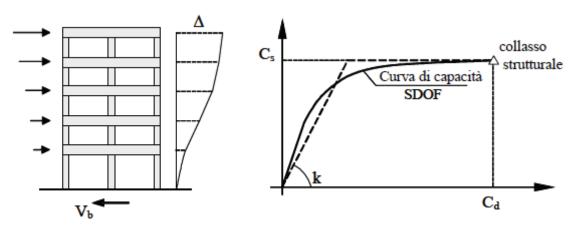


Figura 3.9.2 Parametri di capacità (Cosenza, 2005)

L'applicazione di questo metodo è possibile anche per stati limite diversi dal collasso. Infatti, partendo dall'analisi di push-over e tenendo conto delle indicazioni presenti nelle normative sismiche (es. limiti prestazionali locali o globali corrispondenti ai diversi stati limite della struttura) sono teoricamente valutabili i parametri di capacità e domanda corrispondenti ad un qualsiasi stato limite.

Geometrici		Strutturali		Meccanici	
Dimensioni in pianta	L <sub>x</sub> , L <sub>v</sub>	Lunghezza campate	$a_x$ , $a_y$	Calcestruzzo	$f_c$
Altezza	L <sub>z</sub>	Numero di telai piani	$n_{px}, \\ n_{py}$	acciaio	$f_{\text{sy}}$
Numero di piani	$n_{z}$	Orientamento delle colonne	OR		

Tabella 11: Parametri di modello da cui dipende la funzione Stato Limite (Cosenza, 2005)



# 3.10 Metodo per la valutazione della capacità sismica di un edificio

Questo metodo, si avvale di un approccio "meccanico" multilivello. Essa si basa sull'esecuzione di analisi semplificate per modelli di edifici costruiti generando il sistema geometrico/strutturale ed effettuando il progetto simulato degli elementi resistenti per esso individuati. I modelli di analisi sono sviluppati esplicitamente in funzione dei parametri progettuali di input, di modo che è chiaramente individuabile la dipendenza della capacità sismica, valutata in termini di resistenza e deformabilità laterale, dai fattori di modello. La procedura, inoltre, permette di avere informazioni sulla possibile variabilità dei risultati in relazione al diverso grado di conoscenza che si ha del costruito, requisito essenziale nell'ottica dell'esecuzione di analisi di vulnerabilità a larga scala.

### 3.10.1 Generazione del modello di edificio

La scelta dei parametri che maggiormente influenzano il comportamento strutturale è tutt'altro che semplice; le variabili di input fondamentali, in particolare, sono selezionate seguendo il processo logico alla base della progettazione degli edifici ed individuandone i passi fondamentali, rappresentati schematicamente in Figura 3.10.1.1 e di seguito elencati:

• Definizione del modello geometrico/strutturale. Assegnata la morfologia in pianta (rettangolare– R – ad L, a T etc.) è necessario individuare il sistema di elementi resistenti ad essa associato. Nell'ipotesi di struttura a telaio, nella quale ci si pone, è possibile evidenziare una maglia tridimensionale secondo le tre direzioni principali x y z dell'edificio, ed individuare gli elementi del sistema strutturale capace di resistere alle forze sismiche (colonne e travi). In particolare, le colonne sono intese come elementi di connettività di due nodi successivi della matrice strutturale lungo la stessa verticale, mentre le travi (si tra scura la presenza delle travi a spessore) collegano due nodi successivi in orizzontale che siano contemporaneamente appartenenti ad un telaio (non sempre, infatti, specialmente per edifici non progettati sismicamente, gli elementi verticali sono collegati da travi emergenti). Elementi di discontinuità della maglia strutturale, quali le scale, sono considerati esplicitamente.



- Progetto degli elementi. Gli elementi strutturali che costituiscono la parte principale del sistema resistente alle forze orizzontali (colonne e travi emergenti per un telaio in c.a.), identificati allo step precedente, sono progettati (sezione trasversale ed armatura) tenendo conto di regole di progettazione (normative sismiche o non), di pratica progettuale e dettagli costruttivi dell'epoca di costruzione.
- Modello meccanico e calcolo della capacità. La resistenza e le capacità deformative degli elementi strutturali sono valutate a partire dalle proprietà dei materiali e dalla modellazione di sezioni trasversali caratteristiche (es. sezioni di estremità). La capacità sismica dell'edificio è, poi, calcolata utilizzando un apposito metodo di analisi non lineare: nella fattispecie si adotta un metodo basato su prefissati meccanismi di collasso. Di seguito, si illustrano le tre fasi di generazione, individuando i parametri di modellazione che ne scaturiscono.



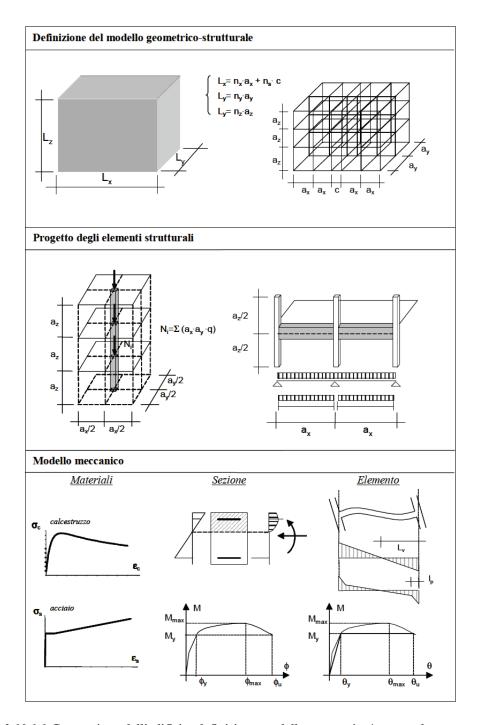


Figura 3.10.1.1 Generazione dell'edificio: definizione modello geometrico/strutturale e progetto degli elementi (Cosenza, 2005)

## 3.10.2 Definizione del modello geometrico/strutturale

L'identificazione del modello strutturale dipende dalla scelta di un numero di parametri che permettono la chiara definizione della morfologia, delle dimensioni globali e inoltre della



maglia strutturale dell'edificio. Assegnati la forma in pianta, le dimensioni lineari della stessa e l'altezza dell'edificio, sono note la morfologia e le sue dimensioni globali. Adottando una maglia tridimensionale nelle tre direzioni x y e z (altezza), è possibile specializzare la struttura, identificando il numero di campate secondo x ed y (n<sub>x</sub> ed n<sub>y</sub> per un edificio rettangolare) ed il numero di piani n<sub>z</sub>. Le dimensioni globali dell'edificio in pianta ed in elevazione possono essere facilmente espresse in funzione della maglia strutturale e delle ampiezze delle campate e delle altezze d'interpiano (ampiezze dei moduli della maglia). Per un edificio rettangolare si ha:

$$L_x = n_x \cdot a_x + n_s \cdot c \tag{1}$$

$$L_{v} = n_{v} \cdot a_{v} \tag{2}$$

$$L_z = n_z \cdot a_z \tag{3}$$

dove ax ed ay sono le ampiezze medie delle campate in direzione x ed y rispettivamente, ed az è l'altezza d'interpiano. Il termine  $n_S \cdot c$  nell' eq. (1) rappresenta la discontinuità dovuta al modulo scala ( $n_s$  è il numero delle scale e c è l'ampiezza del generico vano scala), che è considerato esplicitamente per tener conto della sua possibile influenza sulla risposta dell'edificio, specialmente nel caso della presenza di travi a ginocchio. Il numero e la posizione degli elementi strutturali (travi emergenti e colonne) è determinato dall'intersezione della mesh tridimensionale con i telai piani ntx ed nty, eventualmente presenti in direzione x ed y; grazie alla esplicita considerazione dell'ampiezza dei moduli in ambo le direzioni x ed y, inoltre, è possibile associare ad ogni elemento un'area di influenza per carichi gravitazionali dipendente da  $a_x$  ed  $a_y$ .

## 3.10.3 Progetto degli elementi

Per poter effettuare la progettazione degli elementi, ovvero per la determinazione della sezione trasversale e dell'armatura longitudinale degli stessi, è necessario stabilire una serie di regole che ne influenzano la progettazione. Esse possono sintetizzarsi come:

- definizione dei carichi esterni,
- definizione del modello di analisi,
- caratteristiche di progetto dei materiali.



I carichi esterni sono assegnati discriminando, innanzitutto, la progettazione sismica (la presenza di carichi orizzontali determina pilastri pressoinflessi etc.), da quella non sismica (pilastri progettati a sforzo normale centrato); poiché l'intero processo progettuale è influenzato da questa scelta è necessario avere una distinzione chiara in origine. Conoscendo l'ubicazione e l'età di costruzione dell'edificio è possibile risalire alla classificazione sismica d'area dell'epoca ed attribuire la corretta normativa (sismica o non sismica) presumibilmente utilizzata per la progettazione. La definizione dei modelli di analisi è fortemente influenzata dalle regole pratiche di progettazione e dai manuali utilizzati all'epoca della costruzione. Per la progettazione non sismica si può affermare che, generalmente, la progettazione di travi e pilastri è disaccoppiata; i pilastri sono, infatti, progettati per sforzo normale centrato, mentre per le travi si considerano modelli di trave incastrata-incastrata o di trave continua. La definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali da utilizzarsi nella fase di progetto degli elementi deriva dalla applicazione delle prescrizioni normative dell'epoca e considerando le diverse tipologie dei calcestruzzi e degli acciai adottati al tempo della costruzione. Principi normativi e regole manualistiche, inoltre, aiutano nella scelta delle dimensioni minime delle sezioni trasversali e nelle percentuali di armatura ps da adottare. Una opzione che può avere significativa influenza sulla definizione del modello strutturale riguarda l'orientamento dei pilastri; difatti, se in una progettazione sismica può ammettersi una distribuzione pressoché eguale dei pilastri orientati secondo l'asse forte nelle due direzioni principali dell'edificio, altrettanto non può dirsi nel caso in cui gli edifici siano progettati per soli carichi gravitazionali. In quest'ultimo caso, infatti, l'orientamento dei pilastri è dettato prevalentemente da motivi architettonici e si può assumere che i pilastri perimetrali e del vano scala siano generalmente compresi nello spessore della tamponatura. Ai fini della valutazione dell'effetto dell'orientamento si adottano due schemi limite, ipotizzando, per ciascuna direzione principale dell'edificio, dapprima un orientamento dei pilastri secondo la direzione forte (Or=1) e successivamente nella debole (Or =0). L'effetto dell'orientamento può essere significativo specialmente per edifici alti, per i quali le sezioni trasversali dei pilastri tendono a presentarsi fortemente allungate.



#### 3.10.4 Modello meccanico

Definito il modello strutturale derivante dal processo di generazione e dal successivo progetto degli elementi è possibile procedere alla caratterizzazione meccanica (capacità resistente e di deformazione) degli stessi. Le caratteristiche meccaniche riferite alle sezioni trasversali degli elementi dipendono dall'adozione di adeguate leggi costitutive per i materiali (acciaio e calcestruzzo), i cui parametri si possono ottenere da test specifici o da prove di accettazione (Verderame et al., 2001 a, b). Per il calcestruzzo, in particolare, si adotta il legame σ-ε di Mander (Mander et al., 1988), mentre per l'acciaio si adotta un legame  $\sigma$ - $\varepsilon$  del tipo elastoplastico incrudente. Risulta pertanto necessaria la conoscenza dei parametri meccanici caratterizzanti tali modelli: la resistenza a compressione del calcestruzzo fc, la tensione (deformazione) di snervamento fsy (ssy) ed la tensione fsu e deformazione ssu ultima dell'acciaio. Il comportamento flessionale degli elementi, travi e pilastri, è schematizzato con un legame momento rotazione M-θ del tipo elastico perfettamente plastico; la relazione M-θ si ricava a partire dal legame momento curvatura M-φ delle sezioni di estremità ed in funzione della luce di taglio LV dell'elemento stesso. Pertanto, così come illustrato in figura 3.10.1, il legame bilineare M-θ risulta determinato dal momento di snervamento My e dalle rotazioni di snervamento  $\theta$ y e ultima  $\theta$ u mediante le seguenti espressioni:

$$\theta_y = \frac{\phi_y \cdot L_y}{3}$$

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p = \theta_y + 0.5 \cdot l_p \cdot (\phi_u - \phi_y)$$

in cui  $\phi_y$  è la curvatura di snervamento,  $\theta_p$  è la capacità di rotazione in campo plastico,  $\phi_u$  è la curvatura ultima ed  $l_p$  è la lunghezza di cerniera plastica di elemento. Riguardo la valutazione di  $l_p$  esistono diverse proposte in letteratura (Lehman et al 1998, Panagiotakos e Fardis, 2001, Priestley 1996), in cui viene caratterizzata non solo la diffusione plastica flessionale ma anche la deformabilità connessa a meccanismi di taglio e di interazione acciaio-calcestruzzo (scorrimento delle barre), che possono portare a risultati alquanto variabili in termini di rotazione; nel modello qui adottato, nell'ipotesi di trascurare effetti di scorrimento e taglio, si è scelto di adottare la seguente espressione:

$$l_p = \frac{M_{\text{max}} - M_y}{M_{\text{max}}} \cdot L_v$$



in cui Mmax rappresenta il momento massimo nel legame M-φ della sezione trasversale ed My quello di snervamento. Va osservato che con questo tipo di modellazione è possibile considerare l'effetto di riduzione di deformabilità dovuta al corpo scala, visto che la capacità di rotazione di elementi con altezza minore (pilastri di scala) è chiaramente ridotta rispetto a quella di elementi ordinari. I vari parametri di modellazione individuati nelle diverse fasi del processo di generazione non sono ugualmente reperibili con indagini di tipo speditive; si riscontra, pertanto, l'opportunità di distinguere gli stessi in base alla loro disponibilità, di modo che diversi gradi di conoscenza possano essere associati ad un grado di attendibilità dei risultati variabile. In Tabella 12 sono sintetizzati i parametri di modello, raggruppati secondo le diverse fasi di generazione e per grado di reperibilità.

Parametri di modello			Disponibilità	
Geometria	Dimensioni globali	$L_x, L_y, L_z$	Dati ISTAT Rilievo plano-volumetrico	Alta
Struttura	Numero di moduli in direzione x, y, z  Moduli secondo x, y, z  Numero di scale  Orientamento  Numero di telai piani in direzione x, y	$n_x$ , $n_y$ , $n_z$ $a_x$ , $a_y$ , $a_z$ $n_s$ Or $n_{px}$ , $n_{py}$	Giudizio ingegneristico Rilievo in situ	Media
Meccanche	Percentuale armatura  Materiali  calcestruzzo  acciaio	$\rho_{s}$ $f_{c}$ $f_{sy}, f_{su}, \epsilon_{su}$	Normative Manuali Database	Bassa

Tabella 12: Parametri di modello; tipo e disponibilità. (Cosenza, 2005)

## 3.10.5 Valutazione della capacità sismica

Il calcolo della capacità sismica dell'edificio è condotto nell'ipotesi di formazione di meccanismo plastico della struttura, corrispondente ad una prestabilita distribuzione di forze orizzontali. Per ciascun edificio generato, in particolare, si assumono una serie predefinita di cinematismi di collasso (Mazzolani et al., 1996) (Figura 3.10.5.1) per i quali sono valutati i parametri rappresentativi della capacità sismica globale, il coefficiente di taglio alla base  $C_b$  (dato dal rapporto fra il taglio alla base  $V_b$  ed il peso sismico dell'edificio) e *drift* totale



(spostamento al tetto adimensionalizzato all'altezza totale dell'edificio). Il coefficiente di taglio alla base,  $C_b$  è determinato in corrispondenza del meccanismo plastico mentre il calcolo del *drift* si effettua per la minima capacità rotazionale di elemento  $\theta_u$ . Con riferimento ai meccanismi di collasso adottati e nell'ipotesi distribuzione lineare delle forze orizzontali, la capacità resistente dell'edificio, espressa in termini di taglio alla base  $V_b$ , è valutata attraverso semplici considerazioni di equilibrio:

$$V_{b,1} = \frac{\sum M_c^k + \sum_{i=k+1}^n \sum M_b}{\sum_{i=k+1}^n \cdot (H_i - H_k)} \cdot \sum_{i=1}^n H_i$$

$$i = k+1$$

$$V_{b,2} = \frac{\sum M_c^1 + \sum M_c^k + \sum \sum M_b}{\sum \sum M_b} \cdot \sum_{i=1}^n H_i^2 + \sum_{i=1}^n H_k H_i} \cdot \sum_{i=1}^n H_i$$

$$V_{b,3} = \frac{2 \cdot \sum M_C^k}{\sum\limits_{i=k}^{n} H_i \cdot (H_k - H_{k-1})} \cdot \sum\limits_{i=1}^{n} H_i$$

dove gli indici 1, 2 e 3 si riferiscono ai corrispondenti meccanismi,  $M_c^k$  (= $M_c^k$ , y) rappresenta il generico momento di snervamento al piede dei pilastri al piano k-mo,  $M_b$  (= $M_{b,y}$ ) è il generico momento di snervamento alle estremità delle travi ed  $H_i$  è la quota del piano i-mo rispetto allo spiccato delle fondazioni.

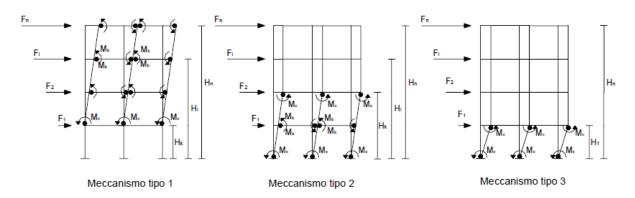


Figura 3.10.5.1 Tipologie di meccanismi al collasso (Cosenza, 2005)

Analogamente si valutano le aliquote di spostamento massimo:



$$\Delta_{\max,1} = \theta_u \cdot (H_n - H_k) + \gamma_1$$

$$\Delta_{\max,2} = \theta_u \cdot (H_k) + \gamma_2$$

$$\Delta_{\text{max},3} = \theta_u \cdot (H_n - H_k) + \gamma_3$$

dove  $\gamma 1$ ,  $\gamma 2$  e  $\gamma 3$  rappresentano un termine correttivo dello spostamento per tener conto della deformabilità elastica degli elementi verticali non plasticizzati. Il comportamento sismico globale per l'i-mo meccanismo, poi, è espresso dal coefficiente di taglio alla base Cb,i e dal (drift)i laterale ad esso relativo:

$$C_{b,i} = \frac{V_{b,i}}{W}$$

$$\left(drift\right)_i = \frac{\Delta u, i}{H n}$$

in cui W è il peso sismico dell'intero edificio.

In tal modo, la risposta sismica è valutata analizzando un totale di  $3 \cdot nz$  meccanismi, dove 3 è il numero dei diversi tipi di meccanismi ipotizzati ed nz è il numero di piani; la capacità sismica assunta per l'edificio, in via conservativa, è quella corrispondente al più basso valore di  $C_b$  ed al *drift* ad esso corrispondente.

## 3.11 Il Metodo proposto da Grant

Il metodo è stato elaborato per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici scolastici ma può essere facilmente esteso agli edifici in c.a.. La valutazione della vulnerabilità sismica è articolata su più livelli che presentano un grado di dettaglio sempre maggiore. In ogni stadio viene valutato il livello di rischio a cui sono sottoposti gli edifici scolastici. Ogni step della metodologia, riportata in Figura 3.11.1, prevede lo studio e l'approfondimento unicamente per quelle strutture che sono state definite ad alto livello di rischio nella fase precedente. Il passaggio da uno step all'altro è di fondamentale importanza perché, oltre a permettere la selezione degli edifici che verranno sottoposti a controlli più dettagliati, evidenzia anche quelli che possono restare senza ulteriori analisi e quindi senza intervento. Lo scopo di selezionare una parte ridotta del numero degli edifici diventa quello di discriminare tra i due gruppi (edifici abbastanza sicuri ed edifici non abbastanza sicuri).



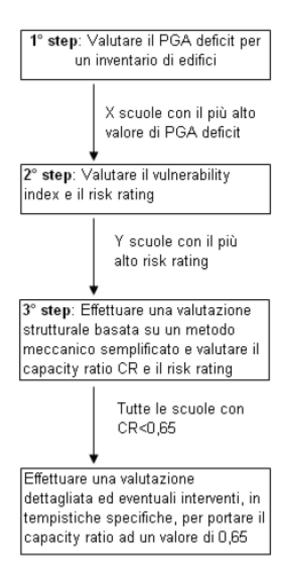


Figura 3.11.1 schema riassuntivo degli steps presenti nella metodologia proposta (Grant, 2006)

**1 Fase**: *Stima basata su un "desk study"*. Non è possibile svolgere, immediatamente, stime di rischio per tutti gli edifici scolastici presenti nel territorio italiano, circa 60.000, perché occorrerebbe troppo tempo. La prima fase della metodologia va quindi condotta nel modo più semplice e veloce possibile in maniera da poterla applicare ad un gran numero di edifici. Una prima stima approssimata del rischio sismico delle scuole, viene condotta ipotizzando che tutti gli edifici siano stati fabbricati secondo la normativa vigente nell'anno di progetto. Sotto questa ipotesi di coerenza con il codice in vigore nell'anno di interesse, è possibile assumere la capacità di un edificio pari alla domanda richiesta dalla specifica normativa. Una volta che si è convertito questo valore in termini di PGA si paragona questa prima stima di vulnerabilità



(*Design* PGA) con la mappa di pericolosità, riportata in Figura 3.11.2 (Gruppo di Lavoro, 2004; OPCM, 2006; Montaldo *et al.*, 2005). Quest' ultima riporta i valori di PGA attesi (*Current* PGA), con un periodo di ritorno di 475 anni (e una frequenza di eccedenza annuale uguale a 1/475=0,0021), valutata dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia (Gruppo di Lavoro, 2004).

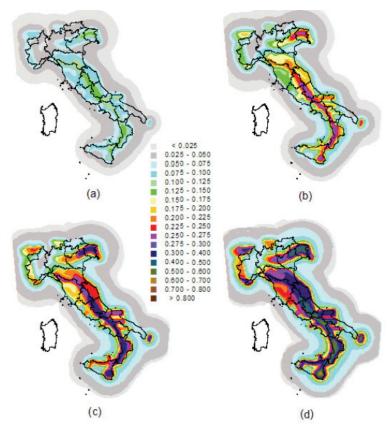


Figura 3.11.2 Valori di PGA (espressi in g) per periodi di ritorno di (a) 100 anni, (b) 475 anni, (c) 1000 anni, (d) 2500 anni. Dati ottenuti da Gruppo di Lavoro (2004) (Grant, 2006)

In questa maniera si ottiene una misura relativa del rischio sismico basata unicamente sull'età dell'edificio e sulla sua posizione geografica. In questo primo step le condizioni locali del terreno non sono prese in considerazione. E' possibile procedere nell'analisi seguendo due strategie diverse entrambe molto semplici e veloci.

La *prima strategia* calcola la differenza tra il *Current* PGA richiesto dalla normativa e il valore di *Design* PGA effettivo delle strutture. Il valore stimato rappresenta il *PGA Deficit*:

$$PGA \ Deficit = Current \ PGA - Design \ PGA$$
 (1)



Il *Current* PGA è definito esplicitamente dalle normative presenti a partire dall'Ordinanza del 2003, mentre il *Design* PGA deve essere stimato dai codici in vigore nell'anno di progetto dell'edificio. Per ogni normativa passata occorre calcolare il valore di PGA, considerando anche la capacità di duttilità dell'edificio e il suo coefficiente di importanza, attraverso delle relazioni che lo legano alle forze sismiche. Per gli edifici progettati prima dell'introduzione di codici sismici nel 1909 e per gli edifici che non sono stati classificati all'interno della zonazione sismica vigente nell'anno di progetto, il *Design* PGA è preso pari ad un valore molto piccolo tendente allo zero (ad es. 10-4). Per determinare il valore effettivo del *Design* PGA che sia utilizzabile per l'equazione (1) e che sia rappresentativo per un numero consistente di edifici è necessario tenere presente alcune ipotesi:

- 1. Le normative vengono applicate in tutto il territorio italiano allo stesso identico modo;
- 2. I sovraccarichi sono trascurabili rispetto ai carichi permanenti. Per quanto riguarda gli edifici in cemento armato e quelli in muratura ci si aspetta che i carichi permanenti siano dominanti nel calcolo del peso delle masse sismiche;
- 3. Il periodo fondamentale di un edificio è relativamente basso cosicché l'ordinata del suo spettro di risposta viene a trovarsi esattamente sul plateau dello spettro e assume il valore di 2.5 PGA;
- 4. Per i primi codici, nel calcolo del coefficiente di taglio totale alla base, si assume un'altezza standard, per tutti gli edifici, di due piani;
- 5. Quando le forze sismiche di progetto si differenziano per tipologie strutturali e di materiale si assume che l'edificio sia costruito in muratura non rinforzata.



Date	Sviluppi
pre-1909–	Nessun piano sismico; Design PGA=0 per qualsiasi edificio.
18/04/1909-	Introduzione di condizioni di progetto per 367 comuni.
5/11/1916-	Cambio delle forze sismiche; cambio della classificazione sismica per 416 comuni a partire dal 1909.
13/03/1927-	Cambio delle forze sismiche; cambio della classificazione sismica per 951 comuni a partire dal 1916. Viene introdotta la Categoria II.
25/03/1935-	Cambio delle forze sismiche; cambio della classificazione sismica per 174 comuni a partire dal 1927.
10/03/1969-	Cambio della classificazione sismica per 267 comuni a partire dal 1935.
3/03/1975	Cambio della filosofia con cui vengono pianificate le condizioni di progetto per le forze sismiche; cambio della classificazione sismica per 153 comuni a partire dal 1969.
3/06/1981-	Cambio della classificazione sismica per 239 comuni a partire dal 1975. Viene introdotta la Categoria III.
19/06/1984-	Introduzione del fattore di importanza (=1,2 per le scuole); cambio della classificazione sismica per 1533 comuni a partire dal 1981.
Ordinanza 3274/2003	Cambio della filosofia con cui vengono pianificati I progetti sismici. Ci si basa su 4 Zone Sismiche con dei valori associati di PGA.

Tabella 13: Classi di date considerate per lo studio dei PGA deficit (Grant, 2006)

I parametri utilizzati nel metodo di valutazione del *PGA Deficit* variano in relazione alle modifiche che negli anni si sono fatte per quanto riguarda le forze sismiche di progetto o per quanto riguarda i cambi di zonazione sismica. Per questo metodo, si considerano le modifiche riportate negli intervalli di tempo citati in Tabella 13. Le date presenti nella tabella corrispondono al momento in cui la legge è stata approvata e non necessariamente la data in cui le norme sono state rese obbligatorie. La data di fabbricazione può essere usata come riferimento se quella di progetto non è disponibile all'interno dell'inventario degli edifici. In questo caso, però, sarebbe bene correggere leggermente la fascia di tempo utilizzata considerando un intervallo di circa tre o quattro anni tra anno di progettazione e anno di costruzione. In questo modo, sottraendo all'anno di costruzione l'intervallo fissato si potrebbe



ricadere in una fascia inferiore. Il livello di rischio delle strutture, rappresentato dal *PGA Deficit*, diminuisce naturalmente con il passare degli anni e del perfezionamento delle normative sismiche. Dopo aver calcolato il *PGA Deficit* per tutti gli edifici scolatici italiani, quest'ultimi devono essere classificati in ordine decrescente di deficit. Da questo elenco un numero X di edifici viene scelto per passare allo step successivo. Si fissa un valore di deficit di soglia al di sopra del quale sono necessarie analisi più accurate per la stima della vulnerabilità.

La <u>seconda strategia</u> prevede il calcolo della probabilità di collasso di ogni edificio utilizzando la curva di pericolosità che viene rappresentata con una pendenza negativa pari al valore –*k* nel grafico logaritmico log(PGA)-log(AFE) (Figura 3.11.3).

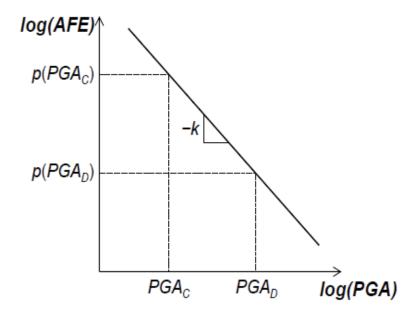


Figura 3.11.3 Relazione tra la frequenza di eccedenza di un sisma e differenti livelli di PGA data dalla curva di pericolosità, di gradiente k, linearizzata (Grant, 2006)

Noti i valori di *Design PGA* e di *Current PGA* (sopra descritti), la frequenza di eccedenza annuale del *Current PGA* (0,21%) ed il valore di k dove è collocato l'edificio, è possibile conoscere, per ogni edificio scolastico, la frequenza di eccedenza annuale del *Design PGA* (2):

$$AFE(DesignPGA) = AFE(CurrentPGA) \left(\frac{CurrentPGA}{DesignPGA}\right)^{K}$$



Si può ipotizzare che la probabilità di eccedenza annuale sia uguale alla frequenza di eccedenza annuale e quindi ottenere un valore di p(Collapse):

$$p(Collapse) = AFE(CurrentPGA) \approx AFE(DesignPGA)$$
 (3)

Se quest'ultima ipotesi non viene ritenuta idonea, è possibile utilizzare, per il calcolo di p(Collapse), il modello di Poisson dato dalla seguente equazione:

$$p(Collapse) = p(DesignPGA) = 1 - \left[1 - p(CurrentPGA)\right] \left(\frac{CurrentPGA}{DesignPGA}\right)^{K}$$
(4)

I valori di p(Collapse) vengono in seguito classificati in ordine decrescente. I primi X edifici che presentano valori di p(Collapse) maggiori sono scelti per passare allo step successivo. Oppure, una volta calcolata la frequenza di eccedenza annuale di  $Design\ PGA$ , è anche possibile valutare la probabilità di eccedenza q, utilizzando il modello di Poisson (Equazione 5), per un tempo di esposizione (L) pari a 50 anni. Questa probabilità di eccedenza sarà confrontabile con la probabilità di eccedenza di 10% (in 50 anni) che è attualmente accettata per la progettazione degli edifici nuovi. I primi X edifici che presentano valori di q maggiori sono scelti per passare allo step successivo:

$$q = 1 - e^{-AFE} \left( PGA_{design} \right) L$$
 (5)

Il valore di X deve essere stabilito dalle autorità competenti basandosi su dei fattori quali il tempo a disposizione, i fondi e la disponibilità di un personale ingegneristico in grado di condurre analisi di stima più dettagliate. Selezionare un valore di X molto piccolo può avere dei vantaggi e degli svantaggi. Se gli edifici da analizzare nelle fasi successive sono relativamente pochi, lo studio può essere condotto in maniera molto rapida e questo può essere utile al fine di iniziare, il prima possibile, la fase di intervento strutturale sulle scuole. Al contrario, però, se X è molto ridotto si rischia di perdere, nella prima fase della metodologia, quegli edifici che hanno un rischio sismico elevato, ma che i metodi semplificati del PGA Deficit o del p(Collapse)/q non hanno rilevato. In questo primo studio si dovrebbe ridurre il numero delle scuole da analizzare di approssimativamente un ordine di grandezza, passando da un valore di circa 60.000 a poche migliaia.

2 Fase: Valutazione di vulnerabilità tramite controllo visivo.

Come è stato appena discusso, il primo step della metodologia non prevede lo studio delle caratteristiche specifiche dei singoli edifici e fa l'ipotesi forte di uniformità del codice sismico



su tutto il territorio italiano. Da questa prima fase, però, un numero importante di edifici X viene selezionato per analisi successive di maggior dettaglio. Questo secondo stadio prevede una valutazione di vulnerabilità basata su ispezioni visive delle X scuole identificate precedentemente e si pone, come obiettivo, l'ulteriore riduzione del numero di edifici a più alto rischio sismico. L'indice scelto per questo step è il GNDT vulnerability index V. Questo indice, già ampiamente utilizzato in Italia, è un valore noto per molti ingegneri italiani ed è stato già valutato per un numero consistente di edifici, in modo particolare per quelli localizzati in zone ad alto rischio sismico (SERGISAI Working Group, 1997; AA.VV., 1999; AA.VV., 2000). Per questi motivi, questa seconda fase della metodologia, può essere condotta in tempi relativamente brevi. Occorre tenere presente che, sebbene questo indicatore non rappresenta un livello di accuratezza molto elevato, può, comunque, essere significativo ai fini di una seconda selezione del numero delle scuole italiane. Il Vulnerability index viene stimato come somma pesata di parametri che considerano sia la configurazione e la tipologia della struttura che la qualità del materiale con cui questa viene edificata. La fascia dei valori caratteristici dell'indice V è diversa se si considera un edificio in muratura oppure uno in cemento armato. Per la prima categoria, V varia tra 0 e 100, mentre per la seconda assume valori tra 25 e 100. Un valore più elevato del Vulnerability index rappresenta un grado di vulnerabilità maggiore. Questo indicatore viene correlato con il valore di PGA in grado di causare il collasso di una struttura attraverso la seguente relazione (Zonno et al., 1999):

$$PGA_C = \frac{1}{\left(\alpha_C + \beta_C (V + 25)^{\gamma}\right)}$$

dove  $\alpha_C = 1.5371$ ,  $\beta_C = 0.000974$  e  $\gamma = 1.8087$ .

Mentre i valori di V,  $\alpha$ C,  $\beta$ C, e  $\gamma$  sono valutati in modo deterministico, un sisma che presenta un PGA  $\geq$  PGAC(V) provocherà il collasso di tutti gli edifici che presentano un vulnerability index  $\geq$  V. Per questo motivo, l'unica componente stocastica è la ricorrenza del sisma che viene rappresentata dalla curva di pericolosità che presenta una pendenza negativa pari al valore -k nel grafico logaritmico log(PGA)-log(AFE) (Figura 3.11.3). I diversi valori di k sono già stati determinati sulla base dei dati di pericolosità dell'INGV per diversi periodi di ritorno (Gruppo di Lavoro, 2004). Come già precedentemente sottolineato, se la probabilità annuale di eccedenza è considerata approssimativamente uguale alla frequenza annuale di eccedenza, allora è possibile valutare la probabilità di collasso come:



$$p(Collapse) = p(PGA_C) = p(PGA_D) \left(\frac{PGA_D}{PGA_C}\right)^K$$
(7)

Nel caso in cui si applica il modello Poisson per ottenere la probabilità annuale di eccedenza dalla frequenza annuale di eccedenza, la formula esatta risulta essere:

$$p(Collaps) = p(PGAC) = 1 - [1 - p(PGAD)] \left(\frac{PGAD}{PGAC}\right)^{K}$$
(8)

dove PGAD è il valore di accelerazione di picco del suolo della mappa di pericolosità con periodo di ritorno 475 anni (Figura 311.2) che ha una probabilità annuale di eccedenza pari a 1/475 = 0.21%. Mentre il valore di p(PGAD) è costante per tutte le tipologie di edificio il

valore 
$$\left(\frac{PGAD}{PGAC}\right)^{K}$$
 è proporzionale al rischio a cui è sottoposto uno studente di una scuola che

ha un particolare valore V del vulnerability index. Questo rischio viene espresso, per esteso, dalla seguente espressione:

Individual\_Risk 
$$\cong \left(\frac{PGAD}{PGAC}\right)^K = \left(PGAD \times \left(\alpha_C + \beta_c (V + 25)^{\gamma}\right)\right)^K$$
 (9)

Ai fini di creare una scala di priorità è più ragionevole parlare di *Social Risk*. Quest'ultimo rischio è correlato al numero di studenti (NC) presenti in ogni scuola ed è rappresentato dalla relazione:

Social \_Risk 
$$\cong$$
  $\left(PGA_D \times \left(\alpha_C + \beta_c (V + 25)^{\gamma}\right)\right)^K \times N_C$  (10)

Occorre precisare che, se la scuola è costituita da più edifici, il numero NC non si riferisce al numero di allievi di tutto il complesso scolastico, ma al numero di studenti presenti all'interno di ogni singola struttura. Questa osservazione sottolinea una difficoltà possibile nella determinazione di NC. Infatti, non sempre si hanno a disposizione i valori di NC quando si parla di scuole composte da più edifici. In questi ultimi casi, generalmente, si dispone del valore totale dei bambini presenti in tutto il complesso scolastico. Un altro impedimento nella valutazione corretta di NC è quello di stabilire un numero di studenti che consideri anche la fluttuazione degli stessi in edifici con diverse destinazioni d'uso come, per esempio, le palestre e le mense. Il valore di NC potrebbe essere:



- il valore medio in tutta la giornata comprese le ore notturne (concetto di rischio);
- il valore massimo nel corso della giornata (peggior scenario);
- il valore medio nelle ore scolastiche, quelle mattutine;
- altre possibilità.

Utilizzando l'equazione (10), per esempio, una scuola con 500 studenti con una probabilità di collasso dello 0,1% ha lo stesso identico indice di priorità di una scuola con 50 alunni, ma con una probabilità di collasso del 1%. Chiaramente, per non discriminare quelle scuole a rischio che hanno un numero di studenti minore rispetto ad altre, è utile utilizzare il *Risk Rating* che cerca di bilanciare in modo opportuno le due tipologie di rischio. Questo indice è espresso dall'equazione:

Risk\_Rating 
$$\cong \left(PGA_D \times \left(\alpha_C + \beta_c (V + 25)^{\gamma}\right)\right)^K \times (N_c)^a$$

dove *a* rappresenta un valore compreso tra 0 e 1 e viene assegnato dalle autorità di governo. Quando *a*=0 si ricade nel caso dell'*Individual Risk*, viceversa quando *a*=1 ci si riferisce al *Social Risk*. Dopo aver stimato i diversi *Risk Rating* di ogni scuola, si ordinano gli edifici in ordine decrescente di rischio e si selezionano i primi Y edifici scolastici da fa passare alla terza fase della metodologia. Come nel passo precedente, il numero Y va scelto in modo appropriato, in base alle risorse che si hanno a disposizione, prima di procedere con l'ultimo step della metodologia. Anche in questo caso la riduzione deve essere circa di un ordine di grandezza.

3 Fase: Valutazione di vulnerabilità basata su un metodo meccanico semplificato.

Le prime due fasi, come si è potuto notare, sono basate su stime molto semplici e veloci in cui non vengono richieste ispezioni e studi specifici sui vari edifici scolastici. Il primo step, infatti, prevede solo la conoscenza dell'anno di progetto e di costruzione della struttura e la sua localizzazione geografica, mentre il secondo step necessita di informazioni già presenti nel database del GNDT. Sebbene questi primi due stadi hanno permesso di ridurre in modo significativo il numero di edifici da studiare, in questa ultima fase è necessario utilizzare un metodo di stima di maggior dettaglio per poter prendere delle decisioni finali. Per questo scopo si utilizzeranno i metodi DBELA (Crowley *et al.*, 2004) e MeBaSe (Restrepo-Vélez and Magenes, 2004) rispettivamente per edifici in cemento armato e per quelli in muratura. Questi due metodi forniscono un ottimo equilibrio tra semplicità di applicazione e accuratezza



del risultato. La domanda sismica è rappresentata dallo spettro di spostamento calcolato per lo stesso periodo di ritorno e per lo stesso valore di smorzamento della struttura. La capacità, invece, è basata sulla geometria e sul materiale con cui è costruito l'edificio. I risultati che si ottengono da questi due metodi vengono rappresentati in termini di *Capacity Ratio* CR. Quest'ultimo è definito come il rapporto tra la capacità e la domanda:

$$CR = \frac{SC}{SD}$$

dove SC è il valore della capacità di un edificio e SD è il valore della domanda. Un valore di CR pari ad uno implica il fatto che la struttura è conforme alla recente normativa sismica e che non ha bisogno di alcun tipo di intervento. Al contrario, un valore di CR inferiore all'unità implica il fatto che la struttura è inadeguata. Il *Capacity Ratio* CR può essere visto anche come *Risk Rating*:

$$Risk \_Rating = \left(\frac{Demand}{Capacity}\right)^{K} = \left(\frac{1}{CR}\right)^{K}$$

dove k rappresenta il gradiente della curva di pericolosità. In Figura 3.11.4 sono riportate due curve di pericolosità con i gradienti k2>k1. Per uno stesso valore di CR<1 la curva di pericolosità numero 2 con il gradiente maggiore presenta una probabilità di collasso maggiore. Questo è ben evidente anche dall' equazione precedente dove il  $Risk\ Rating$  è tanto maggiore dell'unità quanto è minore di uno il CR e cresce all'aumentare di k.

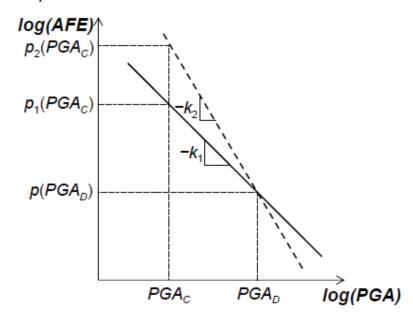


Figura 3.11.4 Curve di pericolosità nel grafico logaritmico con i gradienti –k1 e-k2. k2 > k1 (Grant, 2006)



La probabilità annua di collasso è maggiore per la curva di pericolosità 2. Basandosi sul CR e sul Risk Rating è ora possibile determinare quali edifici possono essere ritenuti sicuri e compilare un elenco di scuole a rischio stabilendo delle priorità di intervento. L'importanza della struttura viene considerata nel calcolo del *Capacity Ratio*. I fattori di importanza di un edificio sono assegnati in modo diverso in base alla funzione che la struttura deve sostenere. I codici sismici sono molto più rigidi quando si tratta di costruzioni finalizzate a contenere un numero ingente di persone (ad es. sale conferenze), per edifici che assumono ruoli importanti durante le emergenze (ad es. ospedali) e per le strutture il cui collasso risulta essere particolarmente grave (ad es. scuole). Per quanto riguarda le scuole il fattore di importanza è stabilito pari a 1,2. Questo valore comporta una soglia di CR pari a 0,65. Le scuole che presentano un CR<0,65 devono subire inevitabilmente degli interventi strutturali, mentre quelle che hanno CR≥0,65 possono essere ritenute sicure a seguito di decisioni da parte delle autorità regionali.

#### 3.12 Il Metodo VC

Il metodo ha come finalità la valutazione della vulnerabilità sismica e del rischio sismico del singolo edificio. La vulnerabilità è riferita a due livelli di danneggiamento, corrispondenti, in termini prestazionali [FEMA, 2000] alla condizione limite di operatività, ossia di danneggiamento lieve tale da non pregiudicarne l'utilizzazione, ed alla condizione di collasso incipiente. La vulnerabilità, pertanto, viene intesa come stima dell'intensità del terremoto per la quale l'edificio raggiunge le due condizioni dette. Il rischio, ovviamente riferito alle condizioni di pericolosità sismica del sito in cui sorge la costruzione, tenendo conto anche di eventuali effetti di amplificazione locale, viene espresso in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le due condizioni limite dette. La metodologia utilizzata è basata su di un modello di calcolo semplificato, vengono determinati gli spostamenti relativi tra un piano e l'altro ai fini della valutazione delle condizioni di operatività, e della resistenza sismica dell'organismo strutturale ai fini della valutazione delle condizioni di collasso. Il livello di complessità del modello è commisurato al livello di conoscenza della struttura reale, in termini di caratteristiche sia meccaniche dei materiali, che geometriche dei diversi elementi strutturali e dell'organismo strutturale nel suo insieme. Infatti, la conoscenza di una struttura esistente non è mai totale ed il livello di dettaglio è commisurato ai tempi ed ai costi di



esecuzione dei rilievi e delle indagini sperimentali sui materiali e sugli elementi strutturali. La scelta del modello e l'intera procedura di analisi nascono dall'ottimizzazione dell'impegno richiesto, sia in termini di indagini in situ, sia in termini di calcolo, impegno che va commisurato ad una applicazione su scala relativamente ampia. Gli edifici italiani, generalmente, sono caratterizzati da due tipologie strutturali, strutture intelaiate in calcestruzzo armato e strutture a pareti portanti in muratura, nettamente prevalenti in termini di numerosità. Avendo le due tipologie comportamenti e meccanismi di collasso totalmente differenti sono state messe a punto due diversi modelli e due diverse procedure. Le due procedure, tuttavia, hanno in comune lo stesso approccio, basato su una valutazione della resistenza sismica piano per piano e sull'adozione di un opportuno coefficiente di duttilità, per tener conto delle capacità inelastiche della struttura, analogo al fattore di struttura delle norme sismiche, nonché lo stesso riferimento normativo [PCM 2003, 2005] per la valutazione dei principali parametri di comportamento. La nostra attenzione è posta sulla procedura utilizzata per gli edifici intelaiati in c.a.. La procedura può essere applicata secondo due logiche diverse. La prima, coerente con un'analisi della sicurezza svolta ai sensi della normativa, richiede la considerazione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza, così come definiti nell'OPCM 3274 e nelle normative specifiche relative ai diversi tipi e materiali strutturali, conduce ad una valutazione convenzionale e cautelativa della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame. La seconda prescinde dall'adozione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza e fa riferimento direttamente ai valori stimati più probabili delle resistenze dei materiali, essendo finalizzata alla determinazione della più probabile stima delle capacità sismiche della struttura in esame. Essa pertanto fornisce valutazioni meno cautelative ma più verosimili della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame. L'adozione di numerose assunzioni sulle caratteristiche della struttura e dell'azione sismica, legate alla non perfetta conoscenza della struttura, basata su indagini sicuramente non esaustive, della pericolosità del sito, basata su una delle mappe disponibili a livello nazionale [SSN, 2001], dei terreni di fondazione, basata su conoscenze spesso sommarie dei profili stratigrafici, nonché l'adozione di un modello semplificato, limita, ovviamente, l'affidabilità dei risultati in termini assoluti. Ciononostante, l'applicazione di una stessa procedura ai diversi edifici permette di raffrontare in maniera diretta, e su base quantitativa, i loro livelli di vulnerabilità e di rischio, e di evidenziare quelle situazioni precarie, sulle quali occorre intervenire con maggiore urgenza.



### 3.12.1 Individuazione dei meccanismi di collasso possibili

Un buon comportamento sismico delle strutture intelaiate in c.a. è legato alla formazione di un meccanismo di collasso globale, che coinvolge l'intera struttura sotto sismi violenti, producendo deformazioni anelastiche alle estremità delle travi di tutti i piani e alla base dei soli pilastri del piano terra (meccanismo a travi deboli - colonne forti). La realizzazione di un tale meccanismo richiede, però, un'accurata progettazione antisismica, basata sul principio di gerarchia delle resistenze, o "Capacity Design" [CEN, 2003], in Italia introdotto a livello normativo solo con la recente Ordinanza 3274/2003 [PCM, 2003], per le costruzioni in zona sismica ad alta duttilità. È quindi più probabile che, in un edificio esistente, si realizzi un meccanismo di collasso di piano, ossia un meccanismo a travi forti – colonne deboli [Park, Paulay, 1975], che coinvolge prevalentemente i pilastri di un solo piano, con la formazione di cerniere plastiche alle loro estremità. Il coinvolgimento di un numero ridotto di elementi strutturali di un unico piano alla dissipazione di energia e, in particolare, di pilastri soggetti, per la funzione che svolgono, a elevati sforzi di compressione, determina una ridotta duttilità disponibile e una limitata capacità dissipativa d'insieme della struttura. Valori bassi degli sforzi di compressione, rispetto alla resistenza, favoriscono un comportamento relativamente duttile dei pilastri, mentre valori elevati possono determinare rotture fragili per schiacciamento e favorire un collasso anticipato della struttura. Comportamenti fragili possono anche derivare da elevate percentuali di armatura longitudinale, associate ad insufficiente armatura trasversale (staffe) o la presenza di pilastri corti, nei quali è prevalente la sollecitazione tagliante rispetto a quella flessionale. In tali casi la rottura fragile a taglio può anticipare la plasticizzazione a flessione. Le strutture in c.a. esistenti, spesso progettate per soli carichi verticali, sono abitualmente caratterizzate da bassi quantitativi di armatura longitudinale nei pilastri, per cui, salvo particolari condizioni geometriche, il meccanismo di collasso più probabile è quello a colonne deboli e travi forti. A tale meccanismo si è fatto riferimento nella messa a punto del modello semplificato, caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche alle estremità di tutti i pilastri dei singoli piani. L'assunzione di un meccanismo di collasso di piano, come quello più probabile, consente una serie di drastiche semplificazioni nel modello e nei dati da reperire. La valutazione della resistenza al collasso, infatti, può essere effettuata indipendentemente per ciascun piano e richiede la conoscenza della resistenza dei soli pilastri. Ciò consente di concentrare l'attenzione, per quanto riguarda



il rilievo delle armature e la determinazione delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo, ai soli pilastri, limitando l'indagine sulle travi al solo rilievo geometrico.

La non perfetta rispondenza del modello alla realtà comporta, naturalmente, errori di stima della vulnerabilità sismica, che sono comunque in favore di sicurezza. Infatti la resistenza sismica che scaturisce dall'ipotesi di meccanismo a pilastri deboli - travi forti fornisce sicuramente un limite inferiore all' effettiva capacità resistente e duttile di una struttura intelaiata nella quale si sviluppino meccanismi alternativi o misti. Nella progettazione degli edifici nuovi, il contributo positivo alla resistenza sismica delle tamponature e tramezzature consistenti è in genere trascurato (v. [PCM, 2003, 2005]), a causa della scarsa controllabilità delle loro caratteristiche e delle possibili variazioni nel tempo. Nella realtà tale contributo si è spesso rivelato decisivo nell'impedire il collasso dell'edificio, o nel ridurre sensibilmente i danni alla struttura. Per questo nel modello è possibile mettere in conto sia la rigidezza che la resistenza dei principali elementi non strutturali. In generale la procedura valuta due ipotesi di funzionamento della costruzione: la prima trascura qualsiasi contributo resistente degli elementi non strutturali, la seconda tiene conto di tali contributi. Come valore della resistenza sismica strutturale viene assunto il maggiore tra i valori di resistenza così ottenuti. Ovviamente anche i possibili effetti negativi dovuti a distribuzioni irregolari degli elementi non strutturali in pianta ed in elevazione vengono messi in conto dalla procedura, attraverso opportuni coefficienti riduttivi.

# 3.12.2 Modello di comportamento in assenza di tamponature

Per quanto detto in precedenza, la procedura analizza la struttura mediante modelli di piano, prendendo in esame i soli pilastri e definendo le condizioni di vincolo alle estremità superiore e inferiore in base alle caratteristiche geometriche delle travi (assenti, a spessore, emergenti) nelle due direzioni ortogonali principali. Per semplicità di notazione, si ometterà nelle equazioni riportate di seguito l'indice che definisce la direzione considerata, sottintendendo che la stessa equazione va considerata due volte, una per ciascuna delle due direzioni ortogonali. Le azioni sismiche vengono tradotte in forze statiche equivalenti distribuite lungo l'altezza, secondo quanto previsto in [PCM, 2003, 2005], tenendo conto, per determinarne



l'entità, del periodo proprio della struttura in ciascuna delle due direzioni ortogonali principali e della forma dello spettro di risposta, in relazione al tipo di suolo che caratterizza il sito dell'edificio in esame. Per la valutazione del periodo proprio della struttura e delle verifiche delle condizioni di operatività, nelle quali si fa riferimento ad un comportamento elastico della struttura, la procedura determina la rigidezza di ogni pilastro del generico j-esimo piano per ognuna delle due direzioni considerate, sulla base delle caratteristiche geometriche e meccaniche, tratte dai documenti disponibili, dai rilievi e dalle prove sui materiali, mediante la seguente equazione:

$$K_{pil,i,j} = c_{pil,i,j} \cdot \frac{E_{j} \cdot J_{pil,i,j}}{h_{pil,i,j}^{3}}$$

dove:

 $E_j = 5700 \sqrt{R_{ck}}$  (N/mm2) è il modulo elastico del calcestruzzo al piano j-esimo in esame [Min. LL.PP, 1996b], essendo  $R_{ck}$  il valore assunto per la resistenza cubica del calcestruzzo;  $J_{pil,i,j}$  è il momento d'inerzia del pilastro, al piano in esame, rispetto all'asse ortogonale alla direzione considerata nell'analisi;

 $h_{pil,i,j}$  è l'altezza del pilastro, al piano in esame, nella direzione considerata nell'analisi. Generalmente tale valore coincide con l'altezza di interpiano ma, in presenza di pilastri con altezze inferiori, perché tozzi o perché inclusi in tamponature particolarmente rigide e resistenti che non chiudono a tutta altezza la maglia di telaio, potranno assumere valori differenti in una o in entrambe le direzioni;

c<sub>pil,i,j</sub> è un coefficiente di deformabilità, che assume valori differenti in funzione del grado di vincolo che le travi esplicano nei confronti del pilastro. Tali valori dovranno essere assegnati, per ogni pilastro e per ognuna delle due direzioni considerate, sulla base di un confronto tra le dimensioni degli elementi convergenti nel nodo. Indicativamente tale valore viene assunto pari a 9 in presenza di travi emergenti, 6 in presenza di travi a spessore e 3 in assenza di travi. Per ciascuna delle due direzioni ortogonali, la rigidezza complessiva viene valutata nelle due ipotesi di calcestruzzo integro o fessurato. La rigidezza della struttura nello stato fessurato viene valutata riducendo del 50% la rigidezza EJ della sezione integra dei pilastri [PCM, 2003, 2005]. La rigidezza complessiva del piano j-esimo, nella direzione in esame, viene valutata sommando le rigidezze di tutti i pilastri in tale direzione.



Note le rigidezze di tutti i piani, il periodo proprio nella direzione in esame viene valutato mediante l'applicazione della formula di Rayleigh [Clough, Penzien, 1975], adottando la deformata prodotta dalle forze statiche precedentemente definite. Per la determinazione delle accelerazioni spettrali da utilizzare ai fini della valutazione delle condizioni di operatività e di collasso, il periodo da assumere viene selezionato tra quelli valutati nelle due diverse ipotesi di fessurazione (presente o assente) del calcestruzzo.

Ai fini del calcolo delle condizioni di operatività, viene determinata, piano per piano, la forza orizzontale che determina il raggiungimento delle condizioni di operatività, definite in termini di spostamento relativo di piano diviso per l'altezza di interpiano, in accordo con l' OPCM, 2003, 2005 e con riferimento allo stato limite di danno, come meglio specificato in seguito.

Ai fini del calcolo delle condizioni di collasso, in base al meccanismo predefinito, la procedura determina il taglio resistente complessivo di ciascun piano, per ognuna delle due direzioni, tenendo conto delle effettive capacità duttili che i singoli pilastri possono sviluppare, in relazione all'entità degli sforzi di compressione e di taglio agenti. Facendo riferimento alla modalità di rottura per flessione, si definisce con myi, ji il momento resistente del pilastro i-esimo al j-esimo piano, nella direzione dell'analisi. Esso è ottenuto mediante le usuali procedure di determinazione del dominio di resistenza di un pilastro soggetto a sollecitazione composta di presso-flessione. Definita con hpil,i,j l'altezza del pilastro nella direzione considerata e con αpil.i,j ·hpil.i,j la quota in cui si localizza il punto di flesso (momento nullo) della deformata del pilastro, il taglio resistente di ogni pilastro del j-esimo piano in esame, nell'ipotesi di meccanismo duttile per flessione, sarà pari, per ciascuna delle due direzioni ortogonali considerate, a:

$$V fl \exp il, i, j = \frac{m_{y,i,j}}{\alpha_{pil,i,j} \cdot h_{pil,i,j}}$$

Il valore da assegnare ad  $\alpha_{pil.i,j}$ , nell'ipotesi di formazione di una meccanismo di piano con cerniere plastiche di uguale resistenza flessionale alle due estremità del pilastro, è di norma pari a 0.5. Valori superiori, indicativamente fino a 0.8, possono essere assunti per tener conto sia di momenti resistenti diversi alle due estremità del pilastro, sia di condizioni di vincolo diverse (ad esempio travi emergenti inferiormente e a spessore superiormente). In tal caso, infatti, lo sviluppo di una cerniera plastica ad un'estremità potrebbe essere fortemente anticipato rispetto a quello dell'estremità opposta, determinando una condizione di collasso



prima che si sviluppi completamente la cerniera superiore e, dunque, con il punto di flesso localizzato non a metà altezza. Per valutare la resistenza del pilastro nell'eventualità che la rottura fragile a taglio anticipi quella duttile per pressoflessione, si fa riferimento alla formulazione dell'Eurocodice 2 [CEN, 1991], nella quale il taglio resistente è dato da:

$$V Rd3$$
,  $pil$ ,  $i$ ,  $j = V Rd1 + V wd$ 

dove.

$$V_{Rd1} = (\tau_{Rd} \cdot K \cdot 1.2) \cdot b_W \cdot d$$

$$V_{wd} = \left(\frac{A_{SW}}{s}\right) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{SY}$$

 $\tau_{Rd}$  resistenza unitaria a taglio di calcolo di elementi privi di armatura a taglio

 $b_w$  è lo spessore dell'anima

d è l'altezza utile della sezione

K = 1 è il coefficiente che considera la continuità o meno delle armature in compressione

 $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio

 $f_{sy}$  è la tensione media di snervamento delle armature.

Il taglio resistente del j-esimo piano è calcolato come somma dei contributi dei singoli pilastri,in cui il taglio resistente di ogni pilastro del j-esimo piano, per ciascuna delle due direzioni ortogonali considerate, è:

$$V_{pil,ij} = min (V_{flex,pil,i,j}, V_{Rd3,pil,i,j})$$

Il comportamento di strutture i cui pilastri possono manifestare un comportamento fragile per rottura a taglio (ad esempio pilastri tozzi di nuclei scala, pilastri inseriti in finestrature a nastro, ecc.) viene colto definendo, per ogni direzione, una lunghezza efficace flessionale di ogni pilastro  $h_{pil.i.j.}$ , che potrà differire anche significativamente dall'altezza di interpiano, in relazione ad interazioni con altri elementi strutturali e non. La condizione che nel singolo pilastro la rottura fragile a taglio possa anticipare quella duttile a flessione viene portata in conto anche nella valutazione della capacità duttile globale della struttura.



## 3.12.3 Modello di comportamento in presenza di tamponature

Anche in questo caso, volendo tener conto del contributo di rigidezza e resistenza delle tamponature la struttura viene analizzata piano per piano, con modelli semplificati che ipotizzano meccanismi di piano. Il contributo delle tamponature e delle tramezzature inserite nelle maglie strutturali può essere messo in conto, in relazione all'accuratezza e all'affidabilità del rilievo, secondo due modalità alternative:

- 1) valutando la rigidezza e la resistenza dei singoli pannelli mediante formule di comprovata affidabilità;
- 2) considerando solo un incremento forfetario della capacità dissipativa dell'edificio.

Ai fini della valutazione del periodo proprio della struttura e delle verifiche delle condizioni di operatività, la procedura considera il contributo di rigidezza delle tamponature nella direzione parallela al loro piano con riferimento alla formulazione basata sull'ipotesi di puntone equivalente, riportata in [Min. LL.PP., 1997], facendo riferimento sia all'ipotesi di pannelli integri che fessurati. La rigidezza allo spostamento orizzontale del generico pannello i-esimo  $K_{mur,i,j}$  del j-esimo piano è presa pari al contributo di un puntone, la cui sezione ha spessore pari a quello del pannello murario e larghezza pari ad 1/10 della lunghezza del pannello [Min. LL.PP., 1997] ed assumendo un'ulteriore riduzione del 50% per tener conto di una condizione di danno incipiente:

$$K_{mur,i,j} = (E_m \cdot A/d) \cdot \cos^2 \theta = 0.1 \cdot E_m \cdot t \cdot \cos^2 \theta$$

dove:

 $E_m$  è il modulo elastico della muratura assunto pari a 1000  $f_k$  [Min. LL.PP., 1987];

A è l'area della sezione del puntone equivalente, pari a 0.1 ·s ·d [Min. LL.PP., 1997];

$$d = \sqrt{h^2 + l^2}$$
 è la lunghezza della diagonale del pannello.

La rigidezza totale  $K_j$  del piano j-esimo è determinata sommando i contributi di tutti gli elementi strutturali e non strutturali efficaci nella direzione considerata.

$$K_j = K_{pil, j} + \sum_{i} K_{mur, i, j}$$



Ai fini della valutazione della resistenza complessiva di piano, si tiene conto contemporaneamente del contributo resistente dei pilastri e delle murature non strutturali, mediante un'opportuna combinazione dei due addendi. Data la scarsa duttilità e la notevole rigidezza dei pannelli murari di tamponamento, che per primi raggiungerebbero la condizione di collasso, la semplice somma fornirebbe un limite superiore dell'effettiva resistenza della struttura. Pertanto, al contributo delle murature non strutturali si aggiunge solo un'aliquota della resistenza dei pilastri, così che il taglio resistente totale del piano nella direzione considerata si assume pari a:

$$V_{tot, j} = MAX(V_{mur, j} + \beta \cdot V_{pil, j} \cdot V_{pil, j})$$

in cui β è normalmente posto pari a 0.8. Ovviamente la scarsa duttilità del meccanismo resistente che include gli elementi non strutturali viene tenuta in conto anche nel definire la capacità duttile globale dell'edificio, come si vedrà nel seguito. Si considerano tre meccanismi di rottura [Min. LL.PP., 1997]: per scorrimento orizzontale, per compressione diagonale, per schiacciamento degli spigoli; e per ciascuno di questi meccanismi si ha una diversa equazione ai fini del calcolo della resistenza. Il taglio resistente dell'elemento murario i-esimo del piano j-esimo, nella direzione in esame, viene assunto pari al valore corrispondente al più debole dei tre meccanismi resistenti ipotizzati. Il taglio resistente complessivo delle tamponature e tramezzature al piano j-esimo, nella direzione considerata, viene valutato con la seguente equazione:

$$V_{mur, j} = \chi_{j, tamp} \sum_{i} V_{i, j, tamp} + \chi_{j, tram} \sum_{i} V_{i, j, tram}$$

dove  $\chi_{j,tamp}$  e  $\chi_{j,tram}$  sono due coefficienti riduttivi ( $\leq 1$ ) globali, che, per la direzione in esame, tengono forfetariamente conto della presenza di aperture rispettivamente nelle tamponature e nelle tramezzature del piano considerato.

La seconda modalità di valutazione del contributo delle tamponature e delle tramezzature, ossia quella basata sul solo incremento forfetario della capacità dissipativa dell'edificio, può essere adottata in mancanza di un rilievo sufficientemente dettagliato per poter descrivere correttamente la geometria dei pannelli murari o quando, per la presenza di ampie aperture, la resistenza dei pannelli murari è di incerta determinazione. Ai fini del calcolo della resistenza sismica, quando si assume che il contributo di resistenza dei pannelli murari non strutturali sia nullo, si suppone che la dissipazione di energia conseguente al loro danneggiamento si traduca in un maggiore smorzamento (assunto tipicamente pari al 10%) e nella conseguente



riduzione dell'accelerazione sulla struttura, come meglio specificato nel seguito. Operando secondo questa modalità, nella quale il contributo degli elementi non strutturali al miglioramento delle prestazioni è valutato su base forfetaria, si assume una posizione cautelativa, tale che non si possano, in generale, ottenere significative riduzioni della vulnerabilità rispetto alla condizione di struttura totalmente priva di elementi non strutturali collaboranti.

# 3.12.4 Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di operatività e di collasso

La vulnerabilità sismica dell'edificio viene valutata in termini di accelerazione di picco a terra che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionale considerati: l'operatività ed il collasso. L'accelerazione massima, PGA, viene innanzitutto riferita al sito in cui è localizzato l'edificio, includendo anche l'amplificazione e la distorsione spettrale prodotta dai terreni deformabili di fondazione. Successivamente viene determinata l'accelerazione di picco riferita alle condizioni ideali su roccia ag, corrispondente all'accelerazione al sito PGA che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionali della struttura. La PGA può essere direttamente tradotta in termini di pericolosità sismica locale, espressa come quel valore dell'intensità macrosismica (MCS) che determina il raggiungimento della condizione considerata, nel secondo caso la valutazione si correla direttamente alla pericolosità sismica di base, cui si riferiscono normalmente le mappe di pericolosità a livello nazionale [SSN, 2001, INGV, 2004] e la classificazione sismica [PCM 2003]. È, allora, immediato rapportare la vulnerabilità alla pericolosità sismica, giungendo ad una valutazione di rischio, in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le condizioni prestazionali in esame o di rapporto tra le intensità di tale terremoto e del terremoto di progetto, che la normativa sismica stabilisce come requisito minimo della progettazione. A questo riguardo occorre sottolineare una distinzione da fare in relazione all'aver assunto coefficienti di sicurezza sui materiali unitari o pari a quelli di normativa. Solo nel secondo caso, fatte salve le approssimazioni del modello, il confronto con il terremoto di progetto assume il significato di una verifica di sicurezza ai sensi della normativa. Il passaggio dalle resistenze di piano, o dalle forze di piano che producono gli spostamenti limite ai fini dell'operatività, all'accelerazione al suolo che



determina le condizioni critiche per i due livelli prestazionali considerati, richiede una serie di passi, di seguito descritti, che mettono a confronto gli effetti indotti dall'azione sismica (sollecitazioni, richieste di duttilità, deformazioni), ossia la domanda, con le corrispondenti capacità per ciascun piano e per ciascuna direzione, andando poi a individuare la situazione più sfavorevole nel rapporto domanda/capacità, sulla base della quale si valuta l'accelerazione al suolo che ne determina il raggiungimento. Il primo passo consiste nel determinare il taglio prodotto ai vari piani dell'accelerazione agente globalmente sulla struttura, assunta convenzionalmente pari a 1g. A tale scopo si utilizza il metodo dell'analisi statica lineare, nella formulazione prevista in [PCM, 2003, 2005], che definisce le forze di piano in relazione ad una prefissata forma semplificata lineare del primo modo di vibrare della struttura:

$$F_{j} = F_{h} \cdot (z_{j w_{j}}) / \sum_{i} (z_{i w_{i}})$$

dove:

 $F_h = W$ , avendo assunto l'accelerazione pari a 1g;

 $F_i$ è la forza da applicare al piano j;

 $W_i$  e  $W_l$  sono i pesi delle masse ai piani j e i rispettivamente;

 $z_i$  e  $z_l$  sono le altezze dei piani j e i;

W è il peso complessivo della costruzione in elevazione;

g è l'accelerazione di gravità.

I rapporti  $S_{Dj}$  tra i tagli di piano  $V_j$  corrispondenti alla condizione limite in esame ( $V_{j,COLL}$  se si considera il raggiungimento della resistenza di piano per il collasso oppure  $V_{j,OPER}$  se si considera il raggiungimento dello spostamento interpiano  $d_r$  pari al limite di operatività  $d_{r,OP}$ ) ed i corrispondenti tagli di piano agenti  $V_{ag,j}$  (per accelerazione pari a g), definiscono la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio in termini di accelerazioni sulle masse strutturali, espresse come frazione di g. In particolare, per la condizione limite di operatività, si ha:

$$SD(OP), j = \frac{V_{j,OPER}}{V_{ag, j}}$$

Per la condizione di collasso, definito  $V_{j,COLL}$  come pari a  $V_{j,pil}$  o  $V_{j,tot}$ , a seconda della eventuale messa in conto degli elementi non strutturali, si tiene conto degli effetti del secondo ordine, in accordo con quanto previsto in [PCM, 2003], calcolando lo spostamento relativo di



piano corrispondente alla condizione di collasso (nell'ipotesi di uguale rigidezza elastica tra le condizioni di operatività e di collasso) come:

$$d_{rCOLL, j} = \frac{V_{j, COLL}}{V_{j, OPER}} d_{r, OP}$$

E considerando il fattore amplificativo del taglio agente pari a:

$$\frac{1}{1-\theta_i}$$

In cui

$$\theta_{j} = \frac{W_{j} \cdot d_{r}COLL, j}{V_{j}, COLL \cdot h_{j}}$$

Essendo  $W_j$  il peso dell'edificio al di sopra del piano j-esimo (incluso). Si ottiene, con semplici passaggi:

$$SD(COLL), j = \frac{V_{j,COLL} \cdot h_{j} - W_{j} \cdot d_{r}COLL, j}{V_{ag,j} \cdot h_{j}}$$

Il passaggio successivo consiste nel determinare le accelerazioni massime del terreno in situ (PGA) e su roccia (ag), corrispondenti al raggiungimento delle condizioni limite ai singoli piani e nelle due direzioni considerate. Questo passaggio richiede la considerazione di diversi effetti legati al comportamento dinamico della struttura, alle sue capacità duttili e, eventualmente, alle capacità dissipative degli elementi non strutturali non portati in conto in termini di resistenza, oltre che delle forme spettrali in relazione al tipo di terreno. Tali effetti vengono messi in conto attraverso una serie di coefficienti, che trasformano l'accelerazione del terreno che produce il raggiungimento della condizione limite in esame, definita come PGAj, in accelerazione sulle masse strutturali:

$$SDj = PGA_j \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} = a_{gj} \cdot S \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j}$$
 dove:

 $\alpha_{PM}$  è il coefficiente di partecipazione modale del primo modo di vibrare nella direzione considerata, che può essere assunto pari a 0.8 per edifici aventi più di un piano, 0.9 per edifici aventi solo due piani, 1 per edifici ad un piano, in analogia con quanto indicato anche in [PCM, 2003] per il coefficiente riduttivo  $\lambda$ , ma con una maggiore differenziazione tra gli



edifici con 1-3 piani, intervallo nel quale si collocano numerosi edifici pubblici, ed in particolare quelli scolastici;

 $\alpha_{AD}$  è l'amplificazione spettrale, funzione del periodo del primo modo nella direzione in esame e della forma spettrale; esso viene determinato con riferimento agli spettri riportati in [PCM, 2003] per i diversi tipi di terreno, secondo le categorie di profili stratigrafici del suolo di fondazione. Il periodo proprio della struttura viene automaticamente calcolato mediante la formula di Rayleigh [Clough, Penzien, 1975], adottando la deformata prodotta dalle forze statiche precedentemente definite, come detto in precedenza.

 $\alpha_{DS}$  è un coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio, determinate dalla presenza di elementi non strutturali collaboranti, non messi direttamente in conto esplicitamente in termini di resistenza. La formulazione adottata, identica a quella del coefficiente  $\eta$  in [PCM 2003], è funzione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  espresso in percentuale:

$$\alpha_{DS} = \sqrt{10/(5+\varepsilon)} \ge 0.55$$

Esso viene posto normalmente pari a 1 salvo il caso in cui il contributo degli elementi non strutturali non venga direttamente messo in conto nella resistenza della struttura; per il quale si considera, normalmente, un rapporto di smorzamento pari al 10%, cui corrisponde un coefficiente  $\alpha_{DS}$  pari a 0.82. In ogni caso, nella valutazione delle prestazioni strutturali rispetto alle condizioni di operatività esso assume sempre valore unitario.

 $\alpha_{DUT,j}$  è un coefficiente di duttilità, che tiene conto della capacita duttile, sia della struttura nel suo insieme, in relazione anche a possibili concentrazioni di domanda per effetto delle irregolarità, sia dei singoli pilastri del piano j-esimo in esame, in relazione alle modalità di rottura previste (flessione duttile o fragile, taglio). I parametri globali dipendono essenzialmente dalle irregolarità presenti, dovute alla distribuzione delle resistenze in elevazione, alla geometria della struttura, alla distribuzione di rigidezza e/o massa in pianta. Vengono ulteriormente penalizzati i piani che, per distribuzione irregolare delle tamponature in elevazione, sono potenzialmente piani soffici. Per quanto riguarda i parametri locali, si considera l'entità dello sforzo assiale di compressione determinato dai carichi verticali e l'eventualità che i meccanismi di rottura a taglio nei pilastri anticipino quelli per flessione. Tutti i fattori sopra elencati, penalizzanti per le capacità duttili della struttura, modificano il valore di  $\alpha_{DUT,j}$ , facendolo variare nel range  $1 \leq \alpha_{DUT,j} \leq 3$ , nell'ipotesi di assenza di



tamponature e nel range  $1 \le \alpha_{DUT,j} \le 1.5$ , nell'ipotesi di presenza di tamponature, comunque esse siano portate in conto.

Nella valutazione delle prestazioni strutturali rispetto alle condizioni di operatività, il coefficiente di duttilità assume, in ogni caso, valore unitario. La perdita di operatività è riferita alla condizione di danneggiamento non trascurabile delle parti non strutturali e/o di quelle strutturali. Per questo essa è determinata dal raggiungimento di una delle due seguenti condizioni:

drift percentuale (spostamento interpiano/altezza di interpiano)  $d_{r,lim} = 0.5\%$  accelerazione a terra corrispondente ad un valore unitario di  $\alpha_{DUT,j}$ .

Pertanto, per ogni piano e per ogni direzione, viene calcolata la forza che induce il raggiungimento di queste condizioni. Per quanto riguarda la prima condizione, nota la rigidezza totale  $K_j$  e l'altezza  $h_j$  del piano j-esimo, il taglio che provoca il drift limite nella direzione considerata sarà pari a:

$$V_{op,j} = K_j \cdot h_j \cdot d_{r,lim}$$

Considerando questo come valore massimo "resistente", è possibile, procedendo analogamente a quanto fatto per l'individuazione del limite di collasso, determinare le massime accelerazioni spettrali. Le uniche differenze sono legate al coefficiente di duttilità del generico elemento i-esimo del piano j-esimo αDUT, pil i,j, che assume valore unitario, ed ai coefficienti riduttivi p1,j e p3 che assumono anch'essi valore unitario. L'espressione del coefficiente di duttilità di piano, quindi, degenera in:

$$\alpha_{\text{DUT},i} = 1 \cdot (1 \cdot p2 \cdot 1) = p2$$

dove p2 è un coefficiente riduttivo che tiene conto dell'irregolarità di rigidezza o di massa in pianta. È evidente che il fattore  $\alpha_{DUT,j}$  assume in questo caso il significato di fattore di irregolarità che amplifica gli effetti del sisma in termini di deformazioni locali, rispetto alle quali si effettua la verifica dei limiti di operatività.

L'altra condizione è valutata semplicemente assumendo  $\alpha_{DUT,j} = 1$ . È opportuno sottolineare come questa condizione corrisponda non alla prima plasticizzazione locale dei pilastri ma alla plasticizzazione di tutti i pilastri di un piano, e, dunque, ad uno stato di danneggiamento effettivo della struttura.



Noti i coefficienti di trasformazione, si ricavano facilmente le accelerazioni massime al suolo in situ e su roccia, che determinano, per ogni piano e per ciascuna direzione, il raggiungimento delle condizioni limite (collasso e operatività).

$$PGA_{j} = S_{Dj} \cdot \alpha_{DUT,i} / \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS}$$

$$a_{gi} = PGA_i / S$$

Nel caso in cui la valutazione sia eseguita sia nell'ipotesi di assenza che nell'ipotesi di presenza di elementi non strutturali collaboranti, a ciascun piano e per ciascuna direzione, si assumerà, tra i valori di accelerazione ottenuti, il massimo tra i due, come valore rappresentativo della capacità del piano.

Note le accelerazioni al suolo che determinano il raggiungimento della condizione limite in esame a ogni piano e nelle due direzioni, si individua il piano e la direzione nella quale si manifesta per prima la condizione limite, assumendo il corrispondente valore come accelerazione di riferimento della resistenza sismica dell'intero edificio.



#### **CAPITOLO IV**

### II DANNO DEGLI EDIFICI DI PETTINO (AQ) A SEGUITO DEL SISMA DEL 6 APRILE

#### 4.1 Introduzione

Negli ultimi trent'anni l'area dell'Appennino centrale è stata caratterizzata da una bassa sismicità, diversamente da quanto è accaduto nelle due aree immediatamente a nord-ovest dove sono ubicate l'Umbria e le Marche (colpite nel 1997 da un terremoto di magnitudo Richter 6.1 e di intensità macrosismica fino al X grado) ed a sud-est nella zona del Lazio – Molise. L'elevata sismicità della valle dell'Aterno è comunque ben nota agli studiosi e documentata dall' evidenza storica di numerosi e distruttivi terremoti i cui parametri principali sono contenuti nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (Gruppo di Lavoro CPTI, 2008). Il primo terremoto aquilano di cui si possiede memoria storica risale al 1315, caratterizzato da una magnitudo momento M<sub>w</sub>>6.7; và comunque sottolineato che la stessa area è stata colpita da diversi terremoti di magnitudo maggiore di 6 in diverse epoche storiche. Il terremoto del 1461 interessò un'area compresa tra il centro dell'Aquila e le frazioni di Paganica e Onna, in cui l'intensità macrosismica raggiunse il IX-X grado, mentre la magnitudo momento stimata fu pari 6.5 M<sub>w</sub>. Le fonti storiche attestano la pressoché totale distruzione delle frazioni di Onna, Poggio Picenze, Castelnuovo e Sant'Eusanio Forconese. Di recente, il terremoto aquilano del 6 aprile 2009 è stato l'evento più significativo di una sequenza sismica iniziata nel dicembre 2008. Gli epicentri delle scosse erano localizzati tutti nella città e nella provincia dell'Aquila, mentre l'evento più forte prima del mainshock è stato registrato il 30 marzo 2009 ( $M_w = 4.4$ ). La sequenza sismica ha continuato la sua evoluzione; infatti, dopo il mainshock del 6 aprile, sono state registrate ulteriori 256 scosse, delle quali più di 150 solo il giorno del Martedì 7 Aprile. Tre eventi di M>5 sono avvenuti: il 6 Aprile



(Ml=5.8), il 7 Aprile (Ml=5.3) e il 9 Aprile (Ml=5.1). I terremoti di Ml compresa tra 3.5 e 5 sono stati in totale 31.

I terremoti della sequenza sono avvenuti principalmente nella crosta superiore, con ipocentro ubicato ad una profondità di 10-12 km. Solo l'evento MI=5.3 del 7 Aprile a sud-est de L'Aquila aveva ipocentro ad una profondità di circa 15 km. Dall'esame dei segnali riconosciuti automaticamente alla stazione INGV MedNet de L'Aquila (ubicata nei sotterranei del castello cinquecentesco), sono state conteggiate oltre 20.000 scosse relative all'intera sequenza sismica. Nella Tabella 14 sono riportate le caratteristiche dei principali eventi.

Date	Hour (UTC)	Lat. (N)	Long. (E)	Depth (km)	Mw
03/30/09	13.38.38	42.326	13.362	10.06	4.4
04/06/09	1.32.39	42.348	13.380	9.05	6.3
04/07/09	17.47.37	42.275	13.464	15.01	5.6
04/09/09	0.52.59	42.484	13.343	15.04	5.4

Tabella 14: Caratteristiche dei principali eventi sismici avvenuti all'Aquila (Chiarini, 2010).

La distribuzione in pianta delle repliche evidenzia molto bene l'area interessata dalla sequenza sismica che si estese per oltre 30 km in direzione NO-SE, parallelamente all'asse della catena appenninica (Figura 4.1.1).

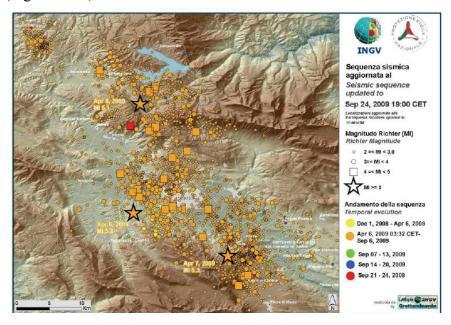


Figura 4.1.1 Sequenza sismica del terremoto de L'Aquila aggiornata al 24 settembre 2009 (Chiarini, 2010)



La replica più forte, registrata alle 19:47 del 7 aprile, ha interessato il settore più meridionale dell'area, in prossimità dei centri di San Martino d'Ocre, Fossa, San Felice d'Ocre, dove sono state localizzate piccole scosse nella stessa giornata. L'evento del 9 aprile di Ml=5.1 è localizzato invece più a nord, lungo una struttura di più limitata estensione, sempre parallela alla catena appenninica. Studiando nel dettaglio la sequenza degli aftershock giorno per giorno fino al 9 aprile (fig.1.9 a-d), è però possibile identificare due zone principali di rottura: l'area principale in cui è avvenuto il mainshock ed una seconda area associata ad una diversa struttura tettonica, probabilmente di dimensioni minori, in cui è avvenuto l'aftershock del 9 Aprile. Questa distinzione permette di giungere alla conclusione che gli eventi del 7 e 9 Aprile non sono stati aftershock della scossa del 6 Aprile, ma che i tre eventi sono relativi a tre terremoti distinti.

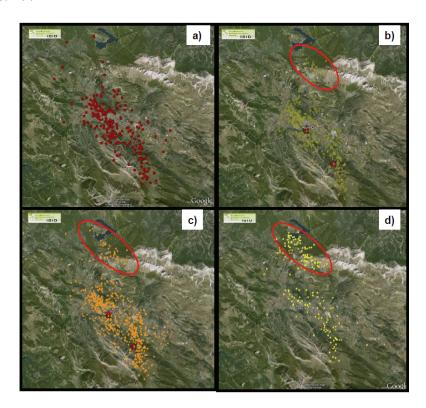


Figura 4.1.2 a) 6 Aprile 2009: mainshock (stella rossa) e aftershock; b) - c) 7-8 aprile 2009 (Chiarini, 2010)

Questo lavoro ha rivolto la sua attenzione alla frazione più grande dell'Aquila, Pettino, abitata prima del terremoto da circa 25000 persone. Tale frazione dista 3.19 chilometri dal medesimo comune e si trova a ben 1074 m s.l.m., sul versante del monte Serano (1426 m). Pettino si estende in larga misura ad ovest dell'autostrada A24 e solo una piccola parte interessa la zona est della stessa.



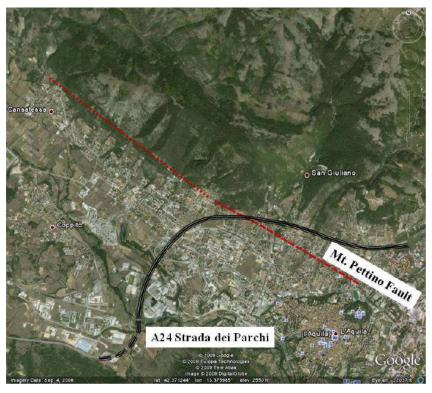




Figura 4.1.3 Immagini di Pettino (www.googlemaps.it)

### 4.2 Le schede AeDES degli edifici di Pettino (AQ)

Per una maggiore conoscenza del costruito esistente nella zona in esame sono state reperite le schede di primo livello di rilevamento danno, AeDES (pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza sismica) compilate subito dopo il sisma del 6 aprile del 2009. La



scheda AeDES (Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica), come già specificato nel capitolo precedente, è finalizzata al rilevamento delle caratteristiche tipologiche, del danno e dell'agibilità degli edifici ordinari nella fase di emergenza che segue il terremoto. Gli edifici sono intesi come unità strutturali di tipologia costruttiva ordinaria ( tipicamente quella in muratura, in c.a. o acciaio intelaiato o a setti) dell'edilizia per abitazioni e/o servizi. E' esclusa pertanto l'applicazione della scheda agli edifici a tipologia specialistica (capannoni industriali, edilizia sportiva, teatri, chiese etc.) o monumentale. La scheda consente di effettuare un rilievo speditivo ed una prima catalogazione del patrimonio edilizio, disponendo di dati tipologici e metrici degli edifici. Accoppiati ai dati di danno, tali dati sono utili anche ad una prima valutazione dei costi di riparazione e/o miglioramento, consentendo di predisporre scenari di costo per diversi contributi unitari associati a diverse soglie di danno. La scheda costituisce un valido ausilio alla valutazione dell'agibilità, il cui giudizio finale resta comunque di stretta pertinenza della squadra di rilevatori. Essa, infatti, mantiene traccia dell'ispezione effettuata e del relativo esito, cerca di stabilire un linguaggio comune nella descrizione del danno e della vulnerabilità, fornisce un percorso guidato che dagli elementi rilevati indirizza alla valutazione del rischio, e quindi al giudizio di agibilità, consente una migliore informatizzazione dei dati (in buona parte acquisibili dalla scheda anche tramite lettore ottico). Gli edifici aquilani ubicati nella frazione di Pettino interessati dal sisma del 6/4/2009, per i quali sono state reperite le schede di vulnerabilità AeDES (I livello) ammontano a 935. In maggior dettaglio, le schede redatte per gli edifici in c.a. sono in numero di 624. Disponendo della georeferenziazione dei suddetti edifici è stato innanzitutto possibile effettuare un confronto tra gli edifici giudicati regolari in pianta secondo le schede AeDES e quelli ritenuti tali tramite l'utilizzo di un software GIS. Tale confronto ha evidenziato una notevole discrepanza tra i risultati; pertanto l'analisi è stata ristretta ad un campione di 305 edifici (aventi destinazione d'uso di tipo residenziale), avendo inoltre escluso gli edifici in c.a. della tipologia a pareti e quelli per i quali non si disponeva di informazioni sufficienti. Va comunque precisato che da un'indagine più approfondita effettuata con il GIS è emerso che solo 210 di tali edifici potevano definirsi regolari in pianta secondo quanto prescritto dalla vigente normativa (D.M. 2008):

- distribuzione in pianta di masse e rigidezze approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali;
- rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta inferiore a 4;



- dimensione di rientri e sporgenze inferiore al 25% della dimensione totale nella corrispondente direzione;
- orizzontamenti infinitamente rigidi rispetto agli elementi verticali.

Si riportano di seguito alcuni grafici sia per il campione totale che per i soli edifici regolari in pianta, per sintetizzare i dati acquisiti dalle schede AeDES. Con riferimento alla Sezione 2 "Descrizione edificio" della scheda sopra menzionata di agibilità, nella quale sono raccolte informazioni riguardanti i Dati metrici, l'Età, con indicazione del periodo di Costruzione e di eventuale Ristrutturazione dell'edificio, nonché il tipo di Uso ed informazioni relative all'Esposizione, sono stati riportati nei primi due istogrammi che seguono (Figura 4.2.1), l'età di costruzione ed il numero di piani fuori terra di tutti gli edifici in esame. In Figura 4.2.2 sono invece riportate le medesime informazioni in riferimento ai soli edifici regolari in pianta.

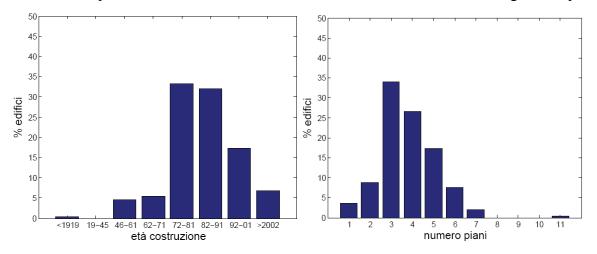


Figura 4.2.1 Età di costruzione e numero di piani per il campione totale di edifici

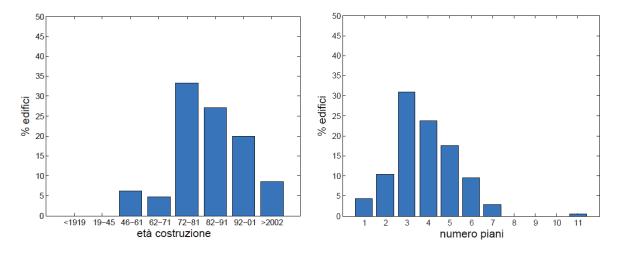


Figura 4.2.2 Età di costruzione e numero di piani per gli edifici regolari in pianta



Dai grafici si osserva che la maggior parte degli edifici esaminati sono stati costruiti tra gli anni '70 e '90 e che presentano perlopiù un numero di piani fuori terra pari a 3 o 4.

La sezione 3 "Tipologia" della scheda si propone quale obiettivo principale quello di indirizzare il rilevatore verso una conoscenza approfondita del manufatto, all'interno di un percorso guidato di analisi in grado di orientare il giudizio finale di agibilità, evidenziando indicatori di vulnerabilità, che possono condizionare la riposta della struttura all'azione sismica. In riferimento a tale sezione, avendo considerato esclusivamente edifici intelaiati in c.a., è stato realizzato un grafico per gli edifici totali (Figura 4.2.3 a))ed uno per gli edifici regolari in pianta (Figura 4.2.3 b)) in cui si riporta la percentuale degli edifici aventi una disposizione regolare e non delle tamponature.

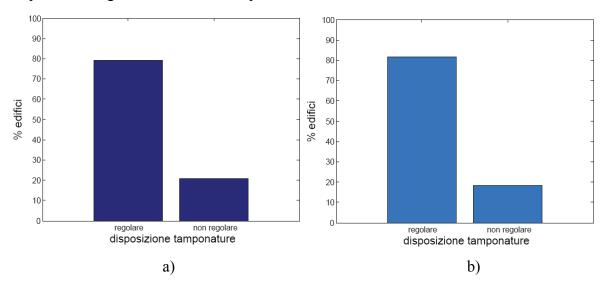


Figura 4.2.3 Disposizione delle tamponature: a) campione totale degli edifici b) edificici regolari in pianta

Va sottolineato che è stata effettuata un' indagine in situ della maggior parte degli edifici oggetto di studio, dalla quale è emerso che nonostante la disposizione delle tamponature per la maggior parte di essi fosse stata definita regolare nelle schede, nella quasi totalità dei casi è stata osservata la presenza di box al piano terra o al piano interrato (Figura 4.2.4).





Figura 4.2.4 Edificio con presenza di box al piano terra

L'esame del danno e delle condizioni di vulnerabilità conduce alla stima del rischio strutturale (Sezione 8 "Giudizio di agibilità"), in termini di modifica della capacità portante della struttura rispetto ad uno stato originario di riferimento. Per un edificio progettato secondo i criteri di un moderno Codice per le costruzioni antisismiche tale stato corrisponde concettualmente ad un livello di sicurezza assoluta accettato; per gli altri edifici questo livello non è garantito. Ovviamente un esame speditivo, come quello condotto per la verifica di agibilità, non può avere l'obiettivo di garantire un definito grado di sicurezza assoluta, tuttavia non è in molti casi accettabile nemmeno limitarsi alla considerazione della modifica della situazione dell'edificio rispetto alle condizioni pre-evento. Questa seconda impostazione, infatti, è basata sul duplice assunto che la condizione dell'edificio prima dell'evento fosse soddisfacente (socialmente accettata) e che l'agibilità è dichiarata tenendo conto di una scossa che sia risentita con intensità non superiore a quella già sperimentata. Il patrimonio edilizio italiano, però, ha una forte presenza di strutture antiche, sulle quali, in seguito all'originale realizzazione, sono intervenute modifiche, ristrutturazioni, danneggiamenti di varia natura e successive riparazioni. Ci sono poi situazioni in cui anche la realizzazione originaria non dà nessuna reale garanzia essendo legata a processi edilizi spontanei. Su tali strutture il danneggiamento deriva da un processo di accumulo dei danni, nel quale la sicurezza non è riferibile all'incremento di danno prodotto dall'ultimo evento, ma piuttosto alla condizione



complessiva di danneggiamento. In conseguenza di ciò limitare l'osservazione del danno all'effetto dell'ultimo evento potrebbe essere fuorviante. Al contrario è opportuno prendere in considerazione il danno totale come effetto cumulato di tutte le modifiche intervenute. In questo modo, inoltre, il compito del rilevatore è fortemente facilitato, riducendo la possibilità di errori di giudizio su una situazione non direttamente conoscibile. La stima della condizione pre - evento è, pertanto, richiesta solo in termini sintetici e globali, al solo scopo di capire quale sia stata l'incidenza dell'evento sismico nel determinare le condizioni attuali dell'edificio. Nello specifico, esistono 5 gradi di danno, che verranno di seguito descritti in maniera dettagliata; in generale, al danno leggero D1 è associato un rischio strutturale basso (anche se non si può escludere un danno non strutturale elevato e quindi la necessità di provvedimenti cautelativi), mentre al danno D4-D5 è associato in ogni caso un rischio strutturale elevato. Il livello di danno intermedio D2-D3 comprende una varietà di situazioni che, in relazione al tipo e alla estensione, possono condurre a diversi giudizi di rischio strutturale: la sua interpretazione è quindi più articolata e problematica.

I danni da riportare nella sezione 4 "danni ad elementi strutturali e provvedimenti di pronto intervento eseguiti" (Figura 4.2.5) sono quelli apparenti, cioè quelli riscontrabili a vista sui componenti strutturali al momento del sopralluogo, siano essi preesistenti o collegabili al sisma.

Livello -	DANNO									
estensione	D4-D5 Gravissimo		D2-D3 Medio grave		D1 Leggero					
Componente strutturale Danno preesistente	> 2/3	113 - 273	< 1/3	> 2/3	113 - 213	< 1/3	> 2/3	113 - 213	< 1/3	Nullo
	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Τ	L
1 Strutture verticali				0		0				0
2 Solai	0		0			0				0
3 Scale			0	0		0				0
4 Copertura			0							0
5 Tamponature-tramezzi										0
6 Danno preesistente			1111 (1) (1) 1111 (1) (1) 1111 (1) (1)	0						0

Figura 4.2.5 sezione 4 della scheda AeDES

Le prime 4 righe della Figura 4.2.5 sono riferite agli elementi strutturali principali; la riga 5 (cui si è posta la maggiore attenzione durante l'indagine in situ) è riferita ad elementi non strutturali di particolare rilevanza (tamponature e tramezzi) che possono modificare la



resistenza e/o la risposta della struttura, in particolare di quelle intelaiate; la riga 6 invece registra in modo cumulativo per tutto l'edificio la parte del danno totale che si valuta preesistente al sisma. Le colonne sono differenziate in modo da consentire di definire il livello di danno e la sua estensione. La definizione del livello di danno riscontrato è di particolare rilevanza; essa è basata sulla scala macrosismica europea EMS98, integrata con le definizioni puntuali utilizzate nelle schede di rilievo GNDT. La scala EMS98 prevede sei possibili stati di danneggiamento (da D0: nessun danno, a D5 distruzione) per l'edificio nel suo complesso, in base al livello e all'estensione del danno agli elementi strutturali e non strutturali dell'edificio. Dovendo nella scheda raccogliere puntuali descrizioni del danno e della sua estensione per le diverse strutture principali (Sezione 4) e per le parti non strutturali (Sezione 5), la scheda cosidera 3 livelli di danno, accorpando il livello D2 con D3 e D4 con D5. La loro definizione corrisponde alla sommaria descrizione riportata di seguito:

D1 (danno leggero) è un danno che non cambia in modo significativo la resistenza della struttura e non pregiudica la sicurezza degli occupanti a causa di possibili cadute di elementi non strutturali; il danno è leggero anche se queste ultime possono rapidamente essere scongiurate. In riferimento al cemento armato, tale tipologia di danno corrisponde a lesioni lievi nelle travi (fino a 1 mm), lesioni capillari (< 0.5 mm) non verticali nelle colonne o nei setti. Le lesioni nelle tamponature a questo livello di danno sono costituite essenzialmente da lievi distacchi della muratura dalla strutture (2 mm), compatibili con spostamenti del tutto ammissibili, in genere, per strutture in c.a.. Eventuali lesioni diagonali, che rivelano la collaborazione della tamponature alla resistenza della struttura alle forze orizzontali, sono modeste (1 mm). Occorre prestare attenzione alla possibilità che alcuni pannelli di tamponatura abbiano manifestato la tendenza a ribaltare fuori dal loro piano, uscendo dalla maglia di telaio in cui sono inserite. Questa eventualità si manifesta con una certa facilità nel caso di rivestimenti a cortina che passano davanti alle strutture portanti e non sono ad esse ancorate. In tali casi il danno può indicare un rischio non strutturale anche elevato a seguito di una futura ulteriore scossa. Pertanto, in generale, l'osservazione di questo livello di danno nelle tamponature (in assenza di un più grave danno alle strutture) potrà condurre ad un giudizio di rischio strutturale basso o "basso con provvedimenti". Potrà invece condurre ad un giudizio di rischio non strutturale, anche elevato, nel caso particolare di cortina completamente scollegata.



D2-D3 (danno medio - grave) è un danno che potrebbe anche cambiare in modo significativo la resistenza della struttura, senza che però venga avvicinato palesemente il limite del crollo parziale di elementi strutturali principali. In riferimento al cemento armato, tale tipologia di danno è associabile a lesioni da flessione nelle travi fino a 1 mm, lesioni nei pilastri e nei setti in c.a. fino a 2 mm, inizio di sbandamento delle barre compresse nelle colonne con espulsione del copriferro, fuori piombo residui appena percettibili. Le lesioni nelle tamponature a questo livello di danno sono costituite essenzialmente da significativi distacchi dalle strutture (2 – 5 mm), da rotture diagonali o scorrimenti di alcuni mm, da schiacciamenti visibili agli angoli delle tamponature. Sono possibili espulsioni di materiale ed anche limitati crolli parziali. Tutte queste tipologie indicano un significativo impegno dell'elemento tamponatura, che a causa del danneggiamento, in occasione di una ripetizione dell'evento, non potrà più offrire lo stesso contributo. Se l'estensione del fenomeno è rilevante e le tamponature sono efficaci e ben disposte la perdita di resistenza potrebbe essere significativa e quindi il danno alle tamponature potrà contribuire ad un giudizio di rischio strutturale elevato (se anche la struttura principale presenta danni). Se, invece, le tamponature danneggiate sono poche e disposte in modo da aggravare la risposta strutturale, il loro danneggiamento potrebbe non essere significativo per la sicurezza della struttura e si potrà propendere per un giudizio di rischio strutturale più favorevole. In entrambi i casi si dovrà tenere conto del rischio prodotto dalla tamponatura come elemento non strutturale compilando le sezioni 6 ed 8. Le lesioni che rivelano l'attivazione di ribaltamento delle tamponature a questo livello sono ancora più evidenti che nel livello D1 e condurranno, generalmente, a giudizi di rischio non strutturale elevato.

**D4-D5 (danno gravissimo)** è un danno che *modifica in modo evidente la resistenza della struttura portandola vicino al limite del crollo parziale o totale di elementi strutturali principali*. Vanno quindi considerate situazioni più gravi di quelle descritte per il livello precedente D2-D3: lesioni > 5 mm nelle travi e di 3 mm nelle colonne e nei setti, con forti espulsioni di copriferro che interessano anche il nucleo, forti sbandamenti delle armature dei pilastri, fuori piombo superiori all'1 - 2 % dell'interpiano, distacchi ampi ed estesi fra solai o coperture e strutture portanti principali, crolli di interi pannelli di tamponatura, crolli parziali nelle strutture principali fino ad arrivare alla distruzione totale dell'opera. Nella maggioranza dei casi il rischio strutturale connesso a tale livello di danno è alto, a meno che il danneggiamento non sia confinato in una zona molto ristretta e particolare della struttura.



In riferimento alla riga 5 di tale sezione (tamponature-tramezzi) si riportano due grafici che descrivono il livello di danno riscontrato nelle tamponature al variare del numero di piani. In particolare, per una migliore visualizzazione dei risultati, nel secondo grafico di figura 4.2.7 sono stati uniti il livello di danneggiamento medio-grave con quello gravissimo.

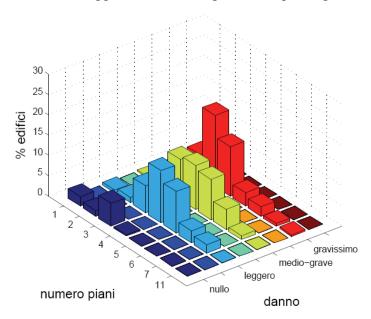


Figura 4.2.6 Danno alle tamponature degli edifici totali al variare del numero di piani

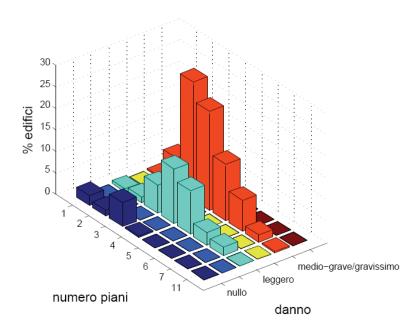


Figura 4.2.7 Danno alle tamponature degli edifici totali al variare del numero di piani unendo il danno medio-grave al gravissimo



Per poter far riferimento ad un campione perfettamente omogeneo, tali grafici sono stati realizzati e riportati di seguito anche per i soli edifici definiti regolari in pianta secondo la normativa vigente (D.M. 2008) (figure 4.2.8 e 4.2.9).

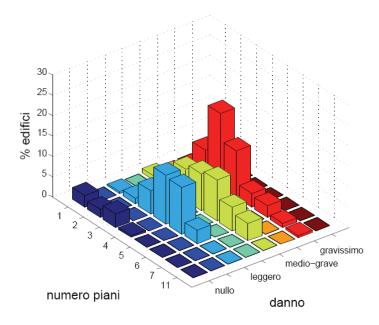


Figura 4.2.8 Danno alle tamponature degli edifici regolari in pianta al variare del numero di piani

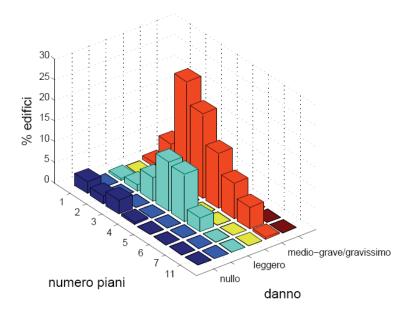


Figura 4.2.9 Danno alle tamponature degli edifici regolari in pianta al variare del numero di piani unendo il danno medio-grave al gravissimo



Dai grafici si osserva che la maggior parte degli edifici ha subito danneggiamenti importanti e che solo gli edifici di pochi piani non hanno subito alcun danno.

È da sottolineare che sebbene la sezione 4 della scheda fornisca il livello di danno e l'estensione dello stesso, essa non fornisce alcuna indicazione circa la sua localizzazione. Tuttavia, dall'ispezione visiva effettuata, è emerso che nel caso di una disposizione regolare delle tamponature (presenza delle tamponature per l'intera altezza dell' edificio), i danni si concentrano perlopiù al piano terra ed al primo piano, mentre per gli edifici caratterizzati dalla presenza di box, i maggiori danni si localizzano al piano superiore degli stessi. In realtà, in quest'ultimo caso, nonostante l'assenza di danni esterni all'edificio in corrispondenza del piano interessato dalla presenza dei box, l'ispezione interna ha permesso di mettere in luce il danneggiamento delle tramezzature.

La sezione 8, oltre alla definizione del rischio, è dedicata all'esito di agibilità, alle sue conseguenze ed ai provvedimenti di pronto intervento da adottare. Essa si compone di quattro parti:

*Valutazione del rischio*: in cui si sintetizzano le osservazioni riportate nelle sezioni precedenti (da 3 a 7) in termini di rischio, al fine di indirizzare il giudizio di agibilità.

Esito di agibilità: in cui si riporta il giudizio di agibilità, articolato in cinque possibili esiti.

Unità immobiliari inagibili, famiglie e persone da evacuare: in cui si quantificano le conseguenze del giudizio emesso in termini sociali.

*Provvedimenti di pronto intervento*: in cui si propongono i provvedimenti di rapida realizzazione necessari per rendere agibile l'edificio, nel caso in cui i danni siano modesti e gli interventi poco impegnativi e rapidamente eseguibili, e gli eventuali provvedimenti necessari per garantire la pubblica incolumità negli altri casi.

Le osservazioni riportate nelle sezioni precedenti alla 8 devono essere sintetizzate in modo da esprimere un giudizio sui seguenti tipi di rischio:

- rischio strutturale legato allo stato (tipologia e danno) degli elementi con funzione portante (strutture verticali, strutture orizzontali, tamponature robuste o che contribuiscono significativamente alla resistenza sismica dell'edificio, etc. Sezioni 3 e 4);
- rischio non strutturale, legato allo stato di elementi senza funzione portante (tramezzi, tegole, comignoli, reti tecnologiche, ecc), che possono comunque causare pericolo alla pubblica incolumità (Sezioni 4 e 5);



- rischio esterno indotto da possibili crolli parziali o totali di costruzioni circostanti sulla costruzione in oggetto o sulle sue vie di accesso (Sezione 6);
- rischio geotecnico, legato allo stato dei terreni e delle fondazioni (Sezione 7).

Se il valore di ognuno dei quattro tipi di rischio può essere ritenuto basso, si tenderà verso un giudizio di agibilità, se almeno uno di essi è da ritenersi alto ci si orienterà verso un giudizio di inagibilità parziale o totale. Quando il rischio, pur essendo elevato, può essere ridotto con provvedimenti di pronto intervento rapidamente eseguibili e relativamente poco impegnativi, l'edificio può essere considerato agibile con provvedimenti.

Per assicurare l'uniformità di comportamenti e procedure e anche per esigenze di gestione dati, l'esito del giudizio di agibilità deve ricondursi ad una delle possibili alternative previste nella scheda:

**A** (Edificio agibile). L'edificio può essere utilizzato in tutte le sue parti senza pericolo per la vita dei residenti, anche senza effettuare alcun provvedimento di pronto intervento. Ciò non implica che l'edificio non abbia subito danni, ma solo che la riparazione degli stessi non è un elemento necessario per il mantenimento dell'esercizio in tutto l'edificio. Nel caso di edificio agibile non si hanno unità immobiliari inagibili e nuclei familiari e/o persone da evacuare.

B (Edificio temporaneamente inagibile (tutto o parte) ma agibile con provvedimenti di pronto intervento). L'edificio, nello stato in cui si trova, è almeno in parte inagibile, ma è sufficiente eseguire alcuni provvedimenti di pronto intervento per poterlo utilizzare in tutte le sue parti, senza pericolo per i residenti. E' necessario, in questo caso, che il rilevatore proponga gli interventi ritenuti necessari per continuare ad utilizzare l'edificio e che tali provvedimenti siano portati a conoscenza del Comune. Non è, invece, compito del rilevatore controllare che i provvedimenti consigliati vengano effettivamente realizzati. È da tener presente che i provvedimenti a cui ci si riferisce devono effettivamente essere di *pronto intervento*, cioè realizzabili in breve tempo, con spesa modesta e senza un meditato intervento progettuale. Nel caso contrario l'edificio deve essere considerato inagibile del tutto o in parte. È opportuno comunque compilare la parte della sezione relativa alle unità immobiliari inagibili ed ai nuclei familiari e/o persone da evacuare.

C (Edificio parzialmente inagibile). Lo stato di porzioni limitate dell'edificio può essere giudicato tale da comportare elevato rischio per i loro occupanti e quindi da indirizzare verso un giudizio di inagibilità. Nel caso in cui si possa ritenere che possibili ulteriori danni nella zona dichiarata inagibile non compromettano la stabilità della parte restante dell'edificio né



delle sue vie di accesso e non costituiscano pericolo per l'incolumità dei residenti, allora si può emettere un giudizio di inagibilità parziale. Nel caso di edificio parzialmente inagibile è necessario che il rilevatore indichi chiaramente nella sezione 9 (Note) quale siano le porzioni di edificio ritenute non accessibili e che tali zone siano portate a conoscenza del Comune. Non è, invece, compito del rilevatore controllare che venga effettivamente impedito l'accesso alle zone in cui si è consigliata l'interdizione. Può accadere che l'inagibilità parziale comporti unità immobiliari inagibili e nuclei familiari e/o persone da evacuare.

**D** (Edificio temporaneamente inagibile da rivedere con approfondimento). L'edificio presenta caratteristiche tali da rendere incerto il giudizio di agibilità da parte del rilevatore. Viene richiesto un ulteriore sopralluogo più approfondito del primo e/o condotto da tecnici più esperti. Fino al momento del nuovo sopralluogo l'edificio viene considerato inagibile. E' necessario compilare la parte della sezione relativa alle unità immobiliari inagibili ed ai nuclei familiari e/o persone da evacuare. Questo tipo di esito va adottato solo in casi di effettiva necessità poiché la sua gestione comporta un notevole aggravio delle attività di rilievo.

E, F (Edificio inagibile). Per esigenze di organizzazione viene distinto il caso di inagibilità effettiva dell'edificio per rischio strutturale, non strutturale o geotecnico (E) dall'inagibilità per grave rischio esterno (F), in assenza di danni consistenti all'edificio. L'edificio non può essere utilizzato in alcuna delle sue parti neanche a seguito di provvedimenti di pronto intervento. Questo non vuol dire che i danni non siano riparabili, ma che la riparazione richiede un intervento tale che, per i tempi dell'attività progettuale e realizzativa e per i relativi costi, è opportuno sia ricondotto alla fase della ricostruzione. Nelle osservazioni finali va indicato se la condizione di inagibilità è presumibilmente antecedente all'evento.

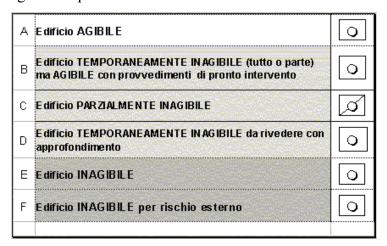


Figura 4.2.10 Sezione 8 della scheda AeDES



In riferimento a tale sezione, per gli edifici oggetto di studio avendo riscontrato una perfetta coincidenza con gli esiti ottenuti mediante l'ispezione visiva degli stessi, sono stati rappresentati nel grafico che segue (Figura 4.2.11) gli "esiti di agibilità" riportati nelle schede AeDES.

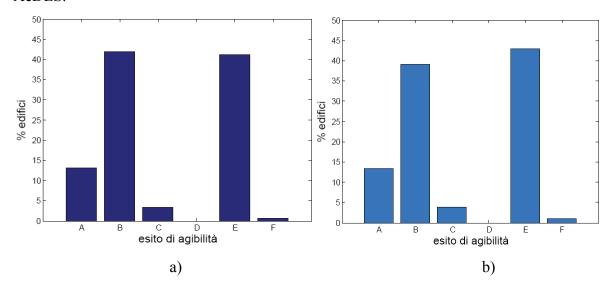


Figura 4.2.11 a) Esito di agibilità per gli edifici totali b) Esito di agibilità per gli edifici regolari in pianta

Dal grafico emerge che gli esiti più ricorrenti sono il "B" (Edificio temporaneamente inagibile (tutto o parte) ma agibile con provvedimenti di pronto intervento)e l' "E" (Edificio inagibile) e che nessuno degli edifici ha ottenuto un esito di agibilità di tipo "D".



Seguono ulteriori diagrammi in cui sono riportati per ogni esito di agibilità, le percentuali di edifici in funzione dell'età di costruzione. I diagrammi sono realizzati sia per l'intero campione di edifici analizzati che per i soli edifici regolari in pianta(Figure 4.2.12 e 4.2.13).

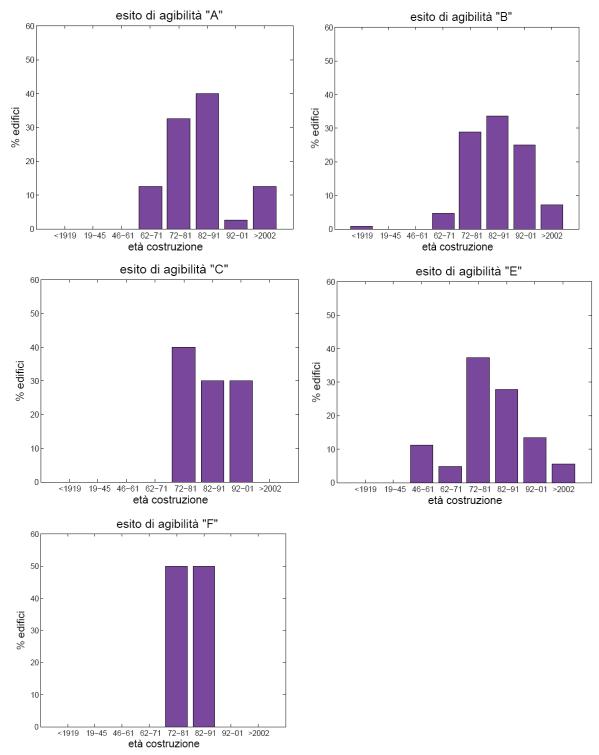


Figura 4.2.1 Percentuale di edifici totali al variare dell'età di costruzione e dell'esito di agibilità



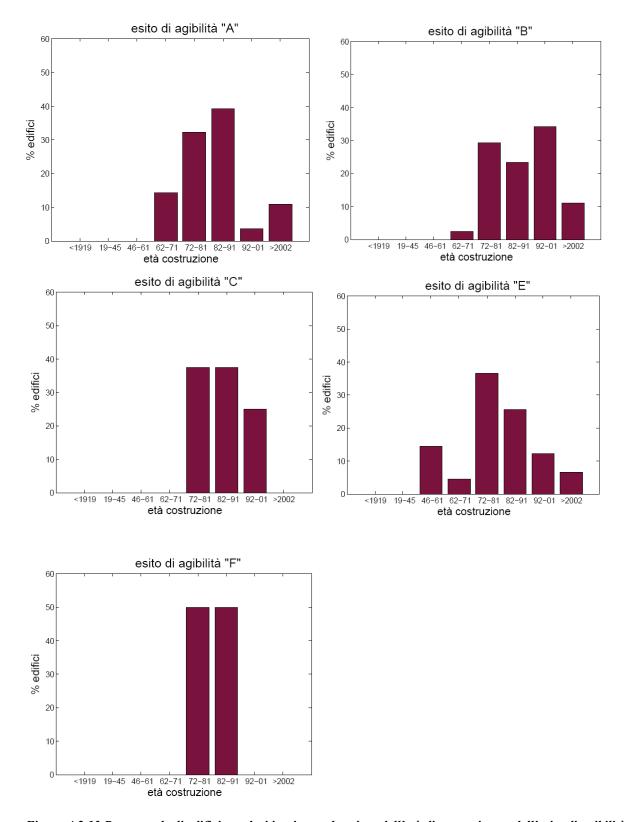


Figura 4.2.13 Percentuale di edifici regolari in pianta al variare dell'età di costruzione e dell'esito di agibilità



Inoltre seguono dei grafici riportanti per ogni esito di agibilità, le percentuali di edifici in funzione del numero di piani. Ancora una volta i risultati sono riportati sia per tutti i 305 edifici (Figura 4.2.14) che per i soli 210 edifici regolari in pianta (Figura 4.2.15).

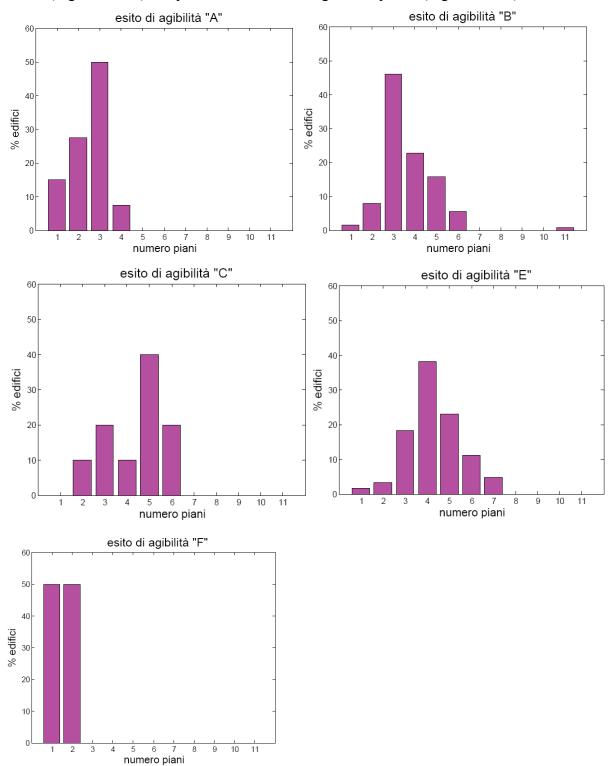


Figura 4.2.14 Percentuale di edifici totali al variare del numero di piani e dell'esito di agibilità



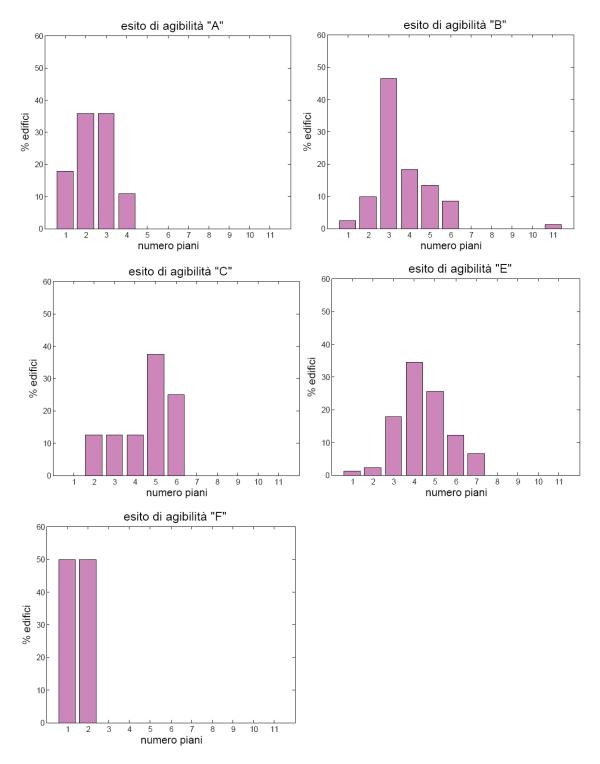


Figura 4.2.15 Percentuale di edifici regolari in pianta al variare del numero di piani e dell'esito di agibilità



I diagrammi riportati nelle Figure 4.2.16 (per tutti gli edifici) e 4.2.17 (per gli edifici regolari in pianta) mostrano per ogni esito di agibilità le percentuali di edifici in funzione della disposizione delle tamponature.

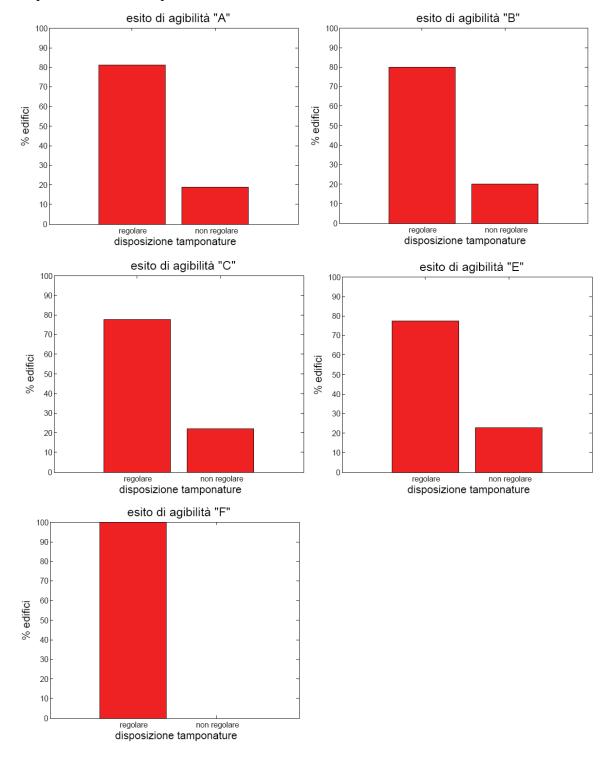


Figura 4.2.16 Percentuale di edifici totali al variare della disposizione delle tamponature e dell'esito di agibilità



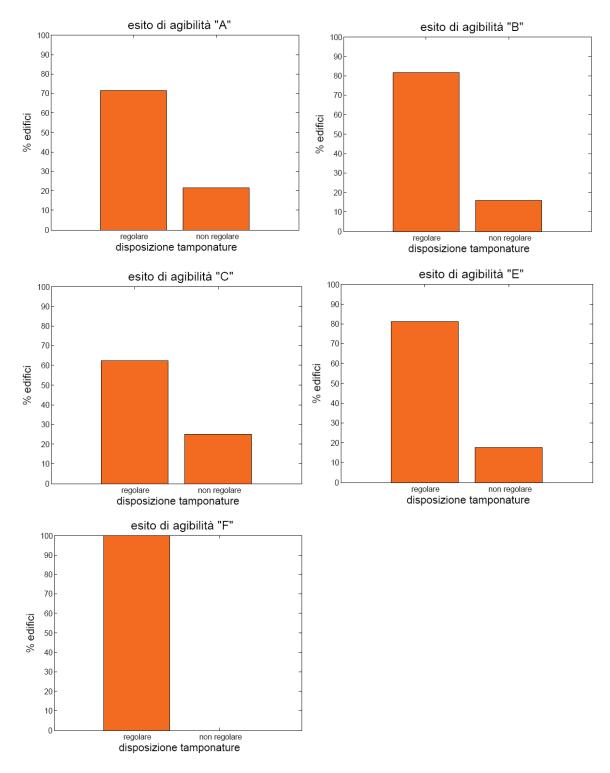


Figura 4.2.17 Percentuale di edifici regolari in pianta al variare della disposizione delle tamponature e dell'esito di agibilità



Di seguito si riporta un grafico riassuntivo (Figura 4.2.18) in cui è mostrata la percentuale di edifici totali per numero di piani ed esito di agibilità.

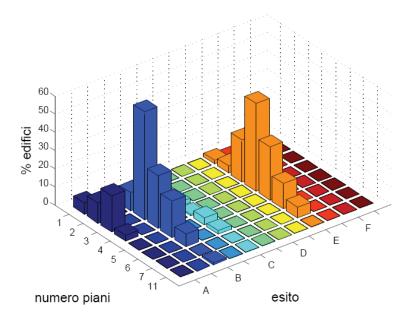


Figura 4.2.18 Percentuale di edifici totali al variare del numero di piani e dell'esito di agibilità

Ancora una volta, a conferma di quanto già osservato dai grafici relativi al livello di danneggiamento appare evidente che solo gli edifici con pochi piani hanno ottenuto un esito di agibilità "A" a differenza degli edifici con un numero di piani superiore a tre che sono perlopiù interessati da un esito di agibilità "B" od "E". All'aumentare del numero di piani ci si sposta quindi verso un giudizio di inagibilità; infatti gli edifici caratterizzati da un numero di piani pari a 7 hanno ottenuto tutti un solo esito: "E". Per una migliore visualizzazione dei risultati, nel grafico che segue sono state unite le percentuali di edifici che hanno ottenuto gli esiti "B" e "C" (Figura 4.2.19).



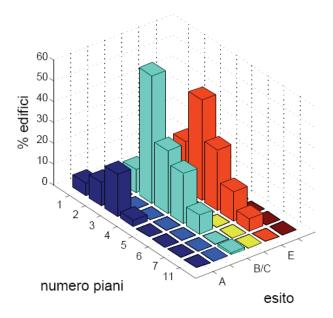


Figura 4.2.19 Percentuale di edifici totali al variare del numero di piani e dell'esito di agibilità (unendo gli esiti "B" e "C")

Gli stessi diagrammi sono stati inoltre realizzati per i soli edifici regolari in pianta (Figure 4.2.20 e 4.2.21);.

Si osservano i medesimi risultati ottenuti per il campione totale di edifici.

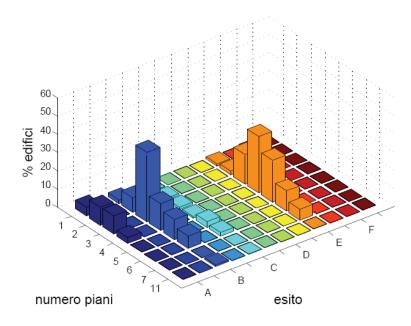


Figura 4.2.20 Percentuale di edifici regolari in pianta al variare del numero di piani e dell'esito di agibilità



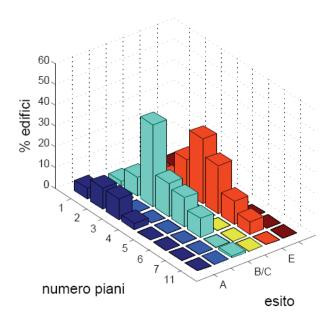


Figura 4.2.21 Percentuale di edifici totali al variare del numero di piani e dell'esito di agibilità (unendo gli esiti "B" e "C")



## **CAPITOLO V**

# ANALISI DI VULNERABILITA' CON MODELLO MECCANICO

#### 5.1 Il software realizzato da G.M. Verderame e P.Ricci

Le analisi sono state condotte utilizzando un software POST (Push Over of Shear Type structures) messo a punto dal prof. Verderame e dall'Ing. Paolo Ricci. Il programma considera l'edificio tamponato e permette inserendo pochi dati di ottenere lo spettro elastico di norma, lo spettro inelastico (utilizzando le relazioni R-μ-T che verranno di seguito descritte), la curva di capacità dell'edificio ed infine la stessa curva opportunamente linearizzata. Tali curve sono rappresentate in un sistema ADRS ovvero un sistema in cui sull'asse delle ascisse sono riportati gli spostamenti spettrali espressi in mm e sull'asse delle ordinate le accelerazioni spettrali espresse in g. Nella figura che segue (Figura 5.1.1) è mostrata la schermata iniziale del programma.

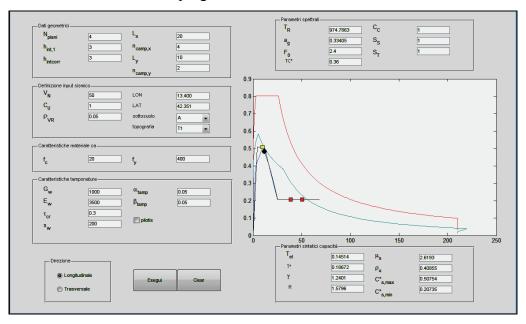


Figura 5.1.1 Schermata iniziale del programma POST



I dati di input da inserire riguardano in primo luogo la geometria dell'edificio ovvero dimensioni in pianta dello stesso, numero di campate in entrambe le direzioni, numero di piani ed altezza di interpiano. Vanno quindi inserite le caratteristiche delle tamponature ovvero il modulo di elasticità tangenziale  $G_w$ , il modulo di elasticità normale  $E_w$ , la resistenza media a taglio  $\tau_{cr}$ , lo spessore  $s_w$  ed i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  che definiscono rispettivamente la pendenza del ramo degradante e la resistenza residua della curva di capacità dell'edificio. È prevista inoltre la possibilità di utilizzare l'opzione pilotis per poter considerare l'assenza delle tamponature al piano terra.

Il programma considera l'edificio grinterizzato ed effettua sulla base di tali dati un progetto simulato definendo la dimensione in pianta dei pilastri ed il quantitativo di armatura a flessione e a taglio presente in essi. I dati di input per la costruzione dello spettro elastico definito secondo le prescrizioni della normativa vigente (D.M. 2008) e per la conseguente valutazione della domanda sono: latitudine, longitudine, vita nominale, classe d'uso, tipologia di suolo , topografia del luogo e probabilità di superamento associata a ciascuno dei quattro stati limite contemplati dalla Norma. A partire da tale spettro viene determinato il corrispondente spettro inelastico attraverso opportune relazioni, diverse a seconda che sia stata scelta o meno l'opzione pilotis. Nel primo caso le relazioni utilizzate sono quelle proposte da Fajfar per edifici nudi (già descritte nel capitolo 3); nel secondo caso si utilizzano le relazioni R-μ-T riportate di seguito proposte da Dolsek e Fajfar per edifici tamponati. Tali relazioni sono state ricavate sulla base di risultati ottenuti da uno studio parametrico e considerando per l'edificio una curva forza-spostamento lineare come quella mostrata nella figura che segue (Figura 5.1.2).



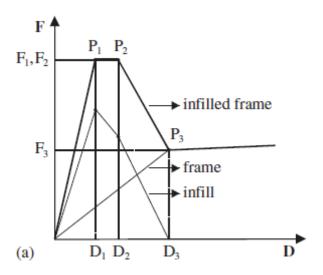


Figura 5.1.2 Curva di capacità per edificio tamponato (Dolsek, 2004)

Tale curva può essere scomposta in quattro tratti: il primo ramo è rappresentativo del comportamento elastico lineare della struttura; il secondo rappresenta lo yielding ed è in genere piccolo per la bassa duttilità degli elementi tamponati; il terzo tratto, caratteristico per le strutture tamponate, mostra la riduzione di resistenza del sistema fino al raggiungimento del punto P<sub>3</sub> identificativo della completa crisi delle tamponature; il quarto tratto dunque è funzione della sola resistenza alle azioni orizzontali degli elementi in c.a.. Le relazioni possono essere adoperate per un qualsiasi spettro elastico del tipo Newmark-Hall. Avendo indicato con T<sub>C</sub> il valore del periodo che separa il tratto ad accelerazione costante da quello a velocità costante e con T<sub>D</sub> il periodo che separa il tratto a velocità costante da quello a spostamento costante, la domanda di duttilità è definita dalla seguente espressione:

$$\mu = \frac{1}{c} (R - R_0) + \mu_0$$

dove:

$$R = \frac{Sae}{Say}$$
 è il fattore di riduzione

$$S_{ay} = \frac{F_1}{m}$$



$$c = \begin{cases} 0.7 \cdot \left(\frac{T}{T_c}\right) \dots R \leq R(\mu_s) \dots T \leq T_c \\ 0.7 + 0.3\Delta T \dots R \leq R(\mu_s) \dots T_c < T \leq T_D^* \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.7 \cdot \sqrt{r_u} \cdot \left(\frac{T}{T_c}\right) \sqrt{r_u} & \dots R > R(\mu_s) \dots T \leq T_c \\ 0.7 \cdot \sqrt{r_u} \cdot (1 - \Delta T) + \Delta T \dots R > R(\mu_s) \dots T_c < T \leq T_D^* \end{cases}$$

$$1 \dots T > T_D^*$$

con

$$T_D^* = T_D \sqrt{2 - r_u}$$
 avendo posto  $r_u = \frac{F_3}{F_1}$ 

$$\Delta T = \frac{T - TC}{TD\sqrt{2 - r_u} - TC}$$

$$R_0 = \begin{cases} 1 \dots R \le R(\mu_s) \\ R(\mu_s) \dots R > R(\mu_s) \end{cases}$$

dove:

$$R(\mu_{S}) = \begin{cases} 0.7 \left(\frac{T}{TC}\right) (\mu_{S} - 1) + 1 \dots T \le TC \\ (0.7 + 0.3 \cdot \Delta T) (\mu_{S} - 1) + 1 \dots TC < T \le TD \\ \mu_{S} \dots T > TD \end{cases}$$

avendo posto 
$$\mu_S = \frac{D2}{D1}$$

Nel modello proposto,  $\mu$  è quindi linearmente dipendente dal fattore di riduzione R. La regola dell'uguaglianza degli spostamenti ( $\mu$ =R) è applicabile se  $r_u$  =1 ed il periodo T è uguale o maggiore di  $T_D$  o ancora quando T è maggiore di  $T_D$ \*. Il minimo valore di  $r_u$  utilizzato nello studio parametrico è 0.25 per cui tali relazioni non possono essere applicate per valori



inferiori a questo. Inoltre il modello proposto si può ritenere valido solo per valori di  $\mu_s$  al massimo pari a 2.5.

La relazione tra lo spostamento inelastico del sistema SDOF (S<sub>d</sub>) ed il corrispondente valore elastico può essere espressa dalla relazione che segue:

$$S_d = C \cdot S_{de}$$

dove C è in genere definito come "rapporto di deformazione inelastico" ed è legato al fattore di riduzione R dalla seguente relazione:

$$C = \frac{\mu}{R}$$

A valle di questo processo viene eseguita un'analisi di push over con una distribuzione delle forze affine al primo modo di vibrare della struttura che permette di definire la curva di capacità del sistema. Tale curva affinchè possa essere resa confrontabile con lo spettro di domanda deve essere opportunamente trasformata e far riferimento ad un sistema equivalente ad un solo grado di libertà (sistema SDOF). Tale trasformazione si ottiene utilizzando le seguenti relazioni:

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

dove  $F_c$  e  $d_c$  sono rispettivamente tagliante e spostamento relativi alla struttura e  $F^*d^*$  le corrispondenti grandezze calcolate per il sistema ad un grado di libertà. Il parametro  $\Gamma$  dipende dall'andamento degli spostamenti di piano della struttura sotto azione sismica:

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

essendo  $m_i$  la massa del piano i-esimo e  $\Phi_i$  lo spostamento dello stesso secondo il primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato rispetto a quello dell'ultimo piano.

La curva viene linearizzata in maniera diversa a seconda che sia stata scelta o meno l'opzione pilotis. Nel primo caso il programma schematizza la curva di capacità attraverso una bilineare definita dalle prescrizioni della normativa vigente (D.M. 2008), nel secondo caso utilizza una quadrilineare così come mostra la Figura 5.2.

Sulla curva di capacità linearizzata il raggiungimento di ciascuno stato limite è indicato con un pallino. In particolare: il pallino di colore giallo identifica il raggiungimento dello Stato



Limite di Danno, il pallino arancione identifica la capacità allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, il pallino rosso identifica il raggiungimento dello Stato Limite di Collasso. Sulla curva non linearizzata è invece visualizzato un pallino nero che individua il valore della domanda e che permette quindi di effettuare in maniera speditiva una verifica di sicurezza. Va sottolineato che se il raggiungimento dello SLV e dello SLC sono definiti in maniera indipendente dalla disposizione delle tamponature e rispettivamente dal raggiungimento nel primo elemento di una rotazione pari ai ¾ di quella ultima e dal raggiungimento nel primo elemento di una rotazione pari a quella ultima, la condizione che definisce il raggiungimento dello SLD è diversa in base alla presenza o meno delle tamponature al piano terra. Se la disposizione delle tamponature è uniforme il raggiungimento di tale stato limite coincide con l'attingimento della massima resistenza da parte di tutte le tamponature di uno stesso piano; altrimenti, lo SLD è attinto quando il primo elemento raggiunge una rotazione pari a quella di yelding.

## 5.2 Scelta dei dati di input

In riferimento agli edifici oggetto di studio, i dati geometrici necessari per eseguire le analisi sono stati reperiti dalle schede AeDES, per le caratteristiche dei materiali è stato utilizzato un calcestruzzo con resistenza cilindrica a compressione pari a 20 MPa ed un acciaio con tensione di snervamento pari a 430 MPa. Molto più difficile è risultata la scelta dello spettro di norma da utilizzare per la valutazione della domanda, sia per la difficoltà nel definire la tipologia di suolo che per lo stabilire lo stato limite a cui fare riferimento.

Per la risoluzione del primo problema sono stati utilizzati i risultati di alcune prove Down Hall eseguite in via Dante Alighieri (Pettino) per la microzonazione sismica e per il recupero degli edifici, forniti dal Dipartimento di Ingegneria Geotecnica Ambientale (DIGA), che hanno portato alla determinazione di un valore di  $V_{s30}$  pari a 511 m/s<sup>2</sup> e quindi a definire il suolo come appartenente alla tipologia B.



Si riporta di seguito una tabella riassuntiva (Tabella 15) in cui sono indicate le velocità delle onde di taglio per i diversi banchi di terreno che caratterizzano le verticali esaminate.

		materiale	Vs
			$(m/s^2)$
0-10	m	sabbia alluvionale	390
10- 23	m	detrito di conoide	710
23-55	m	limo sabbioso	475
55	m	bedrock calcareo	1250

Tabella 15: Velocità delle onde di taglio per la verticale esaminata con prove DH (Chiarini, 2010)

Consultando la carta di microzonazione di terzo livello riportata di seguito in Figura 5.2.1 è emerso che gli edifici erano situati in una zona con caratteristiche simili (area colorata di fuxia) per cui tali risultati sono stati estesi all'intera area di studio.

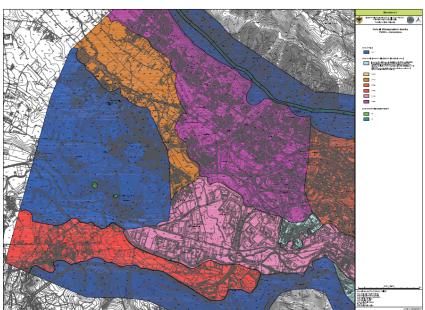


Figura 5.2.1 Carta di microzonazione di terzo livello (Chiarini, 2010)

Per la scelta dello stato limite con cui valutare la domanda sismica è stato effettuato un confronto tra gli spettri elastici di norma ottenuti per i diversi stati limite e gli spettri ricavati da un'analisi di risposta sismica locale. Tale analisi è stata condotta a partire dai segnali del



main shock del 6 aprile registrati dalla stazione AQG per le direzioni nord-sud, est-ovest (Figura 5.2.3).

In Figura 5.2.2 è riportata inoltre un'immagine che mostra la posizione della suddetta stazione.



Figura 5.2.2 Stazione AQG (Chiarini, 2020)

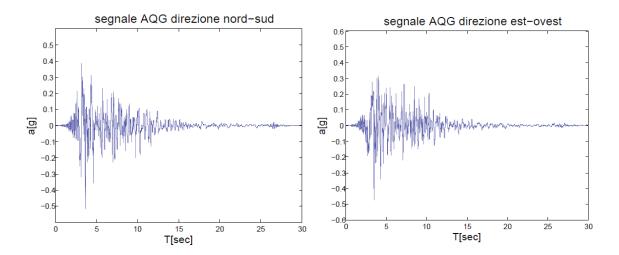


Figura 5.2.3 Segnale della stazione AQG



I segnali sono stati in seguito scalati per un coefficiente topografico pari ad 1.2 per considerare che la stazione non è ubicata su roccia piana. Si riporta nella figura che segue (Figura 5.2.4) i segnali scalati.

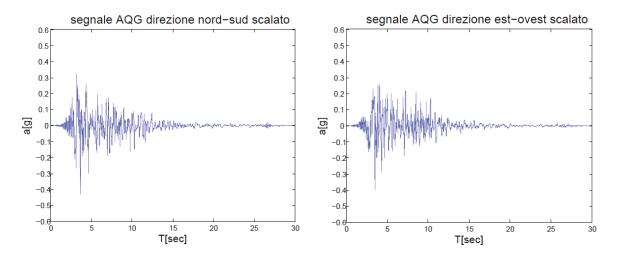


Figura 5.2.4 Segnale scalato della stazione AQG

I nuovi segnali sono stati quindi proiettati nella direzione parallela ed ortogonale all'asse della valle avendo considerato una stratigrafia rappresentativa della zona di Pettino come quella riportata in Figura 5.2.5

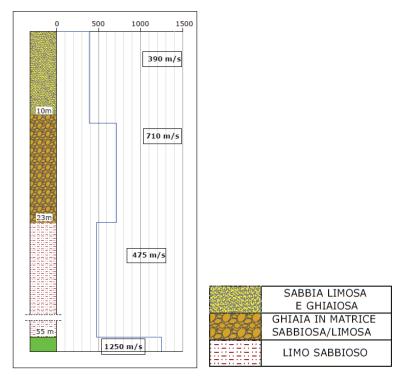


Figura 5.2.5 Stratigrafia tipo per il comune di Pettino (Chiarini, 2010)



È stata quindi eseguita un'analisi non lineare che ha fornito uno spettro di risposta per ciascuna delle due direzioni considerate (fault normal e fault parallel)(Figure 5.2.6 e 5.2.7). Per una migliore interpretazione dei risultati, gli spettri ottenuti dalle analisi sono stati normalizzati secondo un modello del tipo Newmark-Hall.

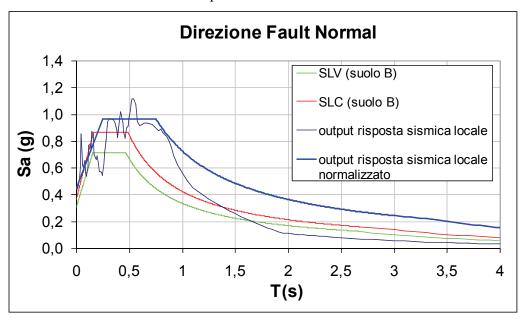


Figura 5.2.6 Confronto tra lo spettro di risposta dalle analisi non lineari in direzione fault normal e gli spettri di progetto di normativa per gli Stati limite di Collasso e di salvaguardia della Vita.

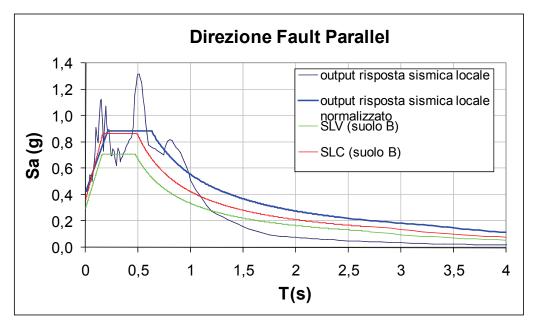


Figura 5.2.7 Confronto tra lo spettro di risposta dalle analisi non lineari in direzione fault parallel e gli spettri di progetto di normativa per gli Stati limite di Collasso e di Salvaguardia della Vita.



Confrontando i risultati ottenuti dalle analisi con gli spettri costruiti secondo le prescrizioni di norma allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita ed allo Stato Limite di Collasso utilizzando una vita nominale di 50 anni (VN = 50), un coefficiente d'uso CU unitario ed una classe di suolo B sono state osservate grandi differenze. Gli spettri di normativa risultano essere poco cautelativi, soprattutto per periodi minori di 1 s; inoltre, sia il valore di accelerazione che la norma suppone su sito rigido (ag) pari a 0.26 g allo SLV e 0.33 g allo SLC che il valore di amplificazione massima F<sub>0</sub> pari a 2.36 per il primo Stato Limite considerato e 2.4 per il secondo sono troppo piccoli rispetto ai risultati delle analisi. Confrontando gli spettri di norma con quelli delle analisi normalizzati emerge in maniera ancora più evidente come nessuno spettro normativo potesse fornire valori di accelerazioni spettrali confrontabili con quelli ottenuti dalle analisi non lineari per cui si è deciso di adottare per gli edifici oggetto di studio lo spettro normativo allo Stato Limite di Collasso, ovvero lo spettro tra quelli di norma, che fornisse le maggiori richieste di accelerazioni spettrali.

## 5.3 Analisi con spettro di norma

Stabilito lo spettro di norma da adottare, le analisi sono state condotte ipotizzando 6 diverse tipologie di edifici. Sono stati infatti considerate due tipologie diverse di tamponature (strong e weak) e per ciascuna di queste sono stati ipotizzati due valori diversi dello spessore (200mm e 300mm per poter considerare in quest'ultimo caso la presenza delle tramezzature interne). In riferimento alla tipologia di tipo strong sono stati adottati: una resistenza media a taglio ( $\tau_0$ ) pari a 40 N/cm², un valore del modulo di elasticità normale (Ew) pari a 5400 MPa ed un valore del modulo di elasticità tangenziale (Gw) pari a 1620 MPa.

Per la tipologia di tipo weak sono stati invece adottati: una resistenza media a taglio ( $\tau_0$ ) pari a 30 N/cm<sup>2</sup>, un valore del modulo di elasticità normale (Ew) pari a 3600 MPa ed un valore del modulo di elasticità tangenziale (Gw) pari a 1080 MPa. In definitiva, si riassumonom le sei tipologie di edificio prese in esame:

- la tipologia 1 è quindi caratterizzata da tamponature di tipo strong e da uno spessore sw=300 mm;
- la tipologia 2 è invece caratterizzata dallo stesso spessore ma da tamponature di tipo debole. La tipologia 3 presenta tamponature di tipo strong ed uno spessore pari a 200 mm
- la tipologia 4 ha tamponature di tipo debole ed uno spessore ancora pari a 200 mm.



• le tipologie 5 e 6 considerano l'assenza di tamponature al piano terra (nel programma è stata cioè spuntata l'opzione pilotis); in entrambi i casi è considerato uno spessore di 300 mm, nella tipologia 5 però sono state considerate tamponature di tipo strong a diffrenza della tipologia 6 caratterizzata invece da tamponature di tipo fragile.

Per una migliore rappresentazione delle analisi, in riferimento alla curva di capacità quadrilineare mostrata in Figura 5.3.1 sono stati considerati tre tipologie di esito:

- Esito 0 se la domanda è inferiore al 70% dello spostamento che identifica il punto P1.
- Esito 1 se la domanda è compresa tra il 70% dello spostamento che identifica il punto P1 ed il punto P2.
- Esito 2 se la domanda si trova oltre il punto P2.

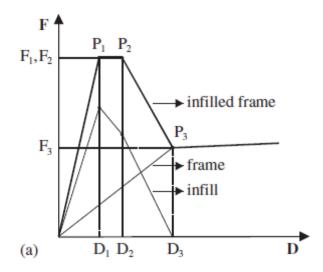


Figura 5.3.1 Curva di capacità di un generico edificio tamponato (Dolsek, 2010)



Di seguito si riportano i risultati delle analisi eseguite per l'intero campione di edifici (Figura 5.3.2) e per i soli edifici regolari in pianta (Figura 5.3.3). Per un migliore confronto, sono riportati nello stesso grafico per ciascuna tipologia e per ciascun esito i risultati ottenuti per la direzione longitudinale e per la direzione trasversale.

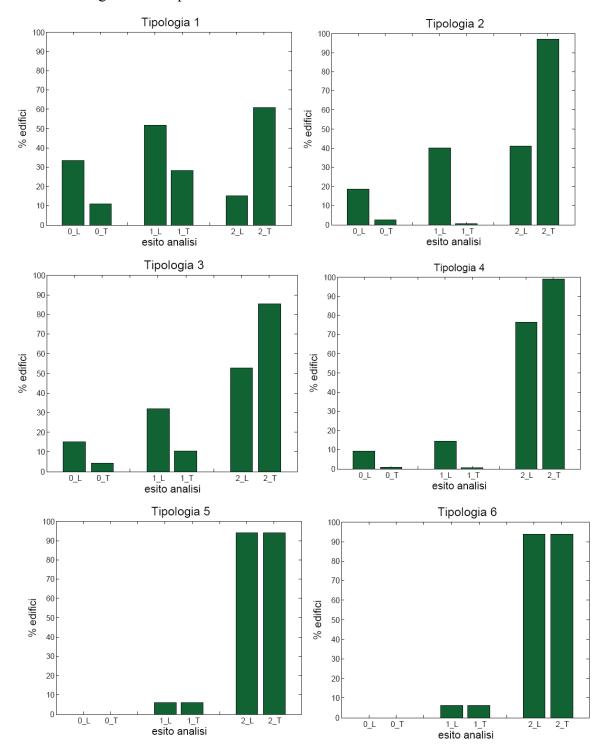


Figura 5.3.2 Campione di edifici totale: risultati per le 6 tipologie nelle direzioni longitudinale e trasversale



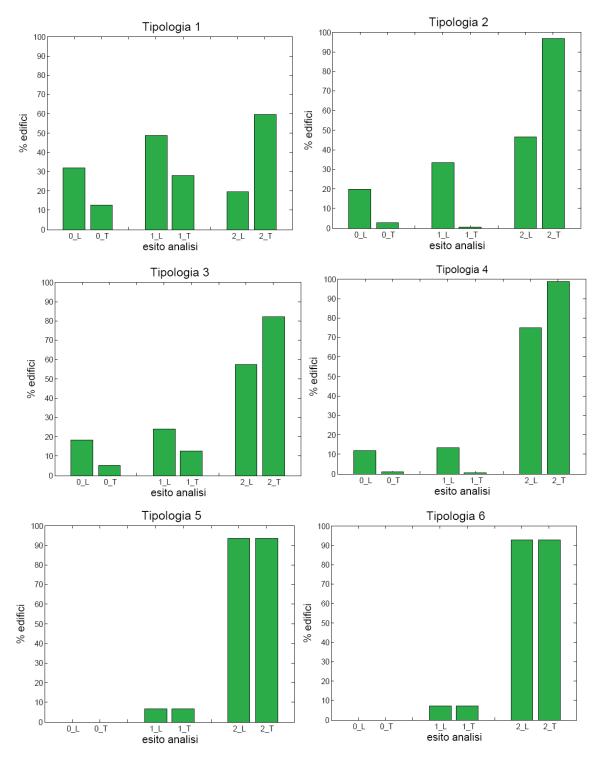


Figura 5.3.3 Edifici regolari in pianta: risultati per le 6 tipologie nelle direzioni longitudinale e trasversale

Dai grafici si osserva che sia per il campione totale di edifici che per i soli edifici regolari in pianta l'esito 2 è più frequente per la direzione trasversale e che a parità di spessore la percentuale di edifici aventi tale esito è maggiore nel caso di tamponature di tipo fragile.



Per le tipologie 1 e 2 del campione totale di edifici e per entrambe le direzioni sono stati inoltre diagrammati gli esiti delle analisi al variare del numero di piani (Figura 5.3.4).

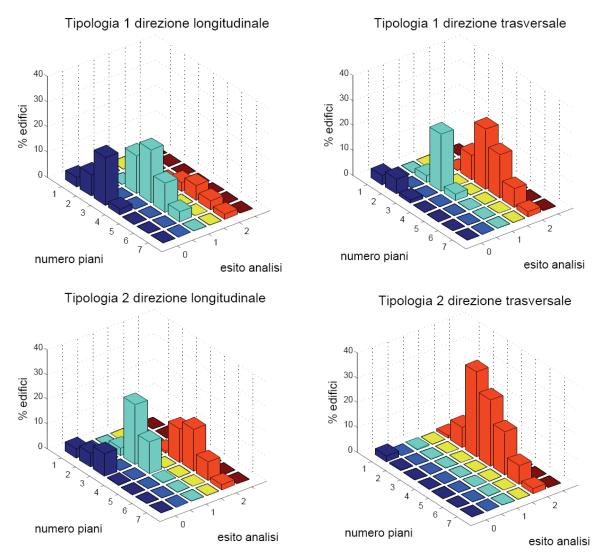


Figura 5.3.4 Campione di edifici totale: esiti delle analisi al variare del numero di piani

Dai diagrammi si osserva che il comportamento migliore degli edifici si ha per la tipologia 1 in direzione longitudinale e che l'esito peggiore (esito 2) è più frequente nella direzione trasversale e per gli edifici caratterizzati da un numero di piani superiore a tre.

Sono stati infine diagrammati per le tipologie 1 e 2 e per ciascuna direzione alcuni parametri che potessero fornire una migliore interpretazione dei risultati ottenuti dalle analisi.

Nei primi quattro grafici che seguono (Figura 5.3.5) si riporta il valore del coefficiente di taglio alla base massimo (la cui espressione è riportata di seguito) al variare del numero dei piani.



$$C_{\max} = \frac{V_{\max}}{\Gamma \cdot \sum_{i} m_{i} \cdot \Phi_{i}}$$

#### dove:

- V<sub>max</sub> è il taglio totale alla base massimo;
- Γ dipende dall'andamento degli spostamenti di piano della struttura sotto azione sismica;
- $m_i$  è la massa del piano i-esimo
- $\Phi_i$  è lo spostamento dello stesso secondo il primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato rispetto a quello dell'ultimo piano.

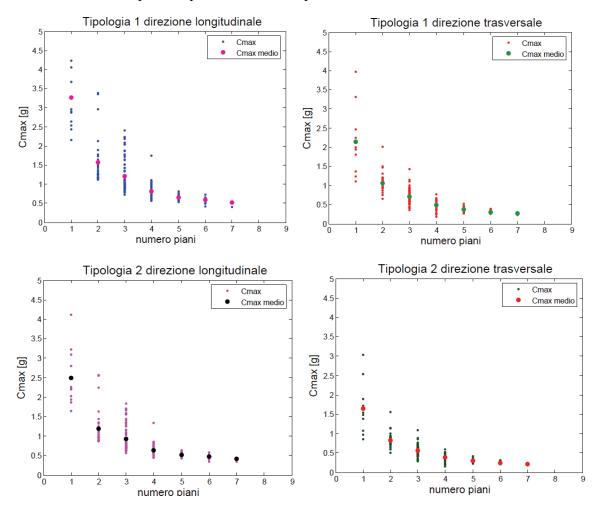


Figura 5.3.5  $C_{max}$  al variare del numero di piani

I grafici mostrano che il valore di C<sub>max</sub> diminuisce all'aumentare del numero di piani.



All'aumentare dell'altezza dell'edificio infatti, il peso sismico dello stesso aumenta mentre il valore del taglio totale alla base resta pressocchè costante in quanto funzione della resistenza delle tamponature.

Si riportano inoltre gli andamenti del coefficiente di taglio alla base minimo per le due tipologie in esame ed ancora per entrambe le direzioni (Figura 5.3.6).

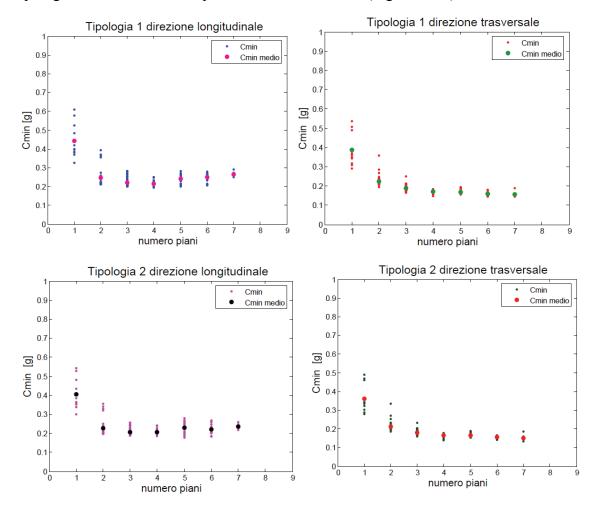


Figura 5.3.6 Andamento di C<sub>min</sub> al variare del numero di piani

Il valore di  $C_{min}$  risulta essere pressocchè costante al variare del numero dei piani. Ricordando infatti che:

$$C_{\min} = \frac{V_{\min}}{\Gamma \cdot \sum_{i} m_{i} \cdot \Phi_{i}}$$

poichè all'aumentare del numero di piani sia il valore del taglio totale alla base minimo che il peso sismico dell'edificio aumentano, il valore di tale parametro rimane invariato.



È sembrato inoltre importante riportare il valore del periodo effettivo delle strutture al variare del numero di piani (Figura 5.3.7).

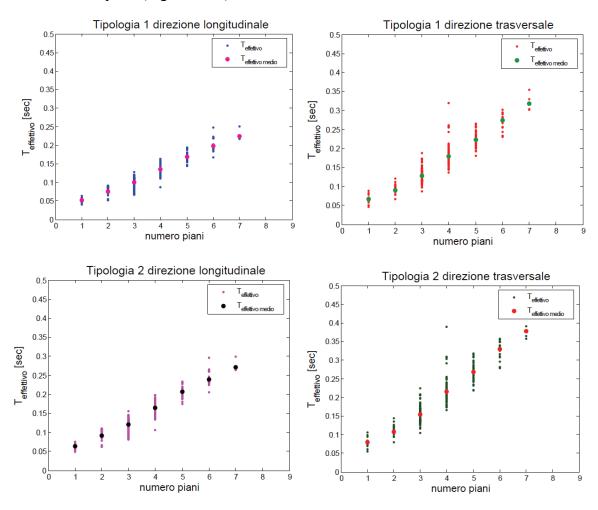


Figura 5.3.7 Periodo effettivo delle strutture al variare del numero di piani

Dai grafici precedenti si osserva che il valore di tale parametro aumenta all'aumentare del numero di piani e che per entrambe le tipologie di tamponature utilizzate i valori sono maggiori e maggiormente dispersi nella direzione trasversale.



Nella figura che segue (Figura 5.3.8).è riportato il valore della superficie di piano per ciascuno degli edifici esaminati.

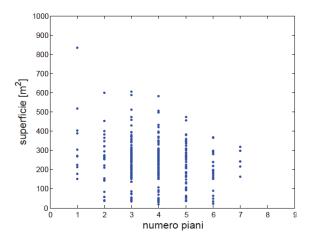


Figura 5.3.8 Andamento della superficie al variare del numero di piani

Il grafico mostra come edifici caratterizzati dallo stesso numero di piani possono avere superfici di piano molto diverse tra loro. Tutti gli edifici in esame presentano ad ogni modo, un valore della superficie di piano compresa tra i 200 m<sup>2</sup> e 300 m<sup>2</sup>



È stata infine diagrammata per le due tipologie e per le due direzioni esaminate la domanda di spostamento al variare del numero dei piani (Figura 5.3.9).

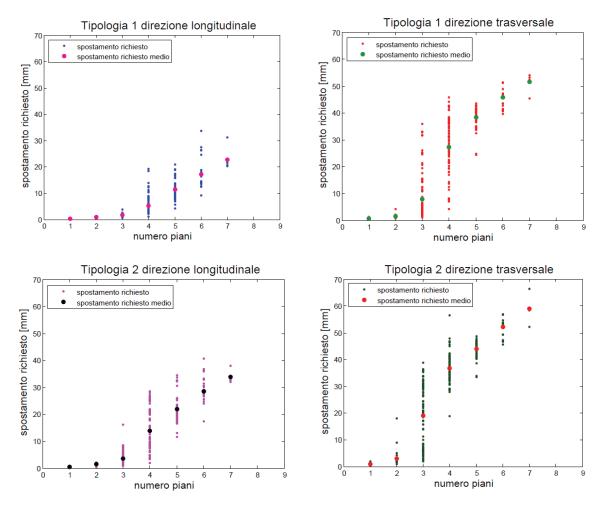


Figura 5.3.9 Richiesta di spostamento al variare del numero di piani

Da questi ultimi grafici emerge che per ogni tipologia la richiesta di spostamento è maggiore per la direzione trasversale e che tale richiesta aumenta in maniera più che lineare all'aumentare del numero dei piani. Questo risultato è strettamente correlato ai risultati mostrati in Figura 5.3.9: la riduzione del valore di C<sub>max</sub> all'aumentare del numero di piani corrisponde nella curva di capacità, ad una riduzione dell'altezza del tratto ad accelerazione spettrale costante; la conseguenza di ciò è che il punto di intersezione tra il prolungamento di tale tratto con lo spettro inelastico (punto di performance) si ha per valori di spostamento maggiori. Inoltre, all'aumentare del numero di piani il periodo effettivo della struttura aumenta per cui nello spettro in termini di spostamanto ci sposta verso ordinate spettrali maggiori.



Si mostrano infine quattro diagrammi, due per ciascuna tipologia in esame, in cui sono riportate al variare del numero di piani la domanda espressa in termini di spostamento e le capacità allo Stato Limite di Danno, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita ed allo Stato Limite di Collasso (Figura 5.3.10).

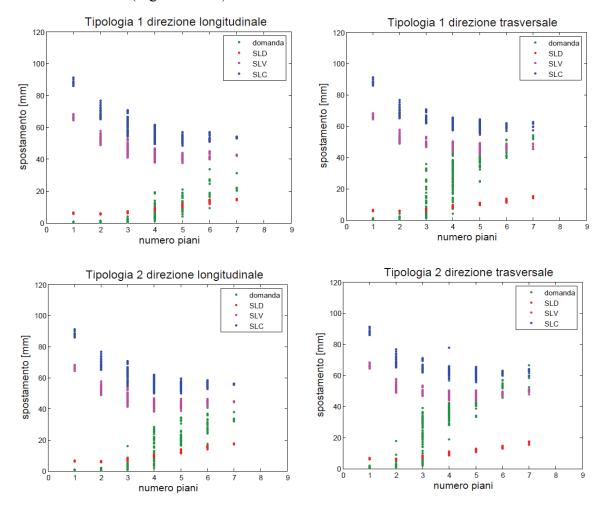


Figura 5.3.10 Domanda e capacità di spostamento per i diversi Stati Limite al variare del numero di piani

Le figure mostrano che per la direzione longitudinale non si hanno grandi differenze di comportamento al variare della tipologia esaminata. Per la direzione trasversale invece, si osserva un migliore comportamento della tipologia 1 caratterizzata da tamponature di tipo strong rispetto alla tipologia 2 caratterizzata da tamponature di tipo weak: se per la prima tipologia viene superato in molti casi lo Stato Limite di Danno ma non è mai raggiunto lo Stato Limite di Salvaguardia per la Vita, per la tipologia 2 in alcuni casi la domanda in termini di spostamento supera lo Stato Limite di Collasso.



## 5.4. Analisi con spettri di risposta sismica locale

Le analisi effettuate con lo spettro di norma costruito allo SLC per un suolo di tipo B, sono state ripetute utilizzando gli spettri ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale per la direzione fault normal e per la direzione fault parallel riportati rispettivamente in Figura 5.2.6 e 5.2.7..

Utilizzando il software GIS è stata definita la posizione di ciascun edificio rispetto all'asse della valle, escludendo dal campione totale di edifici quelli che non presentassero un lato parallelo o ortogonale allo stesso. Ciò ha portato a definire un nuovo campione di 281 edifici. In riferimento a tale campione ed alle tipologie 1 e 2 ovvero caratterizzate rispettivamente da tamponature strong e weak con spessore di 300 mm sono state eseguite nuovamente le analisi di cui si riportano di seguito i risultati.

Nei primi due diagrammi che seguono (Figura 5.4.1) sono riportati per ciascuna tipologia e per ciascun esito i risultati ottenuti per le direzioni longitudinale e trasversale.

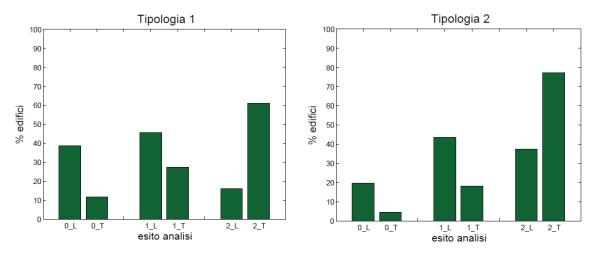


Figura 5.4.1 Risultati delle analisi per le tipologie 1 e 2 nelle direzioni longitudinale e trasversale

Dai diagrammi si osserva che l'esito peggiore ovvero l'esito 2 è più frequente per la direzione trasversale.

Effettuando un confronto tra tali diagrammi ed i risultati ottenuti utlizzando lo spettro di norma (Figure 5.4.2 e 5.4.3) si osserva che per la tipologia 1 l'utilizzo di spettri differenti non conduce a cambiamenti significativi in termini di esito a differenza di quanto accade per la tipologia 2 per la quale si ha un incremento notevole della percentuale di edifici che hanno ottenuto gli esiti 0 ed1.



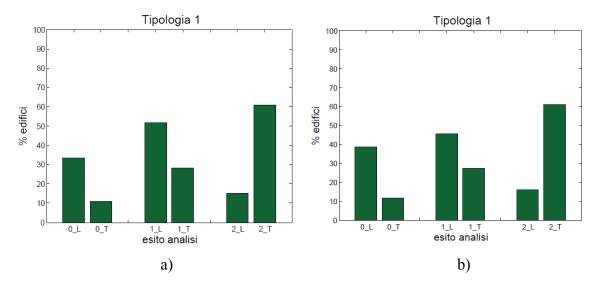


Figura 5.4.2 Tipologia 1: a) risultati con lo spettro di norma b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

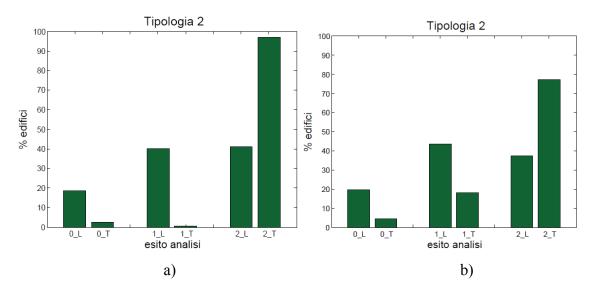


Figura 5.4.3 Tipologia 2: a) risultati con lo spettro di norma b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

Un'analisi più approfondita ha mostrato che gli edifici passati da un esito 2 agli esiti 0 ed 1, sono quelli con un numero di piani inferiore a 4 ovvero gli stessi edifici che hanno un valore del periodo effettivo compreso in un range in cui le richieste di accelerazioni spettrali dello spettro ottenuto dalle analisi sono minori rispetto a quelle dello spettro di norma.



Per le stesse tipologie di edifici e per entrambe le direzioni sono stati inoltre diagrammate le percentuali di edifici al variare dell'esito e del numero di piani (Figura 5.4.4).

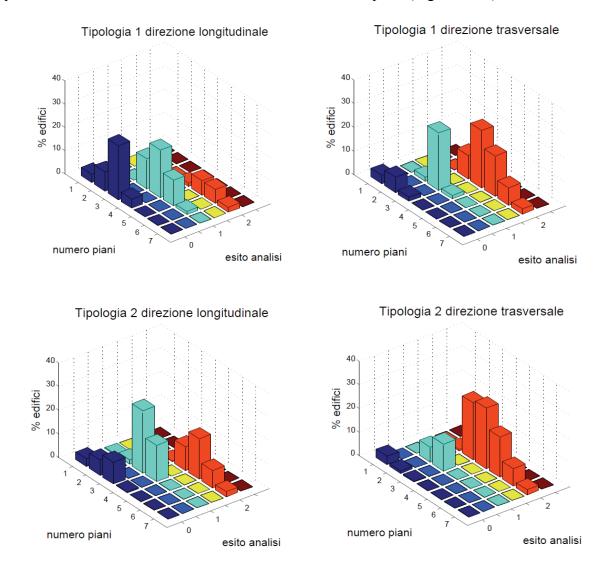


Figura 5.4.4 Percentuale di edifici al variare dell'esito e del numero di piani

I grafici mostrano che gli edifici caratterizzati da tamponature di tipo strong (tipologia 1) esibiscono il comportamento migliore. È inoltre evidente, soprattutto per la tipologia 2, che all'aumentare del numero di piani gli edifici tendono a spostarsi verso l'esito peggiore ovvero l'esito 2.

Anche in questo caso, è stato effettuato un confronto tra questi ultimi risultati e quelli ottenuti in precedenza con lo spettro normativo.



Si riporta in Figura 5.4.5 il confronto effettuato per la tipologia 1 in direzione longitudinale, in Figura 5.4.6 il confronto effettuato per per la stessa tipologia in direzione trasversale.

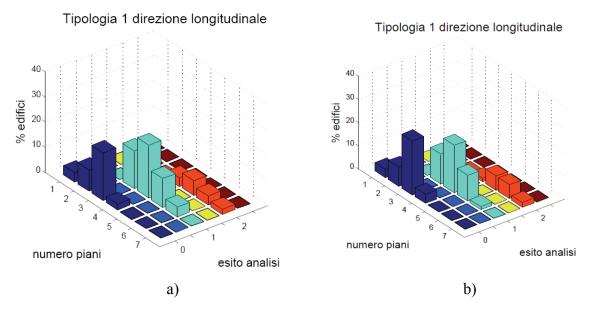


Figura 5.4.5 Tipologia 1, direzione longitudinale: a) risultati con lo spettro di norma b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

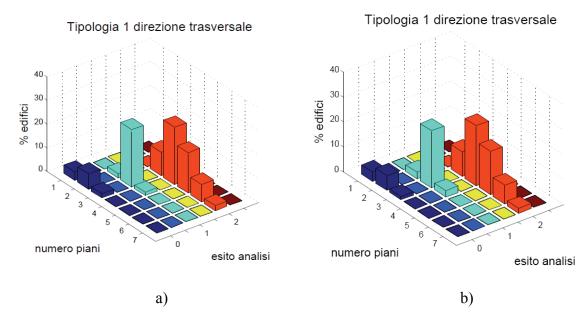


Figura 5.4.6 Tipologia 1, direzione trasversale: a) risultati con lo spettro di norma b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

Dai diagrammi si evince che per la tipologia 1 l'utilizzo di spettri differenti non ha portato a risultati diversi tra loro.



Il confronto è stato eseguito anche per la tipologia 2. Si mostrano i risultati nelle in Figure 5.4.7 per la direzione longitudinale e 5.4.8 per la direzione trasversale.

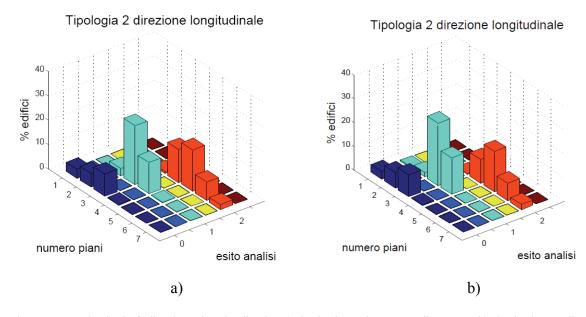


Figura 5.4.7 Tipologia 2 direzione longitudinale: a) risultati con lo spettro di norma; b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

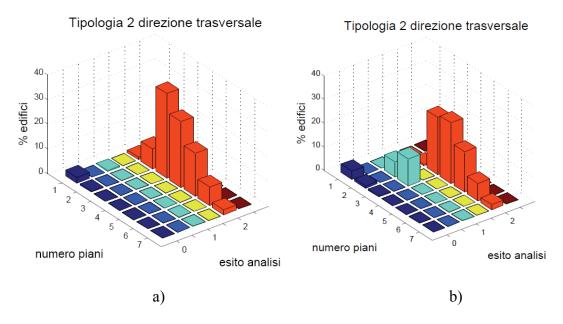


Figura 5.4.8 Tipologia 2 direzione trasversale: a) risultati con lo spettro di norma; b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

Per la tipologia 2 si osservano notevoli differenze in direzione trasversale per la quale molti degli edifici che avevano ottenuto esito 2 dalle analisi effettuate con lo spettro di norma hanno



invece ottenuto esito 0 ed 1 con gli spettri ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale. Dai grafici emerge inoltre in modo evidente quanto affermato in precedenza: gli edifici che hanno subito un cambiamento nell'esito sono gli edifici caratterizzati alpiù da tre piani.

In riferimento ai parametri  $C_{max}$ ,  $C_{min}$  e  $T_{eff}$ , essendo i valori strettamente correlati alle caratteristiche dell'edificio non si hanno risultati diversi da quelli riportati nel paragrafo precedente.

Sono state invece diagrammate le richieste di spostamento al variare del numero di piani (Figura 5.4.9). Per una migliore visualizzazione dei dati sono state utilizzate due scale diverse per la direzione longitudinale e per la direzione trasversale.

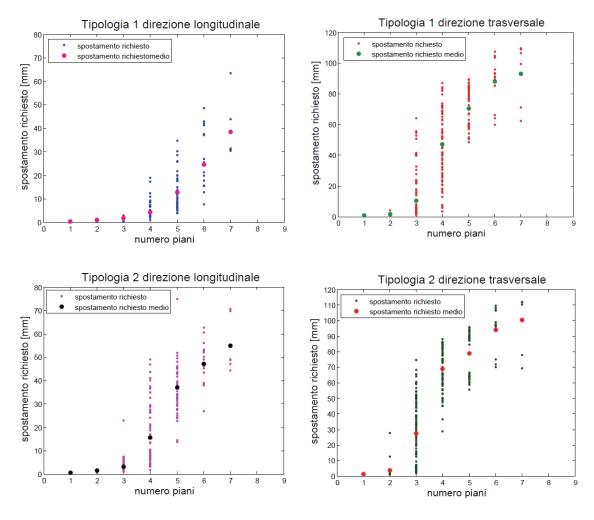


Figura 5.4.9 Richiesta di spostamento al variare del numero di piani utilizzando lo spettro di riposta sismica locale

Dai grafici emerge che per ogni tipologia la richiesta di spostamento è maggiore per la direzione trasversale e che aumenta in maniera più che lineare all'aumentare del numero dei



piani. Confrontando questi risultati con quelli ottenuti con lo spettro di norma riportati nuovamente in Figura 5.4.10 si osserva che:

- per la tipologia 1 in direzione longitudinale le richieste di spostamento aumentano notevolmente per gli edifici caratterizzati da un numero di piani superiore a 3.
- per la tipologia 1 in direzione trasversale le richieste di spostamento aumentano per gli edifici caratterizzati da un numero di piani superiore a 4.
- per la tipologia 2 in direzione longitudinale le richieste di spostamento quasi raddoppiano per gli edifici caratterizzati da un numero di piani superiore a 4.
- per la tipologia 2 in direzione trasversale le richieste di spostamento aumentano in maniera considerevole per gli edifici caratterizzati da un numero di piani superiore a 3.

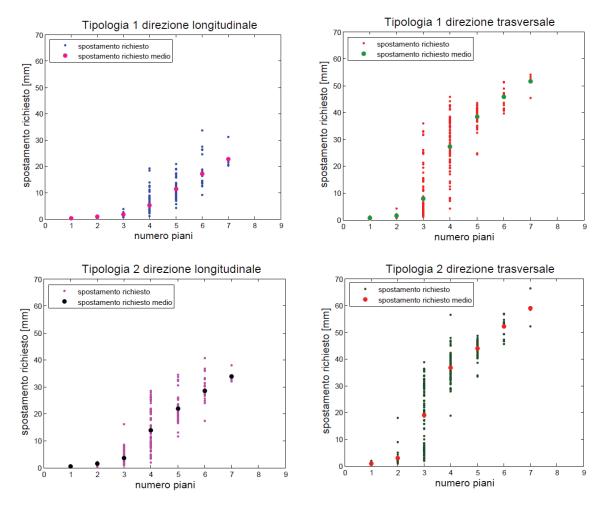


Figura 5.4.10 Richiesta di spostamento al variare del numero di piani utilizzando lo spettro normativo



Si riportano infine dei diagrammi, due per ciascuna tipologia in esame, in cui sono riportate al variare del numero di piani la domanda espressa in termini di spostamento e le capacità allo Stato Limite di Danno, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita ed allo Stato Limite di Collasso (Figura 5.4.11).

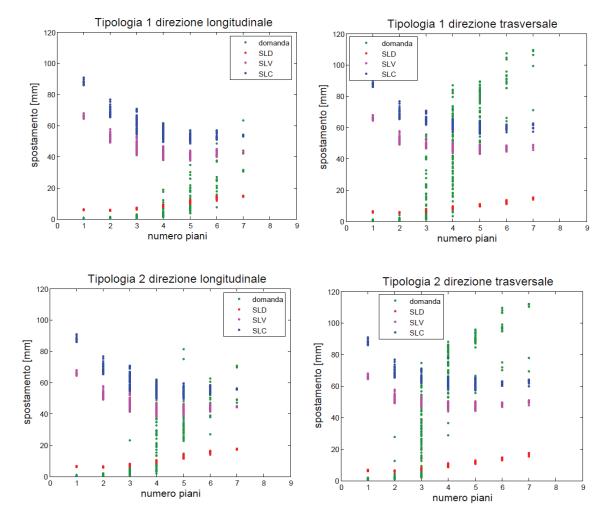


Figura 5.4.11 Richiesta e capacità di spostamento ai diversi Stati Limite al variare del numero di piani

I grafici mostrano che a parità di tipologia gli edifici mostrano un migliore comportamento in direzione longitudinale sebbene per tale direzione alcuni di questi superano in alcuni casi anche lo Stato Limite di Collasso.



Dalla Figura 5.4.12 alla Figura 5.4.15 sono messi a confronto questi ultimi risultati con quelli ottenuti nel paragrafo precedente.

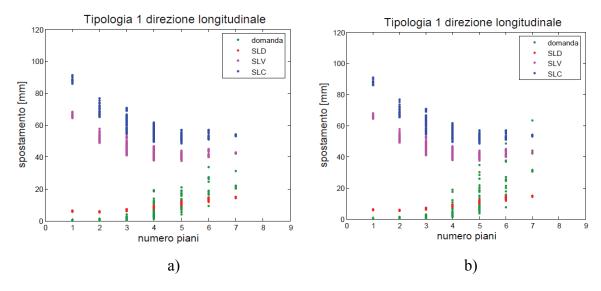


Figura 5.4.12 Tipologia 1 direzione longitudinale: a) risultati con lo spettro di norm; b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

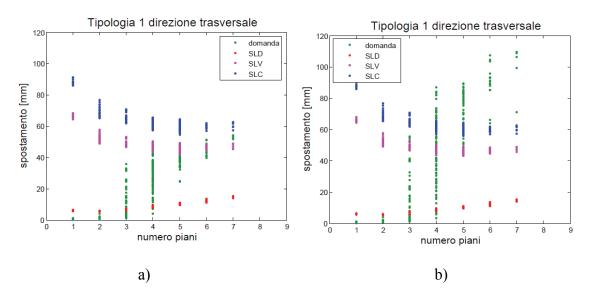


Figura 5.4.13 Tipologia 1 direzione trasversale: a) risultati con lo spettro di norma; b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

Dalle prime due figure emerge che per la tipologia 1 le maggiori differenze si hanno per la direzione trasversale: gli edifici di quattro piani che con lo spettro di norma non raggiungevano in nessun caso lo SLV, con gli spettri ottenuti dalla risposta sismica locale superano in alcuni casi anche lo SLC.



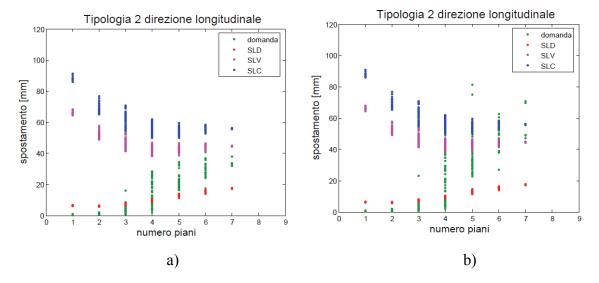


Figura 5.4.14 Tipologia 2 direzione longitudinale: a) risultati con lo spettro di norma; b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

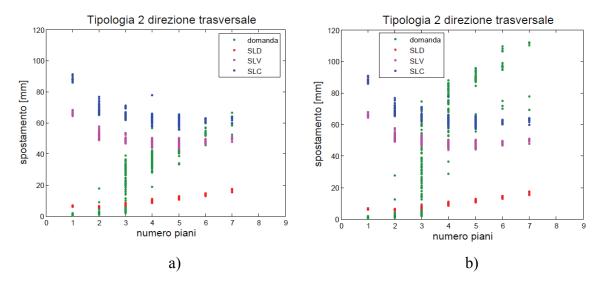


Figura 5.4.15 Tipologia 2 direzione trasversale: a) risultati con lo spettro di norma; b) risultati con gli spettri di risposta sismica locale

Per la tipologia 2 invece si osservano grandi differenze per entrambe le direzioni sebbene le più significative siano per la direzione trasveresale. I motivi di risultati così diversi sono sicuramente da ricercarsi in un notevole incremento della richiesta di spostamento che si ha utilizzando gli spettri delle analisi di risposta sismica locale.



### **CAPITOLO VI**

### CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati oggetto di indagine i diversi metodi di analisi utilizzati per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti. In particolare, sono stati considerati sia metodi di valutazione di tipo osservazionale, che metodi di valutazione della vulnerabilità sismica basati sull'utilizzo di modelli meccanici. Maggiore attenzione è stata posta su questi ultimi, poiché forniscono risultati più accurati. Al fine di eseguire delle analisi di vulnerabilità sismica per il quartiere di Pettino (AQ), scelto come caso studio, essendo tale quartiere il più grande del comune dell'Aquila e risultando al tempo stesso il quartiere che ha subito i maggiori danni a seguito del terremoto del 6 Aprile 2009, è stata eseguita un'attenta valutazione del modello meccanico in grado di fornire risultati affidabili avendo a disposizione pochi dati riguardanti la geometria complessiva dell'edificio.

Il software messo a punto da G.M.Verderame e da P. Ricci ha permesso di conciliare le due esigenze in quanto richiede un esiguo numero di dati di input per eseguire analisi di vulnerabilità pur fornendo risultati accurati attraverso analisi statiche non lineari del tipo *push-over*.

Per i dati di input delle analisi sono state reperite le schede AeDES di I livello redatte subito dopo il terremoto aquilano. I dati presenti in tali schede sono stati utilizzati anche per elaborare dei grafici che forniscono indicazioni sul campione esaminato, in termini di numero di piani, età di costruzione e disposizione delle tamponature.

Dall'esame di tali schede è emerso che la quasi totalità degli edifici ha ottenuto quale esito di agibilità "B" o "E". Inoltre, è emerso che: gli edifici che non hanno subito alcun danno sono tutti edifici aventi un numero di piani massimmo pari a tre; l'esito "B" è perlopiù associato agli edifici caratterizzati da tre piani; l'esito "E" caratterizza gli edifici di quattro piani; gli edifici di cinque e sei piani hanno ottenuto in egual misura gli esiti "B" ed "E", ed infine gli edifici con un numero di piani pari a 7 hanno tutti esito di agibilità "E".



Per una maggiore conoscenza degli edifici analizzati è stata eseguita un'indagine in sito, al fine di verificare gli esiti associati a ciascun edificio, e per ottenere maggiori indicazioni circa l'estensione e la disposizione del danneggiamento.

Il campione di edifici analizzato comprende 305 edifici; tra questi, sono stati individuati utilizzando il software GIS, i soli edifici definiti regolari in pianta secondo la normativa vigente, e per questo sottocampione sono state eseguite le analisi con il modello meccanico.

Grazie ai dati forniti dal dipartimento DIGA è stato possibile stabilire lo Stato Limite e la tipologia di suolo da utilizzare per la costruzione dello spettro. Avendo inoltre a disposizione gli spettri ottenuti dalle analisi non linerari di risposta sismica locale per la direzione *fault-normal* e *fault-parallel* rispetto all'asse della valle, gli edifici sono stati analizzati utilizzando sia lo spettro di norma che questi ultimi.

Tuttavia, per poter eseguire le analisi con gli spettri di risposta sismica locale, è stato necessario ricorrere nuovamente all'utilizzo del software GIS per stabilire per ciascun edificio la disposizione dello stesso rispetto all'asse per il quale erano stati costruiti gli spettri.

Le analisi sono state effettuate per diverse tipologie di edifici avendo considerato diversi valori dello spessore e delle caratteristiche meccaniche delle tamponature.

Le analisi condotte con lo spettro di norma hanno evidenziato che gli edifici in esame presentano, in generale, un migliore comportamento nella direzione longitudinale per la quale risultano maggiori i valori del coefficiente di taglio alla base massimo, e minori le richieste di spostamento. Inoltre è emerso che gli edifici caratterizzati da esito 0, ovvero quelli che hanno esibito il migliore comportamento, presentano un numero di piani al massimo pari a tre. Le analisi mostrano infine una tendenza verso esiti peggiori all'aumentare del numero di piani.

Dalle analisi condotte con gli spettri ottenuti dalla risposta sismica locale, sebbene ci sia stato un notevole incremento della domanda in termini di spostamento, non si sono ottenuti in termini di tendenza, risultati diversi dalle analisi precedenti: gli edifici presentano un migliore comportamento in direzione longitudinale e all'aumentare del numero di piani ci si sposta verso esiti peggiori.

È comunque da precisare che le maggiori differenze tra i risultati delle analisi condotte utilizzando spettri diversi sono state riscontrate per gli edifici appartenenti alla tipologia 2, ovvero caratterizzati da tamponature di tipo *weak*. Infine è da precisare che sebbene dalle analisi con lo spettro di risposta sismica locale diminuisce la percentuale di edifici



caratterizzati da esito 2, molti di questi presentano un valore della domanda in termini di spostamento superiore alla capacità allo SLC.



#### **BIBLIOGRAFIA**

Allegati alle linee guida per l'attuazione della OPCM 3362/04. Regione Campania

Bal, I. E., Crowley, H., Pinho, R. and Gualy, F.G. (2008). "Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, doi:10.1016/j.soildyn.2007.10.005.

Borzi, B., Pinho R. and Bommer J. (2008). "Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings". *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 804–820.

Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Velez, L.F. and Crowley, H. (2006). "Development of seismic vulnerabilità assessment methodologies over the past 30 years". *Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 472, Vol. 43, No. 3, pp. 75-104.

Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G. and Cosenza, E. (2008). "Multi-Criteria decision making for seismic retrofitting of RC structures". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.12, pp. 555-583.

Chiarini, M. (2010)."Influenza della risposta sismica locale nel danneggiamento degli edifici nell'area N-W dell'Aquila". Tesi di laurea specialistica, Diparimento di Ingegneria Geotecnica ed Ambientale, Università degli studi di Napoli "Federico II".

Chioccarelli, E., De Luca, F. and Iervolino, I. (2009)."Preliminary study of L'Aquila earthquake ground motion records V5.10", available at www.reluis.it.

Convertito V., Iervolino I., Herrero A. (2009). "The importance of mapping the design earthquake: insights for southern Italy". *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(5), 2979–2991. doi: 10.1785/0120080272

Cosenza, E., Magliulo, G. and Maddaloni, G. (2008). "L'analisi statica non lineare (pushover) delle strutture in cemento armato secondo la nuova normativa sismica italiana". *XVII Congresso CTE*, Roma, 5-8 novembre 2008.

Cosenza, E., Manfredi, G., Polese, M and Verderame G.M. (2005). "A multilevel approach to the capacity assessment of existing RC buildings". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 1 (2005) 1–22.

Cosenza, E., Manfredi, G. e Verderame G.M. (2009). "Edilizia in cemento armato", *Progettazione Sismica*, No. 3, pp. 133- 149.

Crowley, H., Bommer J., and Pinho R. (2004). "Displacement based earthquake displacement based earthquake loss assessment (DBELA)". ESC General Assembly Papers, Potsdam 2004



Crowley, H., Pinho R. and Bommer J. (2004). "A Probabilistic Displacement-based Vulnerability Assessment Procedure for Earthquake Loss Estimation". *Bulletin of Earthquake Engineering 2*: 173–219.

Dolce, M., Masi, A, Samela, C. e Goretti, A. (2005). "Confronto tra diverse procedure per la valutazione della vulnerabilità di edifici scolastici in c.a.". Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, *Atti di dipartimento*, Vol. 2.

Dolce, M., Moroni, C. (2005). "La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muaratura)". Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, *Atti di dipartimento*, Vol. 4.

Dolce, M., Moroni, C. and Cardone, C. (2005). "Validazione su prove sperimentali della procedura VC per le valutazioni di vulnerabilità e rischio sismico di singoli edifici in c.a.". Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, *Atti di dipartimento*, Vol. 5.

Dolsek, M. & Fajfar, P. (2001). "Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames". *Journal of Eartquake Engineering*, Vol. 5, No. 1 (2001) 1-12.

Dolsek, M. and Fajfar P. (2004). "Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames". *Earthquake Engng Struct. Dyn.*; Vol. 33. pp.1395–1416.

Dolsek, M. and Fajfar P. (2008). "The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment". *Engineering Structures* Vol.30, pp. 1991–2001.

Fardis, M.N., (1996). "Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions". Prenormative research in support of Eurocode 8.

Grant, D., Bommer, J.J., Pinho, R., and Calvi, G.M. (2006). "Defining Priorities and Timescales for Seismic Intervention in School Buildings in Italy". *Research Report Rose* 2006/03.

Iervolino I. Cosenza E., Galasso C. (2009). Spettri, Accelerogrammi e le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. *Progettazione Sismica*, Numero 1, pagg. 33:50. IUSS Press, Pavia.

Iervolino, I., Fabbrocino, G. & Manfredi, G. (2004). "Un Metodo per la Analisi di Rischio Sismico a Scala Territoriale". *XI Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia. ANIDIS*, Genova 25-29 gennaio 2004.



Iervolino, I., Manfredi, G., Polese, M., Verderame, G.M. and Fabbrocino, G. (2007). "Seismic risk of R.C. building classes". *Engineering Structures* Vol. 29, pp.813–820.

LessLoss Report No.2007/05 (2007). "Guidelines for Displacement based design of buildings and bridges". Editor Michael N. Fardis.

Mariniello, C. (2007). "Una procedura meccanica nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in C.A.". Tesi di Dottorato in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture, Università degli studi di Napoli "Federico II".

Pinho, R. and Crowley, H. (2009). "Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis". E. Cosenza (ed), Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, 95-108, © 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy.

Polese, M. (2002). "Un approccio a doppio livello per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture in C.A.". Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Università degli studi di Napoli "Federico II".

Verderame, G.M., Iervolino, I. and Ricci, P. (2009). Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of April 2009, V1.20, http://www.reluis.it.



#### **BIBLIOGRAFIA**

Allegati alle linee guida per l'attuazione della OPCM 3362/04. Regione Campania

Bal, I. E., Crowley, H., Pinho, R. and Gualy, F.G. (2008). "Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, doi:10.1016/j.soildyn.2007.10.005.

Borzi, B., Pinho R. and Bommer J. (2008). "Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings". *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 804–820.

Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Velez, L.F. and Crowley, H. (2006). "Development of seismic vulnerabilità assessment methodologies over the past 30 years". *Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 472, Vol. 43, No. 3, pp. 75-104.

Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G. and Cosenza, E. (2008). "Multi-Criteria decision making for seismic retrofitting of RC structures". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.12, pp. 555-583.

Chioccarelli, E., De Luca, F. and Iervolino, I. (2009)."Preliminary study of L'Aquila earthquake ground motion records V5.10", available at www.reluis.it.

Convertito V., Iervolino I., Herrero A. (2009). "The importance of mapping the design earthquake: insights for southern Italy". *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(5), 2979–2991. doi: 10.1785/0120080272

Cosenza, E., Magliulo, G. and Maddaloni, G. (2008). "L'analisi statica non lineare (pushover) delle strutture in cemento armato secondo la nuova normativa sismica italiana". *XVII Congresso CTE*, Roma, 5-8 novembre 2008.

Cosenza, E., Manfredi, G., Polese, M and Verderame G.M. (2005). "A multilevel approach to the capacity assessment of existing RC buildings". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 1 (2005) 1–22.

Cosenza, E., Manfredi, G. e Verderame G.M. (2009). "Edilizia in cemento armato", *Progettazione Sismica*, No. 3, pp. 133- 149.

Crowley, H., Bommer J., and Pinho R. (2004). "Displacement based earthquake displacement based earthquake loss assessment (DBELA)". ESC General Assembly Papers, Potsdam 2004

Crowley, H., Pinho R. and Bommer J. (2004). "A Probabilistic Displacement-based Vulnerability Assessment Procedure for Earthquake Loss Estimation". *Bulletin of Earthquake Engineering* 2: 173–219.



Dolce, M., Masi, A, Samela, C. e Goretti, A. (2005). "Confronto tra diverse procedure per la valutazione della vulnerabilità di edifici scolastici in c.a.". Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, *Atti di dipartimento*, Vol. 2.

Dolce, M., Moroni, C. (2005). "La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muaratura)". Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, *Atti di dipartimento*, Vol. 4.

Dolce, M., Moroni, C. and Nardone, C. (2005). "Validazione su prove sperimentali della procedura VC per le valutazioni di vulnerabilità e rischio sismico di singoli edifici in c.a.". Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, *Atti di dipartimento*, Vol. 5.

Dolsek, M. & Fajfar, P. (2001). "Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames". *Journal of Eartquake Engineering*, Vol. 5, No. 1 (2001) 1-12.

Dolsek, M. and Fajfar P. (2004). "Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames". *Earthquake Engng Struct. Dyn.*; Vol. 33. pp.1395–1416.

Dolsek, M. and Fajfar P. (2008). "The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment". *Engineering Structures* Vol.30, pp. 1991–2001.

Fardis, M.N., (1996). "Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions". Prenormative research in support of Eurocode 8.

Grant, D., Bommer, J.J., Pinho, R., and Calvi, G.M. (2006). "Defining Priorities and Timescales for Seismic Intervention in School Buildings in Italy". *Research Report Rose* 2006/03.

Iervolino I. Cosenza E., Galasso C. (2009). Spettri, Accelerogrammi e le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. *Progettazione Sismica*, Numero 1, pagg. 33:50. IUSS Press, Pavia.

Iervolino, I., Fabbrocino, G. & Manfredi, G. (2004). "Un Metodo per la Analisi di Rischio Sismico a Scala Territoriale". *XI Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia. ANIDIS*, Genova 25-29 gennaio 2004.

Iervolino, I., Manfredi, G., Polese, M., Verderame, G.M. and Fabbrocino, G. (2007). "Seismic risk of R.C. building classes". *Engineering Structures* Vol. 29, pp.813–820.

LessLoss Report No.2007/05 (2007). "Guidelines for Displacement based design of buildings and bridges". Editor Michael N. Fardis.



Mariniello, C. (2007). "Una procedura meccanica nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in C.A.". Tesi di Dottorato in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture, Università degli studi di Napoli "Federico II".

Pinho, R. and Crowley, H. (2009). "Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis". E. Cosenza (ed), Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, 95-108, © 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy.

Polese, M. (2002). "Un approccio a doppio livello per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture in C.A.". Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Università degli studi di Napoli "Federico II".

Verderame, G.M., Iervolino, I. and Ricci, P. (2009). Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of April 2009, V1.20, http://www.reluis.it.

## Ringraziamenti

Ringrazio il Prof. Gaetano Manfredi che mi ha dato la possibilità di sviluppare un argomento che ha senza dubbio rafforzato la mia passione per questa materia.

Al prof. Iunio Iervolino con stima ed affetto rinnovo i miei ringraziamenti, certa del fatto che se onesti e sinceri non saranno mai inopportuni e ridondanti.

Ringrazio il prof. Gerardo M. Verderame per avermi trasmesso passione ed entusiasmo ma soprattutto per avermi seguito con dedizione e cura nella redazione di questa tesi.

Un doveroso e sentito ringraziamento all'ing. Antonio Martinelli (dell'Istituto per le Tecnologie della Costruzione – CNR, Sede di L'Aquila) per avermi fornito gli strumenti necessari per la realizzazione di questo lavoro.

Ringrazio il Prof. Francesco Silvestri, la Prof.ssa Anna d'Onofrio e l'amico ing. Marco Chiarini per la loro disponibilità e per aver reso possibile il perfezionamento dell'elaborato.

Un grazie di cuore agli ingegneri: Marilena Esposito, Simona Esposito, Carmine Galasso, Fabio Nardone, Fulvio Parisi, Paolo Ricci ed Eugenio Chioccarelli per avermi dedicato parte del loro tempo ed i loro preziosi consigli.

Infine vorrei ringraziare i miei amici e sostenitori: Marco Pagano, Giuseppe Iazzetta, Gioacchino Giacco, Luisa Stingo, Roberta Padulano, Roberta Angelone, Daniela del Giudice, Sebastiano Elia e Giuseppe Marino, che hanno creduto in me e mi hanno dato fiducia, perché il mio entusiasmo sia la vostra gioia, i miei successi il vostro orgoglio.