

**CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE**

COMMISSIONE DI STUDIO PER LA PREDISPOSIZIONE  
E L'ANALISI DI NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

**Istruzioni  
per la Valutazione Affidabilistica  
della Sicurezza Sismica  
di Edifici Esistenti**



**CNR-DT 212/2013**

**Proprietà letteraria riservata  
del  
Consiglio Nazionale delle Ricerche**

**CNR-DT 212/2013**

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>ASPETTI GENERALI</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>PRESTAZIONI RICHIESTE</b>	<b>3</b>
2.1.1	DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE	3
2.1.2	REQUISITI MINIMI DI AFFIDABILITÀ	3
<b>2.2</b>	<b>AZIONE SISMICA</b>	<b>4</b>
2.2.1	DERIVAZIONE DELLA CURVA DI PERICOLOSITÀ	4
2.2.2	STORIE TEMPORALI DEL MOTO SISMICO	5
<b>2.3</b>	<b>CONOSCENZA DELLA STRUTTURA</b>	<b>6</b>
2.3.1	ELEMENTI DI CONOSCENZA	7
2.3.2	MODELLAZIONE DELLE INCERTEZZE	7
2.3.2.1	Incertezze modellabili mediante variabili aleatorie	8
2.3.2.2	Incertezze di tipo epistemico modellabili mediante la tecnica dell'albero logico	8
<b>2.4</b>	<b>MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA</b>	<b>10</b>
2.4.1	ANALISI STATICA NON LINEARE	11
2.4.1.1	Determinazione del legame costitutivo dell'oscillatore equivalente	11
2.4.2	ANALISI DINAMICA NON LINEARE	13
<b>2.5</b>	<b>QUANTIFICAZIONE DEL SUPERAMENTO DEGLI STATI LIMITE</b>	<b>13</b>
2.5.1	STATO LIMITE DI DANNO (SLD)	14
2.5.2	STATO LIMITE DI DANNO SEVERO (SLS)	14
2.5.3	STATO LIMITE DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)	15
<b>2.6</b>	<b>METODI DI VERIFICA</b>	<b>16</b>
2.6.1	CALCOLO DELLA FREQUENZA MEDIA ANNUA DI SUPERAMENTO DELLO STATO LIMITE	16
2.6.2	METODO A: ANALISI DINAMICA INCREMENTALE SUL MODELLO COMPLETO	17
2.6.3	METODO B: ANALISI DINAMICA INCREMENTALE SULL'OSCILLATORE EQUIVALENTE	18
2.6.4	METODO C: ANALISI STATICA NON LINEARE E SUPERFICI DI RISPOSTA	18
2.6.4.1	Determinazione della mediana di $S$ condizionata a $Y=1$	19
2.6.4.2	Determinazione dell'incertezza nella domanda sismica $\beta_S$	20
2.6.4.3	Determinazione dell'incertezza sulla capacità legata alle variabili aleatorie $\beta_C$	20
<b>3</b>	<b>EDIFICI IN MURATURA</b>	<b>21</b>
<b>3.1</b>	<b>CONOSCENZA DELLA STRUTTURA</b>	<b>21</b>
3.1.1	ELEMENTI DI CONOSCENZA	21
3.1.2	ANALISI PRELIMINARE E INDIVIDUAZIONE DELLE POSIZIONI DI PROVA	21
3.1.3	INDAGINI SPERIMENTALI	23
3.1.3.1	Dettagli costruttivi	23
3.1.3.2	Proprietà meccaniche delle murature	24
<b>3.2</b>	<b>CRITERI DI MODELLAZIONE</b>	<b>25</b>
3.2.1	RISPOSTA GLOBALE: MODELLI CONTINUI, A PANNELLI E A TELAIO EQUIVALENTE	26
3.2.1.1	Modelli di elemento maschio	28
3.2.1.2	Modelli di elemento fascia di piano	32
3.2.1.3	Modelli di solaio	34
3.2.1.4	Cordoli e catene	34
3.2.1.5	Analisi statica non lineare	34
3.2.1.6	Smorzamento	35
3.2.2	RISPOSTA LOCALE: MODELLI AD ELEMENTI DISTINTI O A MACRO-BLOCCHI	36

3.2.2.1	Analisi limite (cinematica non lineare)	37
3.2.2.2	Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente	38
3.2.2.3	Modelli per analisi dinamiche	39
3.2.2.4	Domanda di spostamento spettrale	40
3.2.2.5	Valutazione della domanda sismica a diverse quote dell'edificio	40
3.2.2.6	Problematiche di modellazione	42
<b>3.3</b>	<b>QUANTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE</b>	<b>43</b>
3.3.1	RISPOSTA GLOBALE	43
3.3.1.1	Stato Limite di Danno (SLD)	44
3.3.1.2	Stato Limite di danno Severo (SLS)	45
3.3.1.3	Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)	46
3.3.2	MECCANISMI LOCALI	47
3.3.2.1	Stato Limite di Danno (SLD)	48
3.3.2.2	Stato Limite di danno Severo (SLS)	49
3.3.2.3	Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)	49
<b>3.4</b>	<b>CAPACITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI MACROELEMENTI</b>	<b>49</b>
3.4.1	CAPACITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PER LO SLD	50
3.4.2	CAPACITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PER LO SLS	50
3.4.3	CAPACITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PER LO SLC	50
3.4.4	CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE DEL MACROELEMENTO PARETE	50
3.4.5	CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE DEL MACROELEMENTO SOLAIO	50
<b>4</b>	<b>EDIFICI IN CEMENTO ARMATO</b>	<b>51</b>
<b>4.1</b>	<b>CONOSCENZA DELLA STRUTTURA</b>	<b>51</b>
4.1.1	ELEMENTI DI CONOSCENZA	51
4.1.2	ANALISI PRELIMINARE	51
4.1.3	INDAGINI SPERIMENTALI	52
4.1.3.1	Dettagli costruttivi	52
4.1.3.2	Proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio	52
<b>4.2</b>	<b>RISPOSTA NEL PIANO E NELLO SPAZIO</b>	<b>53</b>
<b>4.3</b>	<b>CRITERI DI MODELLAZIONE</b>	<b>54</b>
4.3.1	MODELLAZIONE DI TRAVI E PILASTRI	54
4.3.1.1	Modalità di collasso di travi e pilastri in cemento armato	54
4.3.1.2	Modelli di trave-colonna a comportamento prevalente flessionale	56
4.3.1.3	Modelli di sezione	56
4.3.1.4	Modelli di trave-colonna con crisi a taglio o flessione-taglio	57
4.3.1.5	Modelli per il degrado ciclico	59
4.3.2	MODELLI PER I NODI TRAVE-PILASTRO	60
4.3.3	MODELLI PER LE TAMPONATURE	61
4.3.4	SMORZAMENTO PER ANALISI DINAMICHE	61
<b>4.4</b>	<b>CAPACITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>62</b>
4.4.1	INTRODUZIONE	62
4.4.2	CAPACITÀ PER LO SLD	63
4.4.3	CAPACITÀ PER LO SLV	64
4.4.4	CAPACITÀ ALLO SLC	64
4.4.4.1	Capacità di deformazione: rottura per flessione	64
4.4.4.2	Capacità di deformazione: rottura per taglio (fragile e duttile)	65
4.4.4.3	Capacità di deformazione: perdita di portanza assiale	66
4.4.5	INDICAZIONI OPERATIVE PER LA MODELLAZIONE	67
4.4.5.1	Modello con degrado	67
4.4.5.2	Modello senza degrado	68
4.4.5.3	Dipendenza statistica	68
4.4.6	RESISTENZA A TAGLIO	68

<b>4.5</b>	<b>CAPACITÀ DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI</b>	<b>70</b>
<b>4.6</b>	<b>QUANTIFICAZIONE DELLO STATO LIMITE DI COLLASSO</b>	<b>70</b>
4.6.1	MODELLAZIONE CON LEGAMI CON DEGRADO	70
4.6.2	MODELLAZIONE CON LEGAMI SENZA DEGRADO	71
<b>5</b>	<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI</b>	<b>72</b>
<b>5.1</b>	<b>MONOGRAFIE E ARTICOLI</b>	<b>72</b>
<b>5.2</b>	<b>NORME E ISTRUZIONI TECNICHE</b>	<b>77</b>
<b>A</b>	<b>COMMENTI AL TESTO DELLE ISTRUZIONI</b>	<b>78</b>
<b>A.1</b>	<b>FONDAMENTI AFFIDABILISTICI DEI METODI DI VALUTAZIONE (COMMENTO AL §2)</b>	<b>78</b>
<b>A.1.1</b>	<b>APPROCCI ALTERNATIVI ALLA DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI FRAGILITÀ (COMMENTO AL §2.6)</b>	<b>81</b>
<b>A.1.1.1.1</b>	<b>ESEMPLIFICAZIONE CON RIFERIMENTO AL METODO C</b>	<b>82</b>
<b>A.2</b>	<b>NECESSITÀ DELLA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI COLLASSO (COMMENTO AL §2.1)</b>	<b>83</b>
<b>A.3</b>	<b>CONSIDERAZIONE DELL'INCERTEZZA EPISTEMICA NELLA CURVA DI PERICOLOSITÀ SISMICA (COMMENTO AL §2.2)</b>	<b>84</b>
<b>A.4</b>	<b>CRITERI PER LA SCELTA DELLE STORIE TEMPORALI DEL MOTO SISMICO (COMMENTO AL §2.2.2)</b>	<b>86</b>
<b>A.5</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLO STATO GLOBALE DI UNA STRUTTURA A PARTIRE DA QUELLO DEI SUOI COMPONENTI (COMMENTO AL §2.5.3 E AL §4.6.2)</b>	<b>89</b>
<b>A.6</b>	<b>QUANTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE IN EDIFICI IRREGOLARI IN MURATURA PER I METODI B E C (COMMENTO AL §3.2.1.5 E AL §3.3.1)</b>	<b>91</b>
<b>A.7</b>	<b>MODELLI DI SMORZAMENTO VISCOSO PER ANALISI DINAMICHE NON LINEARI (COMMENTO AL §4.3.4)</b>	<b>95</b>
<b>B</b>	<b>ESEMPIO APPLICATIVO A UN EDIFICIO IN MURATURA</b>	<b>97</b>
<b>B.1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>97</b>
<b>B.2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO</b>	<b>97</b>
<b>B.3</b>	<b>PROCEDURA DI VALUTAZIONE</b>	<b>99</b>
<b>B.4</b>	<b>AZIONE SISMICA</b>	<b>99</b>
<b>B.5</b>	<b>CONOSCENZA DELLA STRUTTURA</b>	<b>102</b>
<b>B.5.1</b>	<b>MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO E SCELTA DEI CRITERI DI ANALISI</b>	<b>102</b>
<b>B.5.2</b>	<b>INTERVALLI DI VARIABILITÀ DEI PARAMETRI E INCERTEZZE DI MODELLO</b>	<b>104</b>
<b>B.5.3</b>	<b>ANALISI DI SENSITIVITÀ</b>	<b>107</b>
<b>B.5.4</b>	<b>INDAGINI PER LA CONOSCENZA</b>	<b>112</b>
<b>B.6</b>	<b>MODELLAZIONE E STATI LIMITE</b>	<b>113</b>
<b>B.6.1</b>	<b>MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI SITO</b>	<b>113</b>
<b>B.6.2</b>	<b>MODELLAZIONE DELLE INCERTEZZE</b>	<b>113</b>
<b>B.6.2.1</b>	<b>ALBERO LOGICO</b>	<b>113</b>
<b>B.6.2.2</b>	<b>VARIABILI ALEATORIE CONTINUE</b>	<b>114</b>
<b>B.6.3</b>	<b>INDICATORI DI STATO LIMITE</b>	<b>117</b>
<b>B.7</b>	<b>ANALISI E VERIFICA</b>	<b>117</b>
<b>B.7.1</b>	<b>VALIDAZIONE DEL MODELLO</b>	<b>117</b>
<b>B.7.2</b>	<b>ANALISI MODALE E METODI DI ANALISI NON LINEARE</b>	<b>120</b>
<b>B.7.3</b>	<b>VERIFICA CON IL METODO A</b>	<b>121</b>
<b>B.7.4</b>	<b>VERIFICA CON IL METODO C</b>	<b>128</b>

---

<b>B.7.4.1</b>	<b>VALUTAZIONE CON IL METODO DESCRITTO IN §A.1.1.1</b>	<b>140</b>
<b>B.7.5</b>	<b>CONFRONTO DEI DUE METODI</b>	<b>145</b>
<b>C</b>	<b>ESEMPIO APPLICATIVO A UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO</b>	<b>147</b>
<hr/>		
<b>C.1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>147</b>
<b>C.2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO</b>	<b>147</b>
<b>C.3</b>	<b>PROCEDURA DI VALUTAZIONE</b>	<b>148</b>
<b>C.4</b>	<b>AZIONE SISMICA</b>	<b>150</b>
<b>C.4.1</b>	<b>CURVA DI PERICOLOSITÀ</b>	<b>150</b>
<b>C.4.2</b>	<b>SCELTA DELLE REGISTRAZIONI DEL MOTO SISMICO</b>	<b>152</b>
<b>C.5</b>	<b>ELEMENTI DI CONOSCENZA</b>	<b>155</b>
<b>C.6</b>	<b>MODELLAZIONE DELLE INCERTEZZE</b>	<b>157</b>
<b>C.6.1</b>	<b>ALBERO LOGICO</b>	<b>157</b>
<b>C.6.2</b>	<b>VARIABILI ALEATORIE CONTINUE</b>	<b>157</b>
<b>C.7</b>	<b>ANALISI</b>	<b>161</b>
<b>C.7.1</b>	<b>METODO DI ANALISI STATICA MODALE</b>	<b>161</b>
<b>C.7.1.1</b>	<b>DETERMINAZIONE DELL'OSCILLATORE EQUIVALENTE</b>	<b>162</b>
<b>C.7.1.2</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI ANALISI DINAMICA INCREMENTALE</b>	<b>164</b>
<b>C.8</b>	<b>MODELLAZIONE</b>	<b>167</b>
<b>C.8.1</b>	<b>MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI SITO</b>	<b>167</b>
<b>C.8.2</b>	<b>MODELLAZIONE PER L'ANALISI STRUTTURALE</b>	<b>167</b>
<b>C.8.3</b>	<b>INDICATORI DI STATO LIMITE</b>	<b>171</b>
<b>C.9</b>	<b>RISULTATI</b>	<b>172</b>
<b>C.9.1</b>	<b>MODELLO A</b>	<b>172</b>
<b>C.9.2</b>	<b>MODELLI CON DEGRADO (MODELLI B E C)</b>	<b>176</b>
<b>C.9.3</b>	<b>ULTERIORI DETTAGLI DELL'ANALISI (MODELLO B)</b>	<b>179</b>
<b>C.10</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>181</b>

## 1 Premessa

La struttura della attuale normativa tecnica per la verifica sismica delle costruzioni esistenti, in ambito nazionale (NTC2008) e internazionale (Eurocodice 8 Parte 3), è la seguente:

- Viene stabilito un numero variabile di stati limite di interesse;
- A ciascun stato limite viene associato un valore dell'intensità sismica, caratterizzato in termini probabilistici dal valore del suo periodo medio di ritorno;
- Sono fornite indicazioni circa il conseguimento di un numero discreto di prefissati livelli di conoscenza, a ciascuno dei quali viene associato un fattore globale, di impiego analogo a quello degli ordinari fattori parziali;
- Sono indicati metodi di analisi con i relativi ambiti di applicabilità;
- Vengono indicati i meccanismi da verificare e sono forniti relativi modelli di capacità.

Il percorso di verifica si conclude con la determinazione dei rapporti tra l'intensità sismica che produce ogni stato limite considerato e la corrispondente intensità di verifica. Le verifiche sono soddisfatte se tale rapporto è uguale o superiore a uno.

Il limite del procedimento descritto è quello che al suo termine l'effettivo livello di protezione della struttura, misurato in termini di probabilità di superamento di ogni stato limite considerato, non è conosciuto.

Di fatto, l'unico elemento caratterizzato in probabilità è l'azione sismica di verifica, mentre in realtà, nel problema della valutazione, ossia nella determinazione della probabilità di superamento, entrano molte altre fonti di incertezza che non sono esplicitamente modellate. In particolare:

- a) Una definizione univoca degli stati limite, e in particolare quelli ultimi, relativi a stati di danno diffuso globale, è di difficile formulazione, e la conseguente soggettività di scelta introduce incertezza nell'esito della valutazione;
- b) La conoscenza completa di un organismo esistente non è di fatto conseguibile e ciò richiede allo strutturista di sopperire con la propria esperienza alla carenza di informazioni, formulando ipotesi sull'organismo strutturale. Anche questo è un elemento di soggettività che introduce incertezza nell'esito della valutazione;
- c) Anche a parità di informazioni acquisite e di ipotesi sull'organismo strutturale, le scelte di modellazione e del metodo di analisi riflettono in misura sensibile l'esperienza e la qualità professionale dello strutturista, oltre che gli strumenti di calcolo a sua disposizione. Questo è un ulteriore, e molto importante elemento di differenziazione tra gli esiti di una verifica;
- d) Lo stato attuale delle conoscenze circa le capacità ultime di componenti strutturali non progettati per rispondere ad azioni sismiche è ancora arretrato, specialmente con riferimento al comportamento in prossimità del collasso, e i modelli di capacità sono caratterizzati da dispersione notevole. Inoltre per ogni meccanismo sono generalmente disponibili modelli alternativi costruiti su basi empiriche confrontabili. La scelta dell'uno o dell'altro, come anche l'introduzione dell'incertezza di modello corrispondente influenza la variabilità dell'esito della verifica.

Dalle considerazioni che precedono discende che lo sviluppo della normativa tecnica sulle strutture esistenti debba porsi quale obiettivo centrale la messa a punto di proce-

ture idonee a valutare il riflesso sul risultato finale di tutte le incertezze a valle dell'azione sismica di verifica, in termini di probabilità di superamento dello stato limite. Le procedure presentate in queste Istruzioni mirano a raggiungere l'obiettivo indicato. Esse sono state redatte con l'intenzione di non richiedere il possesso di particolari competenze specialistiche in termini di teoria dell'affidabilità. Per quanto riguarda invece la modellazione e l'analisi della risposta strutturale, poiché gli stati limite di maggiore interesse sono caratterizzati da livelli di danno strutturale elevati, anche prossimi al collasso, l'applicazione delle Istruzioni richiede la simulazione del comportamento non lineare di elementi in c.a. e muratura, che presuppone conoscenze teoriche ed esperienza d'uso di idonei codici di calcolo. A questo riguardo le Istruzioni riflettono lo stato dell'arte in tema di modellazione del comportamento di elementi strutturali non rispondenti alle recenti normative sismiche, soggetti a deformazione ciclica di ampiezza tale da condurli in prossimità del collasso. Tale stato dell'arte essendo in fase attivamente evolutiva, il conseguimento di progressi significativi sarà trasferito nei futuri aggiornamenti delle presenti Istruzioni.

Le presenti Istruzioni costituiscono quindi un approccio di livello superiore rispetto a quello previsto dalla Normativa vigente, ed è da ritenere che ad esse verrà fatto ricorso in casi di particolare rilevanza economica e/o sociale. È anche prevedibile ad augurabile che dei concetti e delle procedure in esse contenuti possano giovare le future revisioni delle Norme attuali.

Il documento si compone di:

- Un capitolo generale, (cap. 2) contenente gli aspetti della procedura di verifica comuni alle diverse tipologie costruttive, e in particolare le costruzioni in muratura e quelle in cemento armato.
- Due capitoli che forniscono gli elementi specifici relativi alle costruzioni in muratura (cap. 3) e in cemento armato (cap. 4).
- Un'appendice (app. A) di commento ad alcune parti dei capitoli precedenti.
- Due appendici (B e C) contenenti due applicazioni complete rispettivamente a un edificio in muratura e a un edificio in cemento armato.



## 2 Aspetti generali

### 2.1 Prestazioni richieste

Nell'ambito di queste Istruzioni la valutazione della sicurezza sismica di una costruzione esistente consiste nella quantificazione della frequenza media annua di superamento  $\lambda_{SL}$  di uno o più stati limite (SL), definiti in §2.1.1, e il confronto di tale valore con i requisiti minimi di affidabilità indicati in §2.1.2.

La valutazione della sicurezza nei confronti dello stato limite di collasso è sempre necessaria.

#### 2.1.1 Definizione degli Stati Limite

Gli stati limite sono individuati con riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Gli stati limite considerati sono:

- Stato Limite di Danno (SLD): la costruzione mantiene l'integrità degli elementi strutturali (danni strutturali trascurabili che non richiedano riparazioni) e rimane utilizzabile pur in presenza di danni leggeri agli elementi non strutturali.
- Stato Limite di danno Severo (SLS)<sup>1</sup>: la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali; questo stato definisce il limite al di là del quale i danni sono tali da rendere economicamente non conveniente la riparazione.
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): la costruzione subisce danni molto gravi ai componenti strutturali pur mantenendo ancora una residua capacità di sostenere i carichi verticali. La sicurezza residua nei confronti di azioni orizzontali è trascurabile.

#### 2.1.2 Requisiti minimi di affidabilità

Le strutture oggetto delle presenti Istruzioni sono distinte per rilevanza delle conseguenze socio-economiche della violazione degli stati limite in quattro classi:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

Con riferimento alle quattro classi e ai tre stati limite introdotti in §2.1.1, la Tabella 2.1 fornisce le soglie massime della frequenza media di superamento.

---

<sup>1</sup> Queste Istruzioni non forniscono indicazioni specifiche per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) considerato dalle NTC 2008. La sicurezza della vita umana è tutelata dal controllo dello Stato Limite di Collasso (SLC), che nel caso di edifici esistenti è da preferirsi per le ragioni approfondite in Allegato A2.

**Tabella 2.1. Requisiti minimi di affidabilità (valori massimi di  $\lambda_{SL}$ , moltiplicati per  $10^3$ ) in funzione della classe della costruzione<sup>2</sup>.**

Stato limite	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV
SLD	64.0	45.0	30.0	22.0
SLS	6.8	4.7	3.2	2.4
SLC	3.3	2.3	1.5	1.2

## 2.2 Azione sismica

Nell'ambito di queste Istruzioni il riferimento base per la definizione dell'azione sismica è costituito dall'insieme degli spettri di risposta elastici per i nove periodi medi di ritorno forniti nelle NTC2008. Le ordinate di tali spettri rappresentano il valore mediano delle ordinate ottenute considerando le incertezze epistemiche che intervengono nell'analisi di pericolosità sismica di sito. Ai fini della determinazione della frequenza media annua di superamento di uno stato limite  $\lambda_{SL}$  (§2.6.1), di tali incertezze si tiene conto modificando la curva di pericolosità sismica del sito come indicato in §2.2.1.

### 2.2.1 Derivazione della curva di pericolosità

La curva di pericolosità sismica di un sito,  $\lambda_S(s)$ , fornisce la frequenza media annua di superamento del valore  $s$  da parte di una grandezza rappresentativa dell'intensità sismica locale  $S$ .

Nell'ambito di queste Istruzioni il modello strutturale di riferimento per la determinazione della risposta è tridimensionale, soggetto quindi simultaneamente a tre componenti ortogonali del moto sismico (negli edifici è normalmente lecito trascurare la componente verticale). L'intensità sismica  $S$  è normalmente espressa in termini dell'accelerazione spettrale al periodo fondamentale della struttura in esame, massima tra le due componenti orizzontali<sup>3</sup>.

La curva di pericolosità mediana si ottiene in termini discreti a partire dai nove spettri di risposta mediani forniti nelle NTC2008:

$$\lambda_S(s_i) = \frac{1}{T_{R,i}} \quad s_i = S(T_{R,i}) \quad i = 1, \dots, 9 \quad (2.1)$$

dove  $S(T_{R,i})$  è il valore dell'intensità  $S$  all' $i$ -esimo periodo medio di ritorno  $T_{R,i}$ , con riferimento alla categoria di suolo A delle NTC2008.

Per il calcolo di  $\lambda_{SL}$  (§2.6.1) si utilizza la curva di pericolosità media  $\bar{\lambda}_S$  la quale si ottiene moltiplicando la curva mediana  $\lambda_S$  per un fattore amplificativo:

$$\bar{\lambda}_S(s) = \lambda_S(s) \exp\left(\frac{1}{2} \beta_H^2\right) \quad (2.2)$$

Il termine  $\beta_H$  può essere valutato con l'espressione:

<sup>2</sup> I valori proposti in Tabella 2.1 corrispondono approssimativamente all'inverso del periodo medio di ritorno caratterizzante l'azione sismica di verifica per i corrispondenti stati limite nelle NTC2008, moltiplicato per il fattore amplificativo 2.25, che tiene conto dell'incertezza aleatoria nella risposta e nella capacità della struttura.

<sup>3</sup> L'uso dell'accelerazione spettrale massima tra le due componenti orizzontali è necessario per mantenere la coerenza nell'integrale nella successiva Eq. (2.12), in quanto i dati di pericolosità nelle NTC2008 usati nell'Eq.(2.1) sono derivati con riferimento a tale misura di intensità.

$$\beta_H = \frac{\ln S_{84\%} - \ln S_{16\%}}{2} \quad (2.3)$$

nella quale i frattili al 16% e all'84% dell'intensità sismica  $S$  che variano in funzione della frequenza media annua  $\lambda_S$ , possono essere valutati nell'intorno del valore approssimato di  $\lambda_{SL}$  ottenuto utilizzando la curva di pericolosità mediana  $\lambda_S$ .

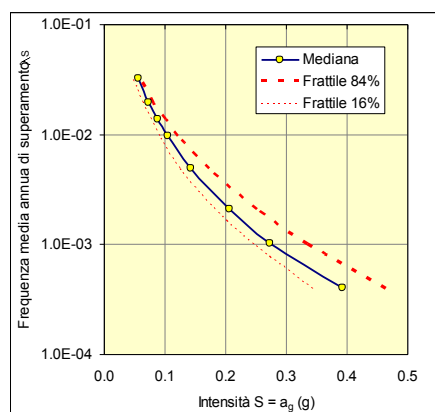


Fig. 2-1 Esempio di curve di pericolosità frattili (50%, 16% e 84%) per l'accelerazione di picco al suolo  $a_g$  [Fonte: Progetto DPC-INGV S2].

## 2.2.2 Storie temporali del moto sismico

Ai fini della determinazione della curva di fragilità della struttura (§2.6.1) è necessario l'utilizzo di un insieme di (terne, in generale, ma più comunemente coppie di) storie di accelerazione del suolo, di caratteristiche compatibili con i meccanismi sismogenetici che influenzano la sismicità del sito in esame<sup>4</sup>.

Si possono utilizzare registrazioni naturali o storie temporali ottenute da modelli che riproducono il meccanismo di faglia e la propagazione per quel particolare sito, purché in grado di riprodurre la variabilità delle ordinate spettrali dei moti naturali.

Nel caso si utilizzino accelerogrammi registrati, un criterio per selezionare le registrazioni è quello di far ricorso ai risultati della disaggregazione della pericolosità sismica per il sito in esame. Tale tecnica fornisce l'intervallo di valori di magnitudo  $M$  e distanza  $R$  (e del numero  $\varepsilon$  di deviazioni standard rispetto alla media della legge di attenuazione utilizzata nell'analisi di pericolosità) rappresentativi degli eventi che contribuiscono maggiormente al valore della frequenza media  $\lambda_S$  di superamento<sup>5</sup> dell'intensità  $S = s$ . Le registrazioni si selezioneranno preferenzialmente nell'intervallo  $M$ - $R$  fornito dalla disaggregazione<sup>6</sup>, per un valore dell'intensità con frequenza media annua indicativamente compresa tra 1/500 e 1/1000.

<sup>4</sup> Non è necessaria una stretta compatibilità con lo spettro iso-probabile di Norma. Peraltro essa comporterebbe una valutazione per eccesso della frequenza media annua  $\lambda_{SL}$ : tale spettro infatti rappresenta un "involuppo" degli effetti di tutti i possibili eventi al sito (vedi anche §A.4).

<sup>5</sup> A rigore, per mantenere la coerenza nell'integrale nella successiva Eq. (2.12), la disaggregazione dovrebbe essere quella della frequenza di occorrenza del valore  $S=s$  e non del suo superamento. I codici di calcolo della pericolosità di maggiore diffusione svolgono tuttavia la disaggregazione della frequenza di superamento. In generale comunque le due disaggregazioni forniscono risultati simili e si può usare in approssimazione quella riferita al superamento.

<sup>6</sup> In linea di principio, possono esserci più intervalli nel piano  $M$ - $R$  che contribuiscono in maniera confrontabile alla  $\lambda_S$ , ad esempio una sorgente che generi eventi con magnitudo elevata a distanza maggiore, e una sorgente caratterizzata da eventi di intensità inferiore a distanza più ravvicinata. In questi casi la selezione deve riflettere entrambi gli intervalli.

In mancanza di dati specifici di disaggregazione per il sito in esame e in considerazione del campo di valori della magnitudo caratteristici delle regioni a media e alta sismicità del territorio nazionale, la scelta degli accelerogrammi potrà ricadere su segnali registrati su terreno assimilabile alla categoria di suolo A o B (NTC2008), nell'intervallo di  $M$  compreso tra 5.5 e 6.5, e per distanze epicentrali fino a 30 km.

Per siti che si trovino in prossimità di faglie note attive è necessario valutare la probabilità di occorrenza di moti a carattere impulsivo e tenerne conto nella selezione dei segnali per l'analisi strutturale (vedi §A.4).

Per i siti appartenenti a categorie di suolo C o inferiore, per i quali è da prevedere un'amplificazione selettiva del moto in superficie, le storie di accelerazione del suolo precedentemente selezionate o generate con riferimento a condizioni di suolo rigido, devono essere modificate attraverso analisi di risposta sismica locale. Tale analisi può essere svolta con metodi lineari equivalenti solo per quei profili stratigrafici in cui anche alle intensità più elevate non sono attesi livelli di deformazione plastica significativi<sup>7</sup>. L'incertezza associata alle proprietà meccaniche della stratigrafia locale deve essere tenuta in conto. A tale scopo si possono modellare i parametri del modello di risposta di sito (rigidezze, resistenze, etc) con variabili aleatorie continue (§2.3.2), e associare un diverso campionamento degli stessi a ciascuna registrazione selezionata. Questa procedura è analoga e congruente a quanto indicato nel seguito con riferimento all'incertezza nella struttura (vedi ad esempio §2.6.2), e pertanto il moto in superficie ottenuto da ciascuna analisi di sito viene poi associato a un'estrazione delle caratteristiche della struttura.

Nel caso in cui si adotti una modellazione “con degrado” (vedi §2.4) la durata delle storie temporali presenta una correlazione non trascurabile con il livello di danno indotto. In questo caso in linea di principio è necessario selezionare le storie temporali che abbiano una durata compatibile con la distribuzione della durata condizionata al livello di intensità prescelto per la selezione delle registrazioni. In assenza di tali informazioni è necessario verificare che le storie temporali selezionate ricoprano in maniera approssimativamente uniforme un intervallo di durata “significativa”  $D_{5-95}$ <sup>8</sup> compreso tra 4 s e 10 s.

Il numero minimo di storie temporali da utilizzare è pari a 20.

## 2.3 Conoscenza della struttura

Il processo di valutazione ha inizio con l'acquisizione di un primo livello di conoscenza delle caratteristiche geometriche dell'organismo strutturale cui è affidata la resistenza sismica, incluse le parti non strutturali che possono avere influenza significativa sulla risposta. Lo scopo di questa prima attività è quello di permettere l'istituzione di un *modello preliminare* da utilizzare per effettuare analisi di sensitività ai parametri meccanici, geometrici e alle ipotesi di modellazione della risposta strutturale. I risultati sono utili al fine di redigere il piano delle indagini e saggi a complemento delle informazioni già disponibili.

<sup>7</sup> Due su tre dei metodi di analisi proposti in queste Istruzioni si basano sull'analisi dinamica incrementale nella quale i segnali sono scalati linearmente (in ampiezza) anche a livelli molto elevati, fino al raggiungimento del collasso della struttura. A tali livelli, in particolare per profili stratigrafici dalle caratteristiche meccaniche più scadenti, l'entità delle deformazioni attese è importante. In queste condizioni i metodi lineari equivalenti soffrono di limitazioni note in termini di affidabilità della risposta e sono pertanto preferibili metodi non lineari.

<sup>8</sup> La durata significativa  $D_{5-95}$  è definita come la differenza tra gli istanti  $t_{95}$  e  $t_5$  in cui la potenza del segnale raggiunge rispettivamente il 95% e il 5% della potenza totale.

L'analisi preliminare ha lo scopo di mettere in luce le caratteristiche principali della risposta sismica della struttura, in particolare il grado di uniformità delle deformazioni e l'ordine di grandezza delle stesse, oltre al regime statico sotto carichi verticali. Dall'esame di queste informazioni provengono le indicazioni su quali elementi concentrare indagini e prove.

Indicazioni specifiche sulle modalità di modellazione per l'analisi preliminare sono fornite in §3.1.2 e §4.1.2 rispettivamente per la muratura e il cemento armato.

### 2.3.1 Elementi di conoscenza

Gli elementi di conoscenza necessari alla valutazione riguardano:

- Geometria dell'organismo strutturale
- Dettagli costruttivi
- Proprietà meccaniche dei materiali

Gli elementi di conoscenza possono provenire da:

- Analisi storico-critica mirante a ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.
- Documenti di progetto relativi alla realizzazione e alle successive modificazioni.
- Rilievo geometrico-strutturale riferito alla geometria complessiva dell'organismo nonché a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza, alla qualità e allo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.
- Indagini sperimentali, da motivare, per tipo e quantità, in base al loro effettivo uso nelle verifiche, volte a completare il quadro informativo relativo alle proprietà meccaniche dei materiali.

Indicazioni specifiche relative alla tipologia di indagini e prove da svolgere sono fornite in §3.1.3 e §4.1.3, rispettivamente per la muratura e il cemento armato.

### 2.3.2 Modellazione delle incertezze

In merito alla conoscenza della struttura si distingue tra:

- Fattori che possono ritenersi noti in termini *deterministici*, ovvero con un margine di incertezza trascurabile, in termini assoluti o comunque con riferimento alla relativa sensitività della risposta. Per tali fattori si adotta un unico valore per tutte le analisi.
- Fattori affetti da incertezza di tipo *aleatorio*, generalmente associati alla variabilità intrinseca di proprietà della struttura. Tali fattori sono modellati mediante variabili aleatorie, come indicato in §2.3.2.1.
- Fattori affetti da incertezza di tipo *epistemico*, associati a difetto di conoscenza della struttura o del comportamento meccanico dei suoi elementi componenti. Tali fattori possono essere modellati in alcuni casi mediante variabili aleatorie continue, come indicato in §2.3.2.1 (quando il difetto di conoscenza riguarda la quantificazione del valore di un parametro di un modello), oppure mediante la tecnica dell'albero logico, come indicato in §2.3.2.2 (quando il difetto di conoscenza richiede la considerazione di modelli alternativi).

### 2.3.2.1 Incertezze modellabili mediante variabili aleatorie

Le incertezze modellate mediante variabili aleatorie continue, caratterizzate da una funzione densità di probabilità  $f(x)$  o dalla corrispondente funzione di distribuzione cumulata di probabilità  $F(x)$ , nel problema della valutazione della frequenza media annua di superamento  $\lambda_{SL}$ , comprendono:

- Le proprietà meccaniche dei materiali (ad es: resistenza a compressione o a taglio della muratura, resistenza a compressione del calcestruzzo, resistenza allo snervamento dell'acciaio, etc). Queste quantità sono definite positive e per esse si può adottare la distribuzione log-normale.
- La misura di intensità sismica  $S$  del sito. Questa variabile aleatoria è specificata in termini della funzione di pericolosità sismica  $\lambda_S(s)$ .
- I termini di errore dei modelli di capacità (resistenza, deformabilità) degli elementi strutturali. La distribuzione di queste quantità dipende dal modello ed è specificata nelle relative sezioni per i diversi materiali costruttivi (vedi §3.4 e §4.4).

La variabilità intrinseca del moto sismico a parità di intensità  $S$  è modellata implicitamente mediante un campione dei suoi “valori” rappresentato dall’insieme dei moti selezionati per l’analisi della struttura (§2.2.2).

La definizione della distribuzione lognormale<sup>9</sup> di probabilità delle variabili aleatorie utilizzate per descrivere le proprietà dei materiali richiede la definizione di due parametri:

- *Media*. Per le costruzioni in cemento armato, una stima *a priori* di tale parametro può essere stabilita sulla base della documentazione di progetto (specifica dei materiali negli elaborati e/o certificati di prova), ove disponibile, e aggiornata se necessario mediante il procedimento di Bayes utilizzando i risultati di prove sperimentali (distruttive per le resistenze) di provata attendibilità. In assenza di documentazione originale, devono essere eseguite prove in numero sufficiente a ottenere una stima stabile di tale parametro. Per le costruzioni in muratura, una stima *a priori* può essere ottenuta basandosi su dati di letteratura, su dati relativi a edifici dello stesso periodo e tipologia, o sui valori indicati in §3.1.3.2.
- *Deviazione standard*. Per le costruzioni in cemento armato, una stima *a priori* di tale parametro, rappresentativa della variabilità della proprietà meccanica all’interno di una singola struttura, può essere stabilita sulla base di dati di letteratura, su dati relativi a edifici dello stesso periodo e tipologia, o sui valori indicati in §4.1.3 e aggiornata se necessario mediante il procedimento di Bayes utilizzando i risultati di prove sperimentali (distruttive per le resistenze). Per le costruzioni in muratura, una stima *a priori* può essere ottenuta basandosi su dati di letteratura, su dati relativi a edifici dello stesso periodo e tipologia, o sui valori indicati in §3.1.3.2.

### 2.3.2.2 Incertezze di tipo epistemico modellabili mediante la tecnica dell’albero logico

<sup>9</sup> La distribuzione lognormale è ormai una consuetudine per rappresentare quantità definite positive quali le proprietà dei materiali. Vale la pena ricordare che tale distribuzione non è l’unica alternativa e che sono utilizzate anche la Gamma (molto simile alla lognormale per valori del parametro compresi tra 2 e 4) o la Beta.

Queste incertezze sono legate all'imperfetta conoscenza dell'organismo strutturale (ad esempio, l'efficacia o meno dell'ammorsamento tra le pareti, la capacità dei solai di ripartire le azioni tra le pareti o la variabilità delle tipologie murarie per le costruzioni in muratura, oppure quantitativi e dettagli di armatura o dimensioni della carpenteria per le costruzioni in cemento armato), alla definizione quantitativa dello stato limite, alla scelta fra diversi modelli di capacità, all'utilizzo di diversi modelli e metodi di determinazione della risposta sismica, etc.<sup>10</sup>

Queste incertezze sono modellabili come variabili aleatorie discrete, caratterizzate da una funzione di (massa di) probabilità  $p(x_i)$ .

Nell'ambito delle presenti Istruzioni, l'effetto delle incertezze di questo tipo è valutato mediante la tecnica dell'albero logico, nel quale ciascuna delle combinazioni dei valori delle variabili è rappresentata da un ramo. Nell'ipotesi di indipendenza statistica tra le variabili la probabilità associata a ogni ramo è ottenuta come prodotto delle probabilità dei valori corrispondenti delle variabili. Il calcolo della frequenza media di superamento dello stato limite  $\lambda_{SL}$  deve essere ripetuto per tutti i rami dell'albero in accordo a uno dei metodi in §2.6. Il risultato finale della valutazione consiste nella media pesata con le probabilità dei corrispondenti rami (Fig. 2-2) dei valori di  $\lambda_{SL}$  ottenuti per ciascun ramo.

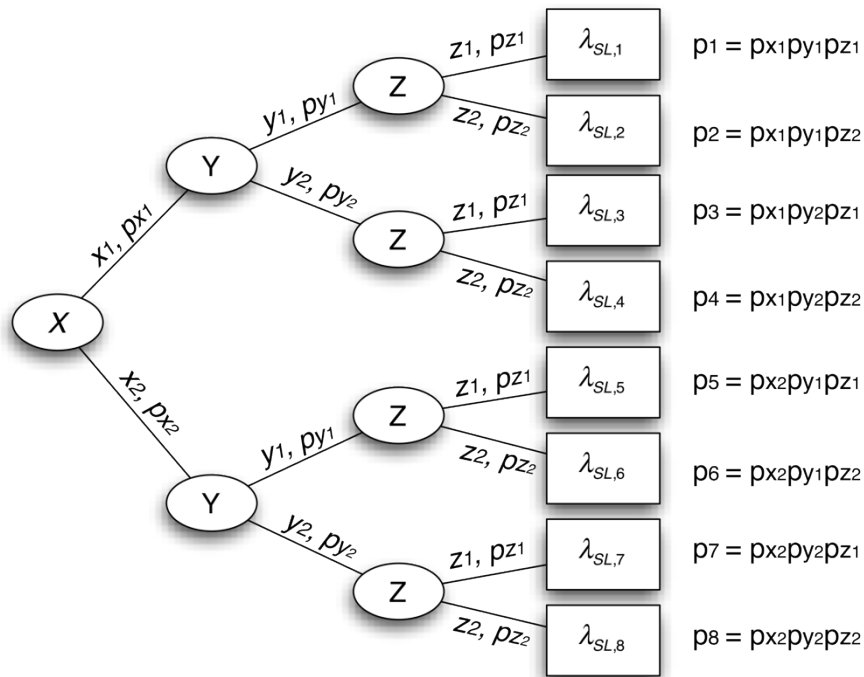


Fig. 2-2 Albero logico per tre variabili X, Y e Z con due valori ciascuna.

<sup>10</sup> È da osservare che qualunque modello di risposta è pur sempre caratterizzato da ipotesi semplificative, che portano ad una stima comunque affetta da incertezza. Tale problema non è risolto con l'utilizzo di modelli multipli mediante la tecnica dell'albero logico. A oggi, tale incertezza non è quantificata per i modelli di risposta disponibili (una quantificazione richiederebbe un confronto esteso tra risposte calcolate e risposte sperimentali). Se fosse quantificata si potrebbe eliminare la scelta corrispondente nell'albero logico e includere il corrispondente termine di errore tra le incertezze modellate mediante variabili aleatorie in §2.3.2.1. Al momento tale incertezza può venire ridotta a livelli non significativi sulla misura complessiva del rischio solo attraverso il ricorso sistematico a metodi e modelli dello stato dell'arte.

La selezione delle variabili epistemiche strettamente necessarie e delle corrispondenti opzioni alternative rappresenta un elemento critico per contenere l'onere della valutazione di  $\lambda_{SL}$ . A tal fine risulta di particolare utilità l'analisi di sensitività eseguita in fase preliminare ed eventualmente aggiornata ed integrata a seguito degli approfondimenti delle ulteriori indagini conoscitive.

Indicazioni specifiche sono fornite in §3.1 e §4.1, rispettivamente per la muratura e il cemento armato.

## 2.4 Modellazione e analisi della struttura

Nell'ambito di queste Istruzioni i metodi di verifica (§2.6) richiedono l'esecuzione di analisi non lineari della risposta della struttura.

Le non linearità da includere nella modellazione sono quelle meccaniche e geometriche (se significative<sup>11</sup>).

La modellazione della risposta globale dell'edificio può essere eseguita con modelli a telaio, che costituiscono la prassi per gli edifici in c.a. ma che consentono di rappresentare anche gli edifici in muratura attraverso lo schema a "telaio equivalente", che identifica colonne (maschi murari) e travi (fasce di piano). Per gli edifici a struttura mista muratura-c.a. l'adozione di un modello a telaio equivalente risulta quindi una naturale estensione dei suddetti approcci.

Differenti criteri di modellazione, come i metodi a macroelementi o quelli agli elementi finiti con discretizzazione al continuo attraverso elementi bidimensionali o solidi, possono altresì essere adottati. Questi modelli possono descrivere la risposta, in particolare per alcune tipologie, in modo molto accurato, ma si scontrano talvolta con oneri computazionali rilevanti.

Per la modellazione delle non linearità meccaniche degli elementi possono essere adottati legami costitutivi a livello di materiale o sezione/elemento di tipo isteretico stabile (con o senza degrado ciclico di rigidità ma *senza* degrado di resistenza), denominato nel seguito "senza degrado", oppure legami costitutivi *con* degrado di resistenza, denominati nel seguito "con degrado".

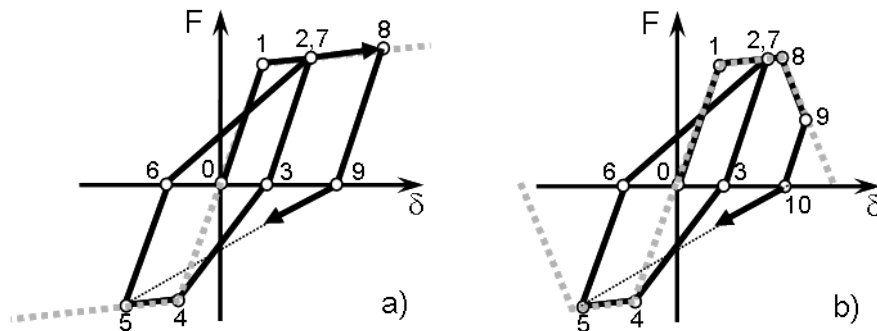


Fig. 2-3 Legami costitutivi: a) con degrado di rigidità ma senza degrado resistenza, b) con degrado di rigidità e resistenza. La curva con degrado in figura mostra una sola componente del degrado, quella dovuta alla rigidità negativa nella curva di carico monotono (*backbone*). In realtà la resistenza, la rigidità allo scarico e quella al ricarico si degradano per effetto della dissipazione ciclica di energia (degrado ciclico). Sono disponibili modelli che descrivono entrambe le forme di degrado (§4.3.1.5).

Le due scelte non sono equivalenti in termini di accuratezza della valutazione: la scelta di legami senza degrado comporta un'approssimazione peggiore per gli stati limite

<sup>11</sup> In generale la non linearità geometrica è significativa per gli edifici intelaiati in c.a. e non significativa per quelli in muratura.



avanzati, di salvaguardia della vita e collasso, in cui il degrado gioca un ruolo fondamentale. Per il c.a. ad esempio, prove sperimentali su elementi non progettati in accordo ai moderni criteri di protezione sismica (gerarchia delle resistenze) mostrano come il degrado inizi già a duttilità di elemento molto basse ( $\mu = 2$ ). La risposta determinata analiticamente con i modelli senza degrado ha quindi carattere convenzionale dopo il raggiungimento (verificabile solo a posteriori) della soglia di deformazione per la quale inizierebbe il degrado nel primo elemento della struttura. La scelta della tipologia di legame costitutivo si riflette anche nella modalità di identificazione dello stato limite di collasso (§2.5.3).

Indicazioni di dettaglio sulle modalità di modellazione da adottare per gli elementi strutturali sono fornite in §3.2 e §4.2 rispettivamente per la muratura e il cemento armato.

Nel caso di edifici in muratura è necessario inoltre modellare e verificare i possibili meccanismi locali, in genere associati alla risposta fuori dal piano di porzioni di parete. Indicazioni specifiche sono fornite in §3.2.2.

L'analisi della risposta sismica può essere eseguita attraverso un'analisi statica non lineare (§2.4.1) o un'analisi dinamica non lineare (§2.4.2).

#### 2.4.1 Analisi statica non lineare

Come ben noto esistono diverse varianti di questo metodo di analisi, che differiscono essenzialmente per l'utilizzo di distribuzioni di carico, invarianti oppure variabili in funzione del livello di inelasticità raggiunto, e per la considerazione di un singolo modo o di più modi di vibrazione nella determinazione della risposta.

L'ambito di applicazione di ciascun metodo dipende dalle proprietà dinamiche della struttura. Nel caso più semplice di strutture la cui risposta sia prevalentemente governata da un solo modo di vibrazione e la domanda elastica risulti sufficientemente uniforme, l'analisi può eseguirsi con una distribuzione di forze invariante, proporzionale al prodotto della matrice delle masse per il vettore modale.

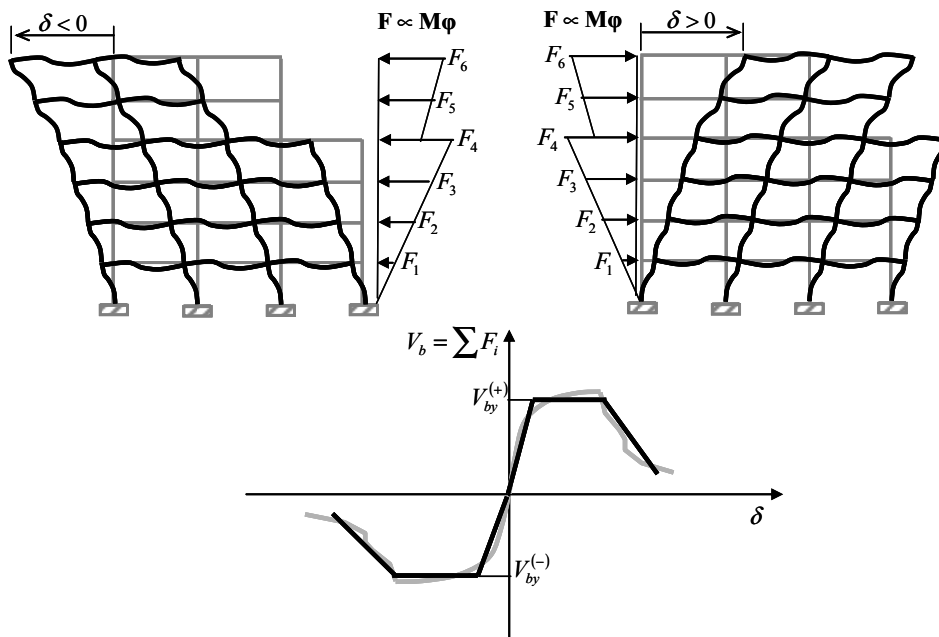
In generale, l'analisi consiste nell'applicazione al modello della struttura, su cui siano stati già applicati i carichi gravitazionali, di una o più distribuzioni di forze orizzontali crescenti fino al raggiungimento delle condizioni di collasso. Per ogni distribuzione di forze orizzontali il risultato del procedimento è sintetizzato in una curva globale che lega il taglio alla base e lo spostamento in un grado di libertà di controllo (tale curva è trasformata attraverso espressioni che dipendono dalla forma modale e dalla distribuzione delle masse nella struttura, per definire la risposta di un oscillatore equivalente ad un grado di libertà, denominata in letteratura "curva di capacità"). Ad ogni punto di ognuna delle curve di capacità è associata una configurazione deformata della struttura.

Per ogni valore dell'intensità sismica  $S$ , la domanda di spostamento globale (grado di libertà di controllo) è ottenuta da uno spettro di risposta (anelastico, elastico sovrasmorzato, etc.). Quando più modi concorrono alla risposta dinamica della struttura, la domanda di spostamento globale deve essere calcolata per ognuna delle curve di capacità determinate, e le risposte locali a parità di intensità  $S$  devono essere combinate mediante un'opportuna regola di combinazione modale prima di procedere al calcolo del valore della variabile di stato limite (§2.5) (metodo di "analisi *pushover* multimodale").

##### 2.4.1.1 Determinazione del legame costitutivo dell'oscillatore equivalente

Come anticipato, ai fini della determinazione della risposta sismica di una struttura, i risultati dell'analisi statica non lineare vengono utilizzati per definire il legame costi-

tuttivo non lineare di uno o più oscillatori semplici, denominati “oscillatori equivalenti”, che saranno utilizzati nei Metodi B e C successivamente introdotti (§2.6.1). Per ogni direzione ortogonale in pianta, l’involuppo monotono dell’oscillatore equivalente si ottiene approssimando con un legame multi-lineare la curva globale della struttura. Come indicato in Fig. 2-4, in generale sarà necessario effettuare due analisi con direzione di spinta opposta per tenere conto di dissimmetrie nel comportamento dell’edificio. Nel caso si faccia uso di un metodo con distribuzione di carico invariante è anche necessario verificare l’attendibilità della deformata modale iniziale nel rappresentare in maniera approssimata la deformata inelastica in prossimità del collasso e nel caso ripetere l’analisi per una distribuzione diversa (ad esempio una distribuzione proporzionale alle masse nel caso si individui la formazione di un piano debole).



**Fig. 2-4** Determinazione dell’involuppo monotono del legame costitutivo dell’oscillatore equivalente nel caso generale di comportamento non simmetrico e modellazione con legami caratterizzati da degrado.

Le caratteristiche della curva di capacità dipendono dalle scelte di modellazione, come illustrato in Fig. 2-5 che mostra tre relazioni tra taglio alla base e spostamento in sommità per: (a) legami costitutivi non lineari senza degrado e assenza di non linearità geometriche, (b) legami costitutivi senza degrado e presenza di non linearità geometriche, (c) legami costitutivi con degrado e non linearità geometriche. La curva di tipo (a) esibisce un comportamento post-elastico perfettamente plastico o incrudente. Le curve di tipo (b) e (c) presentano un comportamento post-elastico caratterizzato da rigidità negativa e dall’eventuale annullamento del taglio alla base.

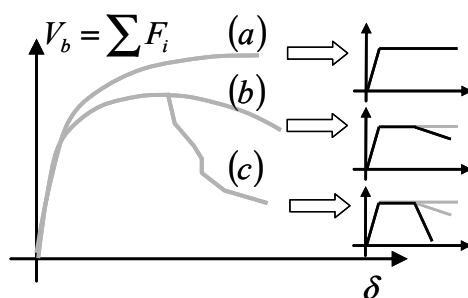


Fig. 2-5 Effetto della modellazione sulla relazione tra taglio alla base e spostamento in sommità, e legami qualitativi dell'oscillatore equivalente.

L'involuppo monotono dell'oscillatore equivalente sarà bi-, tri- o quadri-lineare, in funzione della modellazione utilizzata nella determinazione della risposta.

Se l'analisi dell'oscillatore equivalente soggetto ad azione sismica è svolta in campo dinamico (come nel successivo Metodo B, §2.6.3) è necessario completare la definizione del legame costitutivo con una regola isteretica che governi la curva di scarico-ricarico dell'oscillatore.

#### 2.4.2 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare al passo si effettua integrando numericamente le equazioni del moto della struttura soggetta alle due componenti orizzontali ortogonali del moto sismico, specificate in termini di storie di accelerazione al suolo selezionate come indicato in §2.2.2. L'analisi si effettua a valle dell'applicazione dei carichi verticali.

Diversamente dall'analisi statica non lineare, per la quale è sufficiente disporre di modelli costitutivi in grado di rappresentare la risposta a carichi incrementali monotoni, nel caso di analisi dinamica il modello deve considerare il comportamento dissipativo isteretico per carichi ciclici.

Le quantità di domanda  $D$  calcolate mediante analisi dinamica non lineare devono intendersi come il massimo in valore assoluto sulla storia temporale della risposta:

$$D = \max_t |D(t)| \quad (2.4)$$

### 2.5 Quantificazione del superamento degli stati limite

Nell'ambito di queste Istruzioni la valutazione quantitativa del raggiungimento o superamento degli stati limite, definiti qualitativamente in §2.1.1, è svolta in termini di una variabile scalare  $Y$  che esprime lo stato globale della struttura, funzione dello stato dei suoi elementi componenti. In dipendenza dello stato limite considerato e della modellazione non lineare adottata, la variabile  $Y$  può essere espressa in funzione dei rapporti locali tra quantità di domanda  $D$  e capacità  $C$ , oppure in funzione di un rapporto globale tra domanda e capacità, oppure in funzione di entrambi, come indicato nei successivi §2.5.1, §2.5.2 e §2.5.3.

Per gli stati limite di danno e di danno severo che riguardano rispettivamente la funzionalità e la fattibilità economica del ripristino, la definizione di  $Y$  è flessibile e la scelta di una soglia appropriata è lasciata alla decisione del committente. Per lo stato limite del collasso, legato alla sicurezza, la formulazione di  $Y$  non lascia margini per scelte soggettive.

Il superamento dello stato limite è indicato dai valori  $Y > 1$ .

### 2.5.1 Stato Limite di Danno (SLD)

La formulazione dello stato limite indica danni trascurabili agli elementi strutturali e danni lievi agli elementi non strutturali.

La variabile  $Y$  può essere espressa in funzione dei rapporti locali  $D/C$  come:

$$Y_{SLD} = \frac{1}{\tau_{SLD}} \max \left[ \sum_{i=1}^{n_{st}} w_i I \left( \frac{D_i}{C_{i,SLD}} \right); \sum_{j=1}^{n_{nst}} w_j I \left( \frac{D_j}{C_{j,SLD}} \right) \right] \quad (2.5)$$

nella quale  $I(D/C)$  è una funzione indicatore che vale 1 se  $D/C \geq 1$  e zero altrimenti, i pesi  $w$  permettono di differenziare l'importanza dei diversi componenti, e  $n_{st}$  e  $n_{nst}$  sono il numero di elementi strutturali e non strutturali cui sono estese le sommatorie.  $Y_{SLD}$  raggiunge il valore unitario quando la funzione "massimo" raggiunge il valore  $\tau_{SLD}$ , definito dal committente e rappresentante il massimo danno cumulato ammesso per lo SLD (ad esempio il 5%). Tale formulazione è direttamente applicabile nel caso di edifici in c.a., con i valori delle capacità per gli elementi strutturali e non strutturali forniti in §4.4-4.5.

Nel caso di edifici in muratura al calcolo della variabile di stato limite  $Y_{SLD}$  (§3.3.1.1) concorrono non solo i rapporti  $D/C$  a livello locale (§3.4.1) ma anche quelli a livello di parete (drift di interpiano - §3.4.4) e di spostamento globale, definendo opportunamente tale capacità. Nel caso in cui si usino metodi che fanno ricorso alla definizione di un oscillatore equivalente, la variabile  $Y_{SLD}$  può essere espressa semplicemente in funzione del rapporto:

$$Y_{SLD} = \frac{\delta}{\delta_{SLD}} \quad (2.6)$$

dove:  $\delta$  è la domanda di spostamento globale della struttura e  $\delta_{SLD}$  è la corrispondente capacità, cioè lo spostamento globale in corrispondenza del quale si verifica uno dei criteri indicati nel seguito (§3.3.1.1), tra i quali quello che prevede che la massima cumulata del danno raggiunga un prefissato valore.

### 2.5.2 Stato Limite di danno Severo (SLS)

La formulazione dello stato limite indica una struttura caratterizzata da uno stato di danno *diffuso* tale da rendere *non economica* la riparazione. La variabile  $Y$  assume in tal caso l'espressione:

$$Y_{SLS} = \frac{1}{\tau_{SLS}} \begin{cases} \alpha_{st} \sum_{i=1}^{n_{st}} w_i c \left( \frac{D_i}{C_{i,SLS}} \right) + (1 - \alpha_{st}) \sum_{j=1}^{n_{nst}} w_j c \left( \frac{D_j}{C_{j,SLS}} \right) \\ 1 \text{ se } Y_{SLC} \geq 1 \end{cases} \quad (2.7)$$

nella quale il coefficiente  $\alpha_{st}$  esprime il peso della componente strutturale sul valore economico complessivo dell'edificio, dipendente dalle caratteristiche e dalla destinazione d'uso dello stesso; le sommatorie si estendono sugli insiemi degli elementi strutturali e non strutturali; la funzione *costo convenzionale di riparazione*  $c(D_i/C_i)$ , funzione dello stato di danno  $D/C$ , assume il valore zero per  $D_i$  pari a zero e il valore unitario, corrispondente al costo di sostituzione del componente, per  $D_i/C_i \geq 1$ , variando linearmente tra i due estremi, in assenza di più accurate determinazioni; i pesi  $w$  permettono di differenziare l'importanza dei diversi componenti; il rapporto  $D/C$

per la sommatoria sugli elementi non strutturali può essere espresso in termini di spostamento interpiano e/o accelerazione di piano.

Come per lo SLD, l'indicatore raggiunge il valore unitario quando la somma pesata uguaglia la soglia  $\tau_{SLs}$ , pari a una frazione del valore totale dell'edificio, definita dal committente come soglia oltre la quale la demolizione/sostituzione risulta economicamente vantaggiosa. Ovviamente nel caso di collasso all'indicatore viene attribuito un valore corrispondente al costo di sostituzione dell'edificio.

I valori delle capacità da adottare per gli elementi strutturali e non strutturali sono forniti in §3.4.2 e §4.4.3-4.5 rispettivamente per la muratura e il cemento armato.

L'espressione (2.7) è di utilizzo diretto per gli edifici in cemento armato. Una formulazione analoga, che non considera gli elementi non strutturali ma che distingue il diverso ruolo di maschi e fasce, è fornita in §3.3.1.2 per le costruzioni in muratura.

### 2.5.3 Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Le modalità di controllo del raggiungimento dello stato limite di collasso dipendono dalle scelte fatte in fase di modellazione della struttura (§2.4).

Nel caso si adotti una modellazione con legami costitutivi *senza degrado* è necessario utilizzare una formulazione a posteriori per controllare il raggiungimento dello stato limite in quanto questo non è rilevabile nella curva globale di risposta in maniera diretta.

La variabile  $Y$  assume in tal caso l'espressione:

$$Y_{SLC} = \max_{i=1, N_s} \min_{j \in I_i} \frac{D_j}{C_{j,SLC}} \quad (2.8)$$

dove  $N_s$  è il numero degli insiemi distinti  $I$  di elementi il cui collasso congiunto provoca il collasso globale della struttura (definiti "insiemi di taglio") e  $I_i$  è l' $i$ -esimo insieme (vedi §A.5).

Per quanto riguarda gli edifici in cemento armato, in linea generale gli insiemi da considerare nel calcolo di  $Y_{SLC}$  sono forniti in §4.6.2, con i valori delle capacità da adottare per gli elementi strutturali indicati in §4.4.4.

Nel caso si adotti una modellazione con legami costitutivi *con degrado* è necessario distinguere il caso in cui tutti i potenziali meccanismi di collasso sono inclusi nella modellazione da quello in cui alcuni meccanismi non sono rilevabili nell'analisi.

Nel primo caso il collasso della struttura, effetto dei collassi locali degli elementi strutturali, è esplicitamente rilevabile nella curva globale di risposta e, in condizioni dinamiche, è identificabile con il verificarsi di incrementi indefiniti degli spostamenti per incrementi infinitesimi dell'intensità del sisma: in questa condizione lo sforzo di taglio alla base si è ridotto a livelli trascurabili.

La variabile  $Y$  assume l'espressione:

$$Y_{SLC} = (1 + \Delta) - \frac{S'}{S_0} \quad \text{con} \quad \Delta \leq \frac{S'}{S_0} \leq 1 \quad (2.9)$$

che per  $\Delta = 0$  raggiunge il valore unitario quando la tangente  $S'$  alla curva intensità  $S$  –spostamento  $\delta$  si annulla. Per evitare problemi numerici nella simulazione della risposta nella regione di instabilità dinamica si può in approssimazione adottare valori

di  $\Delta$  bassi, ad esempio compresi tra 0.05 e 0.10, il che equivale ad associare il collasso a una riduzione di  $S'$  a una corrispondente frazione della tangente iniziale, invece che a zero. La condizione sulla tangente  $S'$  serve ad escludere tratti della curva  $S$ - $\delta$  nei quali si ha un "incrudimento" eccessivo ( $S' > (S')_0$ ) che porti a valori negativi di  $Y_{SLC}$ , o un'inversione ( $S' < 0$ ) cui corrispondono valori di  $Y_{SLC} > 1$  erronei.

Nel caso più comune in cui alcuni meccanismi non siano rilevabili durante l'analisi si adotta un approccio misto con la seguente formulazione della variabile di stato limite:

$$Y_{SLC} = \max \left[ (1 + \Delta) - \frac{S'}{(S')_0}; \max_{n.m.} \left( \frac{D}{C} \right) \right] \quad (2.10)$$

dove il massimo dei rapporti locali  $D/C$  è calcolato sui meccanismi di collasso non modellati (n.m.).

Infine, nel caso di modelli *con degrado*, è alternativamente possibile eseguire la verifica allo SLC attraverso un approccio multi-scala, che considera controlli alle scale dell'elemento strutturale, delle deformazioni in macroelementi significativi (pareti e solai) e della risposta globale, tenendo conto del degrado della struttura; tali controlli sono calibrati in modo tale da risultare rappresentativi delle condizioni indicate in precedenza. Nel caso in cui si usino metodi che fanno ricorso ad un oscillatore equivalente, la variabile  $Y_{SLC}$  può essere espressa in termini di spostamento, definendo opportunamente il valore della capacità  $\delta_{SLC}$  (§3.3.1.3):

$$Y_{SLC} = \frac{\delta}{\delta_{SLC}} \quad (2.11)$$

I valori delle capacità locali e di parete utili al calcolo di  $\delta_{SLC}$  sono forniti in §3.4.3 e §3.4.4 per gli edifici in muratura.

## 2.6 Metodi di verifica

### 2.6.1 Calcolo della frequenza media annua di superamento dello stato limite

La frequenza media annua di superamento del generico stato limite si ottiene facendo uso del teorema delle probabilità totali, come somma dei prodotti della probabilità  $p_{SL}(s)$  di superamento dello stato limite ( $Y_{SL} > 1$ ) condizionata al livello  $S = s$  dell'intensità sismica, per la frequenza media annua di  $S$  nell'intorno di  $s$ :

$$\lambda_{SL} = \int_0^{\infty} p_{SL}(s) \cdot \left| \frac{d\bar{\lambda}_s(s)}{ds} \right| ds \cong \sum_{i=1}^n p_{SL}(s_i) |\Delta \bar{\lambda}_i| \quad (2.12)$$

nella quale la sommatoria è estesa a un numero  $n$  di punti tale da rendere stabile la stima<sup>12</sup>. A tal fine è possibile adattare alla curva di pericolosità media  $\bar{\lambda}_s$  definita, come indicato in §2.2.1, in nove punti ( $S = s_i, 1/\bar{T}_{Ri}$ ), una funzione quadratica nello spazio logaritmico  $\bar{\lambda}_s$ - $S$ :

$$\bar{\lambda}_s(s) = k_0 \exp(-k_1 \ln S - k_2 \ln^2 S) \quad (2.13)$$

<sup>12</sup> In letteratura sono peraltro disponibili anche soluzioni in forma chiusa, di diversa approssimazione, dell'integrale in (2.12).

La probabilità condizionata di superamento  $p_{SL}(s)$  viene chiamata curva di fragilità della struttura ed è espressa dalla relazione:

$$p_{SL}(s) = p(Y_{SL} \geq 1 | S = s) = p(S_{Y_{SL}=1} \leq s) = \Phi \left( \frac{\ln s - \mu_{\ln S_{Y_{SL}=1}}}{\sigma_{\ln S_{Y_{SL}=1}}} \right) \quad (2.14)$$

nella quale i parametri da determinare sono la media  $\mu_{\ln S_{Y_{SL}=1}}$  e la deviazione standard  $\sigma_{\ln S_{Y_{SL}=1}}$  del logaritmo dell'intensità  $S_{Y_{SL}=1}$  che induce il raggiungimento dello stato limite ( $Y_{SL} = 1$ ). La deviazione standard del logaritmo è spesso indicata anche con il simbolo  $\beta$  è chiamata "dispersione".

La curva di fragilità può essere valutata in accordo a uno dei tre metodi descritti nei successivi §2.6.2, §2.6.3 e §2.6.4, che differiscono sia per il metodo di determinazione della risposta sismica (domanda) sia per il modello usato (capacità):

- Metodo A - §2.6.2: la caratterizzazione probabilistica della variabile di stato limite  $Y_{SL}$  è basata sull'analisi dinamica incrementale di un modello completo dell'edificio con i segnali selezionati in accordo a §2.2.2.
- Metodi basati sull'analisi di un oscillatore equivalente derivato da un'analisi statica non lineare del modello completo dell'edificio:
  - Metodo B - §2.6.3: la caratterizzazione probabilistica della variabile di stato limite  $Y_{SL}$  è basata sull'analisi dinamica incrementale dell'oscillatore equivalente con i segnali selezionati in accordo a §2.2.2.
  - Metodo C - §2.6.4: la caratterizzazione probabilistica della variabile di stato limite  $Y_{SL}$  è basata sull'utilizzo dello spettro mediano e di quelli frattili al 16% e all'84% dei segnali selezionati in accordo a §2.2.2, per ottenere lo spostamento massimo dell'oscillatore equivalente.

## 2.6.2 Metodo A: analisi dinamica incrementale sul modello completo

I parametri della distribuzione di  $S_{Y_{SL}=1}$  si valutano mediante la tecnica conosciuta con il nome di Analisi Dinamica Incrementale (e indicata comunemente con l'acronimo inglese di IDA).

La tecnica prevede di analizzare mediante analisi dinamica non lineare il modello completo della struttura soggetto a ognuno dei moti sismici (coppie o terne di storie temporali) selezionati in accordo a §2.2.2, scalati a livelli di intensità crescenti.

Per ogni moto e livello di intensità  $S=s$ , viene calcolato il valore della variabile di stato limite  $Y$ . I punti di coordinate  $(Y, S)$ , definiscono nel piano risposta-intensità una curva denominata "curva IDA". L'insieme delle curve ottenute per gli  $n$  moti permette di individuare un campione di  $n$  valori della variabile aleatoria  $S_{Y_{SL}=1}$ , come indicato in Fig. 2-6(a) dai rombi rossi, con cui stimare i parametri  $\mu_{\ln S_{Y_{SL}=1}}$  e  $\sigma_{\ln S_{Y_{SL}=1}}$ .

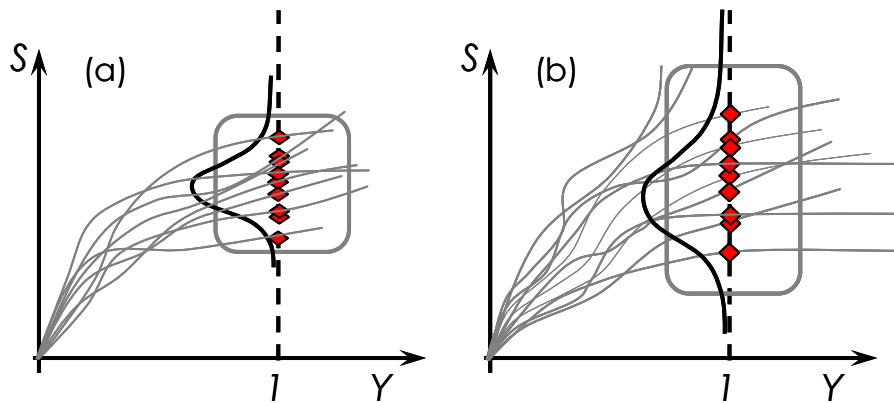


Fig. 2-6 Curve IDA: (a) senza aleatorietà della struttura (b) con aleatorietà della struttura.

L'effetto delle incertezze modellate con variabili aleatorie continue (§2.3.2.1), può essere quantificato in modo semplice associando a ognuno dei moti del suolo selezionati una realizzazione distinta delle variabili aleatorie, mediante estrazione dalle rispettive distribuzioni di probabilità. Il risultato finale, come indicato in Fig. 2-6(b), è un fascio di curve IDA, e quindi di valori di  $S_{Y=1}$ , caratterizzate da una maggiore variabilità.

### 2.6.3 Metodo B: analisi dinamica incrementale sull'oscillatore equivalente

I parametri della distribuzione di  $S_{Y=1}$  si valutano mediante la tecnica IDA, applicata in questo caso all'oscillatore equivalente, ottenuto come indicato in §2.4.1.1, soggetto ai moti sismici selezionati in accordo a §2.2.2, scalati a livelli di intensità crescenti. È necessario considerare la contemporanea eccitazione da parte delle componenti ortogonali del moto sismico. Un esempio di modalità di applicazione è fornito in §C.7.1. Per ogni moto e livello di intensità  $S=s$ , il valore massimo dello spostamento  $\delta$  viene convertito nel valore della variabile di stato limite  $Y$ , attraverso il legame  $\delta$ - $Y$  valutato durante la corrispondente analisi statica non lineare. Nel caso generale di oscillatore non simmetrico è necessario registrare per ogni livello  $S=s$  sia lo spostamento massimo  $\delta^{(+)}$  che lo spostamento minimo  $\delta^{(-)}$ , e associare a ognuno il corrispondente valore della variabile di stato limite  $Y$ . Il valore di  $Y$  nella curva IDA della struttura sarà  $Y = \max(Y^{(+)}, Y^{(-)})$ .

L'insieme delle curve IDA ottenute per gli  $n$  moti permette di individuare un campione di  $n$  valori della variabile aleatoria  $S_{Y=1}$ , come già indicato in Fig. 2-6, con cui stimare i parametri  $\mu_{\ln S_{Y=1}}$  e  $\sigma_{\ln S_{Y=1}}$ .

L'effetto delle incertezze modellate con variabili aleatorie continue (§2.3.2.1), può essere quantificato, come già indicato per il Metodo A, associando a ognuno dei moti del suolo selezionati una realizzazione distinta delle variabili aleatorie, mediante estrazione dalle rispettive distribuzioni di probabilità. Naturalmente l'analisi statica non lineare deve essere ripetuta per ognuna delle  $n$  realizzazioni, ciascuna delle quali conduce a un oscillatore equivalente distinto. Il risultato finale, anche in questo caso, è un fascio di curve IDA, e quindi di valori di  $S_{Y=1}$ , caratterizzate da una maggiore variabilità.

### 2.6.4 Metodo C: analisi statica non lineare e superfici di risposta

I parametri della distribuzione di  $S_{Y=1}$  sono valutati attraverso l'uso dell'analisi statica non lineare determinando la domanda mediante gli spettri di risposta dei moti sismici selezionati in accordo a §2.2.2. È necessario considerare la contemporanea eccitazione da parte delle componenti ortogonali del moto sismico. In molti casi, con particola-



re riferimento agli edifici in muratura, è possibile effettuare analisi separate nelle due direzioni in pianta come indicato in §3.2.1.5. L'effetto delle incertezze modellate con variabili aleatorie continue (§2.3.2.1), è quantificato mediante la tecnica della superficie di risposta.

In questo metodo si assumono statisticamente indipendenti i fattori che contribuiscono all'incertezza totale, pertanto il parametro  $\beta = \sigma_{\ln S_{Y=1}}$  che la rappresenta è dato dalla seguente espressione:

$$\beta = \sqrt{\beta_S^2 + \beta_C^2} \quad (2.15)$$

nella quale  $\beta_S$  misura l'effetto su  $S_{Y=1}$  della variabilità della domanda sismica a parità di intensità, dovuta alla differenza tra le storie temporali del moto, valutata sulla curva di capacità mediana (§2.6.4.2), mentre  $\beta_C$  misura l'effetto su  $S_{Y=1}$  dell'incertezza nella curva di capacità (§2.6.4.3).

#### 2.6.4.1 Determinazione della mediana di S condizionata a Y=1

La determinazione del valore medio  $\mu_{\ln S_{Y=1}}$ , uguale al logaritmo della mediana di  $S_{Y=1}$ , viene eseguita utilizzando lo spettro mediano (frattile al 50%) delle storie temporali selezionate in accordo al §2.2.2 (assumendo che lo spettro mediano induca la risposta mediana<sup>13</sup>), scalandolo fino al valore dell'intensità  $S$  tale che la *domanda* in spostamento coincida con la *capacità* corrispondente allo stato limite considerato (§3.4 o §4.4). Le curve che rappresentano la relazione tra la misura di intensità sismica  $S$  e la variabile di stato limite  $Y_{SL}$  sono denominate in questo metodo curve ISA (Incremental Static Analysis), in analogia con le curve IDA.

La determinazione della domanda di spostamento  $\delta$  può essere eseguita secondo due modelli alternativi:

- *Metodo dello spettro anelastico*: è il metodo adottato dall'Eurocodice 8 e dalle NTC 2008 e risulta di facile implementazione nel caso in cui per l'oscillatore equivalente possa essere assunto un legame bilineare; lo spostamento richiesto dipende dal periodo elastico dell'oscillatore equivalente (maggiore di quello elastico iniziale della struttura, per considerare il degrado di rigidezza nella fase di risposta precedente al raggiungimento della massima resistenza) ed eventualmente dal deficit di resistenza rispetto a quella necessaria alla struttura per restare in campo elastico, nel caso di strutture rigide ( $T < T_C$ ).
- *Metodo degli spettri sovrasmorzati*: in questo metodo è possibile utilizzare una curva di capacità di forma qualsiasi; lo spostamento richiesto è determinato considerando un sistema lineare con rigidezza secante e smorzamento viscoso equivalente funzione della duttilità, ossia compatibile con lo spostamento stesso; in genere nella fase elastica della risposta lo smorzamento si pone pari al 5% e viene incrementato al crescere della non linearità (la riduzione delle ordinate spettrali in funzione dello smorzamento è operata utilizzando il fattore  $\eta$  definito come nell'Eurocodice 8 e nelle NTC 2008).

<sup>13</sup> La curva di capacità mediana dovrebbe essere a rigore calcolata mediante simulazione e valutazione del frattile 50% delle curve ottenute per campioni multipli delle variabili di base. Volendo utilizzare una sola analisi statica non lineare, è pratica corrente assumere in approssimazione che la curva ottenuta utilizzando i valori medi sia quella mediana.

#### 2.6.4.2 Determinazione dell'incertezza nella domanda sismica $\beta_S$

Il termine  $\beta_S$  si valuta, nell'ipotesi di distribuzione lognormale di  $S_{Y=I}$ , in funzione dei valori  $S_{Y=I,16\%}$  e  $S_{Y=I,84\%}$  calcolati, sulla curva di capacità mediana, utilizzando gli spettri di risposta frattili al 16% e 84% delle storie temporali selezionate in accordo al §2.2.2:

$$\beta_S = \frac{\ln S_{Y=I,16\%} - \ln S_{Y=I,84\%}}{2} \quad (2.16)$$

#### 2.6.4.3 Determinazione dell'incertezza sulla capacità legata alle variabili aleatorie $\beta_C$

L'influenza sulla variabile  $S_{Y=I}$  delle variabili aleatorie continue (§2.3.2.1) relative alle proprietà meccaniche e geometriche della struttura si stima attraverso una superficie di risposta lineare:

$$\ln S_{Y=I} = \alpha_0 + \sum_{k=1}^N \alpha_k x_k + \varepsilon \quad (2.17)$$

che esprime il logaritmo  $\ln S_{Y=I}$  nello spazio delle variabili aleatorie normalizzate  $x_k$ , definite in modo tale che valgano  $\pm 1$  in corrispondenza dei frattili al 16% e 84%. Nel caso di variabili con distribuzione normale:

$$x_k = \frac{X_k - \mu_{Xk}}{\sigma_{Xk}} \quad (2.18)$$

dove  $\mu_{X,k}$  e  $\sigma_{X,k}$  sono rispettivamente la media e la deviazione standard della variabile  $X_k$ . Nella (2.17) la variabile normale  $\varepsilon$  rappresenta il termine di errore che descrive la deviazione della superficie di risposta lineare dalla reale variazione di  $\ln S_{Y=I}$  nello spazio delle variabili aleatorie normalizzate  $x_k$ .

La stima degli  $N$  parametri  $\alpha_k$  si esegue attraverso una regressione ai minimi quadrati su  $M = 2^N$  diverse configurazioni, generate attraverso una combinazione fattoriale completa a 2 livelli, nella quale le variabili incerte normalizzate assumono valore +1 o -1. Per la generica combinazione  $m$ -esima ( $m = 1, \dots, M$ ) si esegue una analisi statica non lineare e si determina il valore dell'intensità sismica che porta allo stato limite, con lo spettro mediano utilizzato in §2.6.4.1.

Ponendo i valori assegnati alle variabili  $x_k$  per ciascuna delle  $M$  combinazioni nelle righe di una matrice  $\mathbf{Z}$ , di dimensioni  $M \times N$ , denominata "matrice degli esperimenti", e i valori ricavati di  $\ln(S_{Y=I,m})$  in un vettore  $\mathbf{Y}$ , di dimensione  $M \times 1$ , i coefficienti  $\alpha_k$  ( $k = 1, \dots, N$ ) che moltiplicano le variabili normalizzate sono così ottenuti nel seguente vettore:

$$\boldsymbol{\alpha} = (\mathbf{Z}^T \mathbf{Z})^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{Y} \quad (2.19)$$

Il contributo dell'incertezza "strutturale" (ossia della variabilità della curva di "capacità") alla variabilità totale, nell'ipotesi di indipendenza statistica tra  $\varepsilon$  e le  $x_k$ , è fornito dall'espressione:

$$\beta_C = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \alpha_i \alpha_j \rho_{x_i x_j} + \sigma_\varepsilon^2} \quad (2.20)$$

nella quale  $\sigma_\varepsilon$  è la deviazione standard dei residui e  $\rho_{x_i x_j}$  il coefficiente di correlazione tra  $x_i$  e  $x_j$ .

## 3 Edifici in muratura

### 3.1 Conoscenza della struttura

La scelta dei modelli con i quali eseguire le verifiche presuppone una conoscenza della costruzione, non solo geometrica ma tecnologico-costruttiva. In relazione alle fasi costruttive, alle trasformazioni, agli ammorsamenti, ai collegamenti e alle caratteristiche degli orizzontamenti è possibile individuare i possibili meccanismi locali da considerare nella valutazione della sicurezza sismica. Anche il modello globale presuppone scelte che richiedono l'esecuzione di indagini diagnostiche, sia per una corretta definizione della geometria e dei vincoli, sia per l'assegnazione delle proprietà meccaniche dei materiali.

#### 3.1.1 Elementi di conoscenza

Gli elementi di conoscenza necessari alla valutazione, indicati nel §2.3.1:

- Geometria dell'organismo strutturale
- Dettagli costruttivi
- Proprietà meccaniche dei materiali

possono essere ottenuti in un edificio esistente in muratura attraverso le seguenti fonti:

- Analisi storico-critica
- Rilievo geometrico-strutturale
- Rilievo materico-costruttivo
- Indagini sperimentali e saggi

L'analisi storico critica è finalizzata alla comprensione dell'organismo inteso nella sua unità architettonica e strutturale, attraverso la conoscenza delle modifiche (ampliamenti, trasformazioni e/o alterazioni) avvenute nel tempo con particolare riferimento a quelle dipendenti da eventi sismici storici, anche ai fini di una corretta individuazione del sistema resistente e del suo stato di sollecitazione. La documentazione di progetto storica (documenti di archivio disponibili, fonti iconografiche, tavole di progetto storiche, schizzi, ecc.) è di prioritaria importanza per la conoscenza delle fasi costruttive e delle trasformazioni che il manufatto ha subito nel corso dei secoli. Particolare cura deve essere dedicata all'acquisizione della documentazione sui danneggiamenti subiti dal manufatto in occasione di eventi sismici precedenti e sui relativi interventi eseguiti.

Il rilievo geometrico-strutturale deve essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con gli eventuali edifici in aderenza.

Il rilievo materico-costruttivo deve permettere di individuare completamente l'organismo resistente della fabbrica, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

#### 3.1.2 Analisi preliminare e individuazione delle posizioni di prova

La valutazione della sicurezza sismica di un manufatto esistente richiede accurati rilievi ed indagini diagnostiche, che tuttavia comportano un costo significativo, nell'ambito dell'importo complessivo della verifica, e un impatto invasivo sulla costruzione, specie nel caso di edifici storici. Peraltro la conoscenza non potrà mai essere completa, per la varietà dei materiali e delle soluzioni che possono incontrarsi in una costruzione in muratura, tipicamente non ingegnerizzata ma frutto di regole co-

struttive empiriche. E' quindi necessario indirizzare le indagini sugli elementi che maggiormente influenzano la risposta, al fine di ridurre le incertezze della valutazione e al tempo stesso evitare indagini inutili o poco significative, specie se costose ed invasive. A tal fine è opportuno eseguire un'analisi di sensitività che consenta di scegliere il modello più idoneo ed individuare i parametri geometrici, meccanici e di vincolo dai quali dipende maggiormente la risposta.

Punto di partenza imprescindibile è una minima conoscenza di base del manufatto, sufficiente a consentire la costruzione di un modello preliminare. Individuati i parametri  $X_k$  ( $k = 1, N$ ) caratterizzati da una significativa incertezza, è necessario stimare un valore medio plausibile  $m_{Xk}$  e un intervallo di confidenza, attraverso lo scarto  $s_{Xk}$ , sulla base di un giudizio esperto e degli eventuali risultati delle indagini diagnostiche preliminari. Valori di riferimento per le diverse tipologie murarie sono proposti in Tabella 3.1 ( $s_{Xk} = 0.5 \mu (e^{\sigma_{ln}} - e^{-\sigma_{ln}})$ ), ma in presenza di murature disomogenee nelle diverse parti della costruzione ed in assenza di dati sperimentali affidabili, si consiglia di assumere un valore maggiore dello scarto  $s_{Xk}$ .

L'analisi statica non lineare eseguita con i valori  $m_{Xk}$  costituisce il risultato di riferimento per l'analisi di sensitività; dalla curva di capacità e dallo spettro di risposta mediano delle registrazioni selezionate (§2.2.2 e §2.6.4) è possibile valutare un valore centrale  $\bar{a}$  dell'accelerazione di picco al suolo che porta allo stato limite di interesse. Sono quindi eseguite una serie di analisi statiche non lineari, assumendo per tutti i parametri i valori medi dei suddetti intervalli ad eccezione di uno, al quale viene attribuito uno dei due valori estremi dell'intervallo. Valutate le corrispondenti accelerazioni di picco al suolo, viene definito un parametro di sensitività:

$$\Delta'_k = \frac{a_{k,max} - a_{k,min}}{\bar{a}} \quad (3.1)$$

Per quanto riguarda le incertezze epistemiche che non possono essere modellate come variabili continue, si procede alla definizione di variabili epistemiche discrete ( $j = 1, \dots, M$ ), per ognuna delle quali sono possibili due o più opzioni alternative ( $p = 1, \dots, m_j$ ). In questi casi l'analisi di sensitività dovrà essere eseguita analizzando tutte le possibili combinazioni (rami dell'albero logico) e utilizzando ovviamente per le variabili aleatorie i valori  $m_{Xk}$ .

Nel caso in cui sia presente una sola variabile epistemiche ( $j=1$ ) caratterizzata da due opzioni alternative ( $m_j=2$ ), il parametro di sensitività è definito dalla relazione:

$$\Delta'_j = 2 \frac{|a_1 - a_2|}{a_1 + a_2} \quad (3.2)$$

dove  $a_1$  e  $a_2$  sono le accelerazioni al suolo che portano allo stato limite di interesse adottando le due opzioni alternative.

Nel caso in cui le opzioni alternative siano più di due, la formula precedente può essere così generalizzata:

$$\Delta'_j = 2 \frac{\max(a_p) - \min(a_p)}{\max(a_p) + \min(a_p)} \quad p = 1, m_j \quad (3.3)$$

dove  $a_p$  è l'accelerazione al suolo che porta allo stato limite di interesse nel caso in cui si consideri la  $p$ -esima opzione alternativa.

Una ulteriore generalizzazione è necessaria nel caso di  $M$  variabili epistemiche. Il parametro di sensitività della variabile  $j$  si ottiene, valutata per ciascuna  $p$ -esima opzione

la media  $\mu_{a_p}^j$  delle accelerazioni al suolo calcolate sui rami dell'albero logico caratterizzati da quell'opzione, attraverso la relazione:

$$\Delta'_j = 2 \frac{\max(\mu_{a_p}^j) - \min(\mu_{a_p}^j)}{\max(\mu_{a_p}^j) + \min(\mu_{a_p}^j)} \quad p = 1, m_j \quad (3.4)$$

Dall'esame tra i valori  $\Delta'_k$ , ottenuti per le  $N$  variabili aleatorie continue, e  $\Delta'_j$ , relativi alle  $M$  variabili epistemiche, è possibile individuare i parametri che maggiormente influenzano la risposta e per i quali è opportuno approfondire le indagini, a seguito delle quali è possibile aggiornare le stime dei parametri, arrivando a definire la corrispondente distribuzione di probabilità. In genere la distribuzione lognormale è la più idonea, mentre per parametri limitati all'interno di un intervallo finito può essere impiegata la distribuzione Beta. Nel caso in cui, per il generico parametro  $X_k$ , il valore medio  $m_{x,k}$  sia significativamente diverso rispetto a quello assunto nel modello preliminare, sarà necessario eseguire nuovamente l'analisi di sensitività, altrimenti il parametro di sensitività può essere così aggiornato:

$$\Delta_k = \Delta'_k \frac{\sigma_{Xk}}{s_{Xk}} \quad (3.5)$$

dove  $\sigma_{Xk}$  rappresenta la stima della deviazione standard della variabile  $X_k$ , valutata sulla base delle indagini diagnostiche. In particolare, per quanto riguarda le proprietà meccaniche della muratura, l'esecuzione di indagini diagnostiche consente soprattutto una migliore classificazione della tipologia muraria ed eventualmente una stima dei valori medi; inoltre, considerate la difficoltà di eseguire un numero statisticamente significativo di prove e la limitata attendibilità delle prove in-situ, non si ritiene giustificato assumere valori di  $\sigma_{Xk}$  inferiori a quelli ottenibili dalle dispersioni  $\sigma_m$  indicate in Tabella 3.1 ( $\sigma_{Xk} = 0.5 m_{x,k} (e^{\sigma_{ln}} - e^{-\sigma_{ln}})$ ). Sulla base del nuovo valore del parametro di sensitività  $\Delta_k$  si decide se considerare nella valutazione questo parametro come incerto o se assumerlo deterministico.

Le variabili che risultano dall'analisi di sensitività come significative ma per le quali non è comunque possibile approfondire le indagini, saranno considerate come incerte nella valutazione della sicurezza. Per quelle di natura aleatoria, i valori prima utilizzati sono assunti come media e deviazione standard ( $\mu_{Xk} = m_{Xk}$ ,  $\sigma_{Xk} = s_{Xk}$ ). Per quelle epistemiche è necessario assegnare una probabilità soggettiva alle ipotesi alternative.

Infine, le variabili che influenzano in misura trascurabile la risposta non saranno ulteriormente investigate; nella valutazione della sicurezza si adotteranno i valori medi stimati, per le variabili aleatorie, ed il modello o parametro ritenuto più affidabile, per le variabili epistemiche.

### 3.1.3 Indagini sperimentali

#### 3.1.3.1 Dettagli costruttivi

Particolare attenzione deve essere prestata ai seguenti dettagli costruttivi:

- tipologia degli orizzontamenti (tecnologia costruttiva, direzioni di orditura, stratigrafia della pavimentazione; nel caso di volte, spessore in chiave e all'imposta, presenza di rinfianco o riempimento)

- sistemi di collegamento verticali (scale), con particolare riferimento alla loro rigidità nel piano;
- tipologia della copertura (collegamenti, sistema spingente o non spingente);
- presenza di eventuali nicchie, cavità, bucatore tamponate nelle pareti;
- qualità del collegamento tra le pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza ed efficacia di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- presenza di catene e loro efficienza strutturale;
- tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.);
- tipologia delle fondazioni.

Gli approfondimenti relativi a questi fattori consentono di ridurre il numero delle grandezze affette da incertezza *epistemica* (o limitarne il campo di variabilità).

### 3.1.3.2 Proprietà meccaniche delle murature

La caratterizzazione meccanica dei materiali è finalizzata alla conoscenza dei parametri di deformabilità e resistenza, necessari per la modellazione del comportamento strutturale. Tale aspetto, per le strutture in muratura, è strettamente correlato anche al rilievo materico oltre che all'effettuazione di specifiche indagini diagnostiche. Infatti il riconoscimento delle caratteristiche costruttive della muratura può essere d'ausilio per l'attribuzione di un'opportuna classe tipologica sulla base della quale potere assumere dei valori di riferimento delle proprietà meccaniche, come disponibili in letteratura o in documenti normativi per tipologie analoghe.

Per la caratterizzazione stocastica delle proprietà meccaniche della muratura si può utilizzare, come indicato in §2.3.2.1, una distribuzione di probabilità lognormale. La Tabella 3.1 propone valori di riferimento per le principali tipologie di muratura presenti nel territorio nazionale italiano (ricavati a partire da quelli proposti nella Circolare Applicativa n°617, 2 Febbraio 2009, delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, Tabella C8A.2.1 dell'Appendice C8A).

I valori proposti in tabella si riferiscono a valori di base relativi all'assenza del rispetto di alcune regole dell'arte (quali ad esempio la presenza di una buona connessione trasversale, malta di buona qualità, etc.); il valore medio può essere eventualmente modificato sulla base dei coefficienti proposti nella Tabella C8A.2.2 della suddetta Circolare, mantenendo inalterata la deviazione standard.

La caratterizzazione delle proprietà meccaniche deve essere investigata per almeno un pannello murario rappresentativo di ogni tipologia muraria.

Una caratterizzazione affidabile delle proprietà meccaniche di resistenza e rigidità è conseguibile in generale mediante prove sperimentali di carattere distruttivo (a compressione, a taglio-compressione, a taglio-diagonale) che ne consentono una caratterizzazione diretta. Nell'individuazione di possibili zone di sacrificio ove realizzare eventuali analisi distruttive si potrà tener conto degli esiti della ricerca storica e delle trasformazioni subite dal manufatto. Dato il carattere distruttivo delle succitate prove esse andranno impiegate solo se motivate e giustificate dagli esiti delle analisi di sensibilità svolte preliminarmente. Per limitare l'impatto di tali indagini, particolarmente

utili possono essere i risultati di prove sperimentali effettuate su murature simili per caratteristiche costruttive e appartenenti al medesimo contesto geografico.

**Tabella 3.1. Valori di riferimento per le proprietà meccaniche delle diverse tipologie murarie: valori medi e deviazione standard del logaritmo.**

Tipologia di muratura		$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [MPa]	G [MPa]
Muratura in pietrame disordinata	$\mu$	140	2.6	870	290
	$\sigma_{ln}$	0.29	0.24	0.21	0.21
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	$\mu$	250	4.3	1230	410
	$\sigma_{ln}$	0.20	0.19	0.17	0.17
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	$\mu$	320	6.5	1740	580
	$\sigma_{ln}$	0.19	0.14	0.14	0.14
Muratura a conci di pietra tenera	$\mu$	190	3.5	1080	360
	$\sigma_{ln}$	0.27	0.20	0.17	0.17
Muratura a blocchi lapidei squadrati	$\mu$	700	10.5	2800	860
	$\sigma_{ln}$	0.14	0.14	0.14	0.09
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	$\mu$	320	7.6	1500	500
	$\sigma_{ln}$	0.26	0.21	0.20	0.20
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es. doppio UNI foratura < 40%)	$\mu$	650	28.0	4550	1138
	$\sigma_{ln}$	0.24	0.14	0.24	0.24
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	$\mu$	500	35.0	4500	1350
	$\sigma_{ln}$	0.20	0.14	0.20	0.20
Muratura in blocchi semipieni con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	$\mu$	350	11.5	3150	945
	$\sigma_{ln}$	0.14	0.13	0.14	0.14
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	$\mu$	175	11.0	1400	350
	$\sigma_{ln}$	0.14	0.14	0.14	0.14
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura < 45%)	$\mu$	370	21.0	2960	740
	$\sigma_{ln}$	0.19	0.14	0.19	0.19

$f_m$ : resistenza a compressione della muratura;  $\tau_0$ : resistenza a taglio della muratura; E: modulo di elasticità normale; G: modulo di elasticità tangenziale

Il numero di prove che si potrà eseguire su una tipologia muraria omogenea sarà generalmente molto limitato e non consentirà una trattazione statistica dei risultati. L'interpretazione dei risultati va pertanto ricondotta a un giudizio sintetico, nella quale possa assumere significato anche l'impiego di un solo dato sperimentale. L'uso sistematico di prove non distruttive o debolmente distruttive (prove sclerometriche, prove soniche, martinetto piatto doppio) è fondamentale per valutare l'effettiva omogeneità delle caratteristiche di una data tipologia muraria all'interno della costruzione.

### 3.2 Criteri di modellazione

Per edificio in muratura si intende una costruzione costituita da pareti murarie (assimilabili ad elementi dotati di spessore piccolo rispetto alle dimensioni nel piano della parete) ed eventualmente da pilastri murari, collegati da orizzontamenti (solai intermedi e copertura) di diversa natura e materiale (volte; solai lignei, in ferro-laterizio o in cemento armato). Non sono esplicitamente trattati in questo paragrafo altre tipolo-

gie di costruzioni esistenti in muratura (torri, chiese, fortificazioni, mura urbane, ecc.).

Gli elementi murari, oltre a portare i carichi verticali devono sopportare le azioni sismiche orizzontali. Gli orizzontamenti hanno la funzione di collegare tra loro gli elementi verticali e, in funzione della loro rigidezza, ridistribuire eventualmente le azioni sismiche tra le diverse pareti.

I meccanismi di danno osservati negli edifici in muratura possono essere ricondotti a due categorie: meccanismi di primo e di secondo modo.

Generalmente si trascurano i fenomeni di interazione tra le due classi di comportamento.

### 3.2.1 Risposta globale: modelli continui, a pannelli e a telaio equivalente

Nel caso in cui siano prevenuti i meccanismi locali si realizza un comportamento globale e l'edificio sopporta la totalità delle azioni sismiche orizzontali sfruttando principalmente la resistenza delle pareti nel proprio piano. Il modello dell'intera costruzione è costituito da pareti collegate tra loro (ammorsamenti) e attraverso orizzontamenti dotati di rigidezza nel piano. L'uso esclusivo di modelli che considerano l'infinita rigidezza dei diaframmi orizzontali è giustificato solo quando le indagini diagnostiche supportano effettivamente tale ipotesi. La verifica dell'edificio attraverso un'analisi separata di ciascuna parete diviene necessaria quando gli orizzontamenti posseggono rigidezza nel piano trascurabile. I suddetti approcci di modellazione costituiscono due casi limite che possono essere utilizzati, in assenza di modelli più accurati ed affidabili, come opzioni alternative nell'ambito di una stima dell'incertezza epistemica di modello.

La modellazione della parete nel proprio piano può essere eseguita con diversi modelli non lineari, purchè in grado di cogliere il degrado di rigidezza, la resistenza alle azioni orizzontali ed il suo progressivo degrado fino al collasso. Ad esempio è possibile usare metodi ad elementi finiti, discretizzando la parete attraverso elementi solidi o piani dotati di legami costitutivi in grado di descrivere il comportamento della muratura come materiale continuo equivalente (Rots 1991, Lourenco et al. 1995, Lourenco et al. 2006, Calderini and Lagomarsino 2008), o modelli che discretizzano la parete attraverso macroelementi (pannelli), dotati di caratteristiche equivalenti a quelle di una macro-porzione di parete e collegati con molle o interfacce opportune (Caliò et al. 2012).

Un criterio di modellazione ampiamente utilizzato, diffusamente descritto nel seguito, è quello che porta a riconoscere nella parete elementi strutturali verticali (maschi murari) e orizzontali (fasce di piano), collegati attraverso porzioni di dimensione finita (nodi), assunte rigide e resistenti (Magenes e Della Fontana 1998, Chen et al. 2008, Belmouden e Lestuzzi 2009, Grande et al. 2011, Lagomarsino et al. 2013). In questo modo viene a costituirsi un telaio equivalente (Fig. 3-1).

Marques e Lourenco (2011) hanno confrontato i risultati forniti da diversi modelli a telaio equivalente. L'attendibilità di questo approccio di modellazione è stata anche discussa attraverso un confronto con i risultati ottenuti da modelli ad elementi finiti (Calderini et al. 2012). Tale approccio non necessariamente richiede l'uso di programmi dedicati, ma può essere implementato su programmi ad elementi finiti di tipo *general purpose* (Kappos et al. 2002, Salonikos et al. 2003, Pasticier et al. 2008). Non si può poi trascurare il fatto che l'approccio a telaio equivalente risulta anche una valida possibilità per la modellazione degli edifici misti muratura-c.a., come mostrato in (Cattari e Lagomarsino 2013).



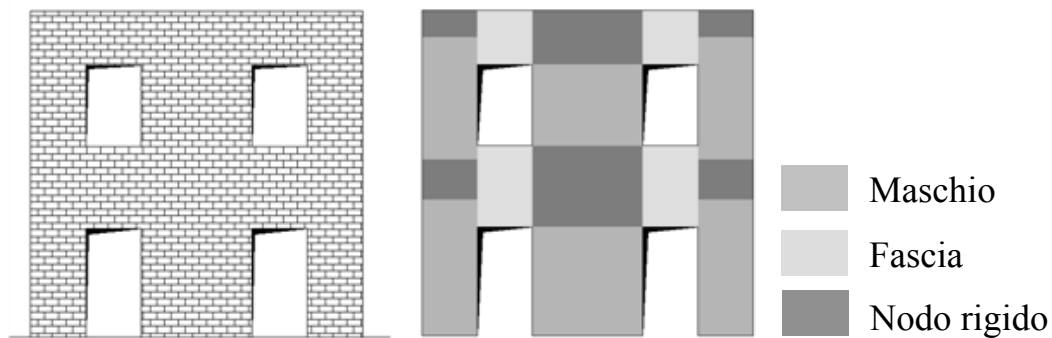


Fig. 3-1. Idealizzazione attraverso il telaio equivalente di una parete in muratura

L'aspetto più significativo delle modellazioni agli elementi finiti, a macroelementi o a telaio equivalente è che non sono predefiniti i meccanismi di collasso, diversamente da quanto avviene nel caso dei due modelli semplificati spesso adottati in ambito normativo:

- a) Fasce forti-maschi deboli (denominato anche POR): considera le fasce infinitamente rigide e resistenti, concentrando la deformazione ed il danno nei maschi murari;
- b) Fasce deboli-maschi forti (denominato anche modello a mensola); considera le fasce come semplici bielle in grado di accoppiare solo gli spostamenti orizzontali dei maschi murari.

Il primo modello porta ad una sovrastima della rigidità e della resistenza, con ridotte capacità di spostamento; il secondo sottostima, spesso in misura considerevole, la resistenza, a vantaggio però della capacità di spostamento. Tali modelli possono costituire un utile riferimento in presenza di incertezze nella conoscenza costruttiva dell'edificio, per le analisi di sensitività o come possibili alternative nella tecnica dell'albero logico.

Le singole pareti sono quindi assemblate in modelli 3D. Al riguardo sono possibili diverse strategie di modellazione: a) considerare per ciascun nodo 6 gradi di libertà (g.d.l.), attribuendo alla parete una modesta rigidità fuori dal piano; b) condensare i gradi di libertà, conservando solo 3 g.d.l. per i nodi che appartengono ad una sola parete e 5 g.d.l. per quelli all'intersezione tra due o più pareti (in virtù dell'assenza di rigidità fuori dal piano della parete, la rotazione intorno all'asse verticale non è considerata). Nel caso di un ammorsamento non perfetto tra le pareti è possibile accoppiare solo alcuni g.d.l. o disporre elementi trave di adeguata rigidità.

Gli orizzontamenti sono considerati come elementi piani irrigiditi, da cui dipende la distribuzione delle azioni sismiche tra le pareti. In genere il comportamento fuori dal piano degli orizzontamenti non è esplicitamente modellato, in quanto non significativo sulla risposta sismica globale, essendo trascurata la risposta fuori dal piano delle pareti. L'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel proprio piano è ammissibile nel caso di solai in cemento armato (anche alleggeriti) o in solai in acciaio o legno, purché dotati di soletta collaborante di adeguato spessore e ben collegata. Nel caso degli orizzontamenti tradizionali per gli edifici in muratura antichi (solai lignei a semplice o doppia orditura, con tavolato o pianelle; putrelle metalliche e voltine in laterizio; volte in pietra o in laterizio) è invece necessario considerare nel modello la loro deformabilità nel piano orizzontale, oltre che eventualmente valori limite di resistenza e drift. Espressioni per il calcolo della rigidità al variare di diverse tipologie sono ad esempio proposte in ASCE/SEI 41/06, NZSEE 2006.

Nei successivi paragrafi sono introdotti alcuni possibili criteri di resistenza per gli elementi che definiscono il modello a telaio equivalente di un edificio in muratura, in particolare i maschi verticali e le fasce di piano. I legami costitutivi di questi elementi sono espressi in termini di caratteristiche di sollecitazione (N, V, M) e grandezze generalizzate di deformazione (spostamento e rotazione all'estremità dell'elemento).

Nel caso di adozione di modelli continui, ad esempio ad elementi finiti con discretizzazione attraverso elementi bidimensionali o solidi, le condizioni limite di resistenza della parete derivano dalla risposta puntuale del materiale muratura, attraverso opportuni legami costitutivi, con degrado della rigidità e della resistenza. Le indicazioni contenute nei successivi §3.2.1.1 e §3.2.1.2 non sono quindi necessarie. Particolare attenzione si dovrà porre in questo caso ai seguenti aspetti: i) dipendenza della risposta dalla discretizzazione; ii) convergenza della soluzione; iii) disponibilità di algoritmi in grado di cogliere la risposta in fase *softening* nell'ambito di un'analisi pushover, ovvero di un'analisi incrementale con distribuzione di forze controllata. Si segnala che anche nel caso di analisi con modelli al continuo è tuttavia necessario definire a posteriori grandezze generalizzate di deformazione, come successivamente precisato al §3.3.1, per la quantificazione degli stati limite, che richiede la valutazione della deformazione angolare dei pannelli (*drift*).

### 3.2.1.1 Modelli di elemento maschio

Nel modello a telaio equivalente la formulazione costitutiva dell'elemento maschio murario verticale ha l'obiettivo di rappresentare attraverso variabili generalizzate di sollecitazione e spostamento alle estremità una complessa varietà di comportamenti, quali ad esempio: la rottura a taglio per fessurazione diagonale, la parzializzazione delle sezioni di estremità per pressoflessione con schiacciamento, l'accoppiamento tra spostamento assiale e rotazione in presenza di pressoflessione, la diversa risposta ciclica isteretica in relazione alle modalità di rottura. Esistono diverse formulazioni di macroelementi che, su base meccanica o fenomenologica, sono in grado di rappresentare molti di questi fenomeni della risposta attraverso opportune variabili interne.

Il modello più semplice, che coglie buona parte degli aspetti sopra elencati, è quello di trave non lineare, con legame costitutivo rappresentato in termini di taglio e *drift*, i cui parametri sono così definiti:

- a) la rigidità elastica è quella della trave deformabile a taglio di sezione pari a quella del maschio murario (si usano in genere moduli elastici ridotti, detti fessurati, per meglio rappresentare con un tratto lineare la risposta non lineare del pannello reale fino al raggiungimento del limite di resistenza);
- b) la resistenza a taglio è valutata attraverso opportuni criteri di resistenza, in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura, della geometria del pannello e dello stato di sollecitazione;
- c) il comportamento post-picco risulta fragile o duttile in funzione della modalità di rottura (taglio o pressoflessione) e può essere modellato con diversi gradi di dettaglio; l'approccio più semplice considera un ramo costante a duttilità limitata, la cui estensione è definita da un valore limite del *drift*, seguito da un brusco azzeramento della resistenza; modelli più accurati possono descrivere il progressivo degrado di resistenza, ad esempio attraverso tratti a taglio costante e parziali cadute;
- d) la risposta ciclica isteretica è diversificata in funzione della modalità di rottura e del livello di deformazione raggiunto.

Il dominio di resistenza del maschio murario nel piano N-V è fornito dall'involuppo dei due criteri che identificano la rottura all'estremità per pressoflessione e quella al

centro del pannello per taglio. Nel seguito sono suggerite alcune formulazioni, desunte dalla letteratura scientifica e da alcuni documenti normativi, ma non è escluso il ricorso ad altri criteri purchè di comprovata validità.

Per la pressoflessione, considerando la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle tensioni di compressione, nel caso di un maschio di sezione rettangolare, il momento ultimo  $M_{pf}$  ad una estremità può essere calcolato come:

$$M_{pf} = 0.5l^2t\sigma_0 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85f_m} \right) \quad (3.6)$$

dove:  $l$  e  $t$  sono rispettivamente la lunghezza e lo spessore del maschio;  $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;  $f_m$  è la resistenza a compressione media della muratura. Nota la luce di taglio  $h'$ , distanza tra la sezione di estremità ed il punto della trave con momento nullo, il taglio ultimo a pressoflessione vale:

$$V_{pf} = \frac{M_{pf}}{h'} \quad (3.7)$$

Per la rottura a taglio è opportuno scegliere il criterio di resistenza in relazione alla tipologia muraria.

Nel caso di murature in pietra irregolari, a lisca-pesce o quando, anche in presenza di tessitura, i blocchi sono più deboli della malta, la risposta tende ad essere isotropa e la rottura si verifica con una fessurazione diagonale, al raggiungimento di un valore limite di resistenza a trazione. La resistenza a taglio è fornita dall'espressione (Turnšek e Čačovič 1970, Turnšek e Sheppard 1980):

$$V_t = lt \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} = lt \frac{1.5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_0}} \quad (3.8)$$

dove:  $b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi nella sezione, dipendente dalla snellezza del pannello ( $b=h/l$ , comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza del pannello);  $f_t$  e  $\tau_0$  sono, rispettivamente, le resistenze medie a trazione per fessurazione diagonale e a taglio ( $f_t=1.5\tau_0$ ). Nel caso in cui  $f_t$  sia desunto da prove di compressione diagonale, questo è assunto pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato.

Nel caso di murature dotate di tessitura, ovvero costituite da blocchi sufficientemente regolari, e con malta più debole rispetto a questi, la rottura a taglio si verifica con un meccanismo a scaletta. È questo il caso della muratura in mattoni pieni e malta di calce, della muratura in pietra a conci squadrati o sbozzati, della muratura in conci di pietra tenera con malta di caratteristiche scadenti; tale modalità di rottura si verifica anche nella muratura di pietre a spacco, purchè di forma allungata e ben ammorsate tra loro. La resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione:

$$V_t = \frac{lt}{b} (\tilde{f}_{vm0} + \tilde{\mu}\sigma_0) \leq V_{t,\lim} \quad (3.9)$$

dove:  $\tilde{f}_{vm0}$  è la resistenza media a taglio della muratura, legata alla coesione del giunto di malta ( $f_{vm0}$ ) e alla tessitura;  $\tilde{\mu}$  è un coefficiente di attrito equivalente, funzione del coefficiente di attrito sul giunto ( $\mu$ ) e della tessitura (per murature a blocchi squadrati o in mattoni si assume in genere  $\tilde{\mu}=0.4$ ; valori più bassi, fino a 0.2, sono sugge-

riti per murature in conci sbazzati e poco regolari);  $V_{t,lim}$  è un valore limite legato alla rottura dei blocchi (stimabile ad esempio come un'opportuna frazione della resistenza a compressione dei blocchi). Questo criterio deriva da quello proposto da Mann e Muller (1980), generalizzato in modo da considerare le diverse geometrie del pannello, attraverso il coefficiente  $b$ . In alternativa alla limitazione convenzionale  $V_{t,lim}$ , la rottura dei blocchi può essere esplicitamente tenuta in conto attraverso il seguente criterio di resistenza (Mann a Muller 1980):

$$V_{t,lim} = \frac{lt}{b} \frac{f_{bt}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bt}}} \quad (3.10)$$

dove:  $f_{bt}$  è la resistenza a trazione del blocco.

Il *drift* dell'elemento è definito come somma della deformazione flessionale e di quella a taglio. Esso può essere valutato alle due estremità del pannello, facendo riferimento al punto di flesso, attraverso le seguenti espressioni (Figura 3-2):

$$\theta_i = \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h'} \quad (3.11)$$

$$\theta_j = \varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h - h'}$$

dove:  $\varphi_i$  e  $\varphi_j$  sono le rotazioni dei nodi  $i$  e  $j$ ;  $u_j$  e  $u_i$  sono rispettivamente gli spostamenti trasversali dei due nodi;  $h$  è l'altezza dell'elemento e  $h'$  la luce di taglio.

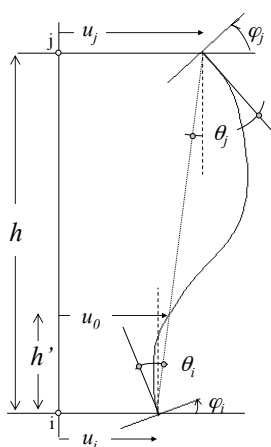


Fig. 3-2. Definizione delle grandezze utili al calcolo del *drift* secondo la (3.10)

In alternativa possono essere adottate formulazioni che considerano un *drift* medio del pannello, ad esempio fornito dall'espressione:

$$\theta = \frac{\varphi_i + \varphi_j}{2} + \frac{u_j - u_i}{h} \quad (3.12)$$

Nel caso di rottura a pressoflessione ed in presenza di bassi valori dello sforzo normale, il comportamento è caratterizzato da una maggiore duttilità, sia perché il pannello risulta in grado di sopportare valori maggiori del *drift*, sia perché la perdita di resistenza è minima e si realizza a causa della plasticizzazione negli spigoli e di effetti di non linearità geometrica.

Nel caso invece di rottura a taglio il comportamento è di tipo fragile, con valori più contenuti del *drift* e significative cadute di resistenza.

È possibile individuare sulle curve taglio-*drift* ( $V-\theta$ ) tre livelli di danno: grave (3), molto grave (4) e collasso (5), indicati con le sigle DL3, DL4 e DL5 in Fig. 3-3; essi fanno riferimento ai gradi di danno usati nelle moderne scale macrosismiche (EMS98, Gruntal 1998). Valori del *drift* corrispondenti ai primi due livelli di danno sono suggeriti dalle norme nazionali ed internazionali. Il livello di danno 5 corrisponde alla situazione nella quale il maschio murario perde anche la capacità di sopportare il carico assiale N (nei modelli a telaio equivalente in genere l'elemento viene trasformato in una biella, ma raggiunto tale limite la struttura deve essere considerata collassata).

A titolo di esempio, si propongono nel seguito legami costitutivi multilineari, rappresentati in forma adimensionalizzata in Fig. 3-3, sufficientemente accurati per la valutazione della risposta globale e di facile implementazione in codici di calcolo a telaio equivalente. La Tabella 3.2 riporta intervalli indicativi per i valori del *drift*, suggeriti per le diverse modalità di rottura. Tali valori, che rappresentano lo stato dell'arte, sono tuttavia basati su un numero di prove sperimentali ancora insufficiente per una completa validazione, specie per alcune tipologie murarie e condizioni di sollecitazione.

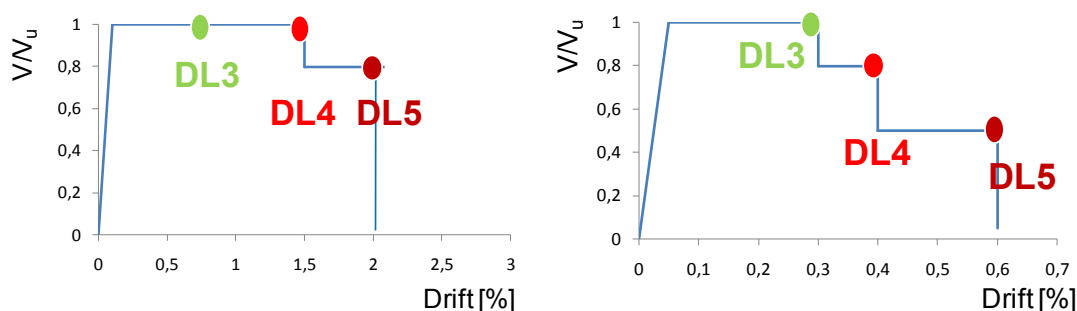


Fig. 3-3. Legami costitutivi taglio-*drift* per maschi murari: rottura a pressoflessione (sinistra) e rottura a taglio (destra).

Tabella 3.2. Intervalli indicativi dei valori del *drift* e della resistenza residua per i diversi stati di danno.

danno	Drift (%)			Resistenza residua	
	3	4	5	3→4	4→5
pressoflessione	0.4 ÷ 0.8	0.8 ÷ 1.2	1.2 ÷ 1.8	1.0	0.8 ÷ 0.9
taglio	0.25 ÷ 0.4	0.4 ÷ 0.6	0.6 ÷ 0.9	0.6 ÷ 0.8	0.25 ÷ 0.6

L'osservazione sperimentale, sia in laboratorio che sul campo, mostra che spesso i due meccanismi di rottura interagiscono, quando la differenza tra i due valori limite  $V_{pf}$  e  $V_t$  è limitata (ad esempio la rottura a taglio nel centro del pannello si verifica in presenza di significative parzializzazioni alle estremità); in questi casi anche i valori del *drift* associato ai diversi livelli di danno risultano intermedi. Questi meccanismi misti possono essere considerati definendo un legame costitutivo caratterizzato da valori del *drift*  $\theta_i$ , associato ai diversi livelli di danno ( $i=3,5$ ), in funzione del rapporto  $V_{pf}/V_t$  attraverso la seguente relazione:

$$\theta_i = \begin{cases} \theta_{i, pf} & V_{pf} / V_t < 0.95 \\ \theta_{i, pf} - 4(\theta_{i, pf} - \theta_{i, t})(V_{pf} / V_t - 0.95) & 0.95 \leq V_{pf} / V_t \leq 1.2 \\ \theta_{i, t} & V_{pf} / V_t > 1.2 \end{cases} \quad (3.13)$$

Analogamente possono essere definite le resistenze residue nei diversi tratti della curva.

### 3.2.1.2 Modelli di elemento fascia di piano

Il comportamento delle fasce di piano è stato sperimentato in modo sistematico solo di recente e presenta caratteristiche diverse rispetto al maschio murario verticale, per diverse ragioni: 1) la tessitura muraria è ruotata di  $90^\circ$  rispetto all'asse dell'elemento; 2) alle estremità è presente un ingranamento invece che un giunto continuo; 3) normalmente la fascia è sorretta da un architrave (ad arco, in pietra, legno, acciaio o c.a.), che introduce una ulteriore resistenza; 4) talvolta altri elementi (cordoli, catene) sono accoppiati alla fascia.

In assenza di macroelementi specifici, formulati su base meccanica o fenomenologica, è possibile ricorrere ad un modello di trave non lineare, con legge costitutiva opportuna in termini di variabili generalizzate di sollecitazione e spostamento alle estremità.

La presenza di un architrave strutturalmente efficace è condizione imprescindibile per potere includere le fasce nel modello a telaio equivalente, in quanto previene il crollo per carichi verticali; il suo contributo alla resistenza a taglio e flessione può eventualmente essere esplicitamente modellato.

I criteri di resistenza proposti nel seguito, che non hanno carattere vincolante per l'applicazione dei metodi di verifica proposti in questo documento, si riferiscono esclusivamente al contributo offerto dalla fascia muraria.

Per la pressoflessione, diversamente dal caso dei maschi, il dominio di resistenza può essere calcolato confidando nella resistenza a trazione ( $f_{tf}$ ) che si genera alle estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la crisi per trazione del mattone ( $f_{tf,b}$ ) o per scorrimento lungo i giunti orizzontali ( $f_{tf,g}$ ); la resistenza a trazione orizzontale è quindi data dall'espressione (Cattari e Lagomarsino 2008):

$$f_{tf} = \min(f_{tf,b}; f_{tf,g}) = \min\left(\frac{f_{bt}}{2}; f_{vm0} + \mu\sigma_y\phi\right) \quad (3.14)$$

dove:  $\sigma_y$  è la tensione normale media agente sui giunti orizzontali nella sezione d'estremità (in assenza di valutazioni più accurate, essa può essere stimata come una frazione, cautelativamente assunta pari a 0.5, della tensione normale media  $\sigma_0$  agente nei maschi adiacenti);  $f_{vm0}$  è la coesione del giunto di malta (che cautelativamente può essere trascurata);  $\phi$  è un coefficiente di ingranamento murario (nel caso di murature in mattoni o blocchi regolari  $\phi=a/2b$ , dove  $a$  e  $b$  sono la larghezza e l'altezza del blocco rispettivamente). Stimata la resistenza a trazione della fascia  $f_{tf}$ , il dominio di resistenza a pressoflessione  $M-N$  può essere calcolato ipotizzando la conservazione della sezione piana ed un legame tensione-deformazione elastico-plastico a duttilità controllata in trazione e compressione (per la resistenza a compressione si dovrà valutare quella in direzione orizzontale  $f_{mh}$ , usualmente inferiore a quella in direzione verticale).

Per la rottura a taglio possono essere assunti i criteri di resistenza introdotti al §3.2.1.1 in relazione alle diverse tipologie murarie.

Il valore dello sforzo normale  $N$  agente sulla fascia (dal quale dipende la sua resistenza) non sempre è valutabile in misura attendibile dal modello a telaio equivalente, per diverse ragioni: a) la presenza di solai rigidi; b) la modalità di applicazione delle forze orizzontali; c) la non corretta modellazione dell'interazione tra fascia ed elementi orizzontali resistenti a trazione. Usualmente i valori di  $N$  sono comunque piuttosto

modesti. È quindi opportuno mettere in conto il contributo alla resistenza della fascia fornito dalla forza normale agente solo se il modello di calcolo fornisce una stima affidabile, viceversa: 1) nel caso in cui non siano accoppiati altri elementi resistenti a trazione, la resistenza della fascia è valutata assumendo  $N=0$ ; 2) nel caso sia presente un elemento resistente a trazione, sarà stimato un valore massimo dello sforzo normale ( $N_{max}$ ) che si ritiene potrebbe svilupparsi nella fascia.

Raggiunto il valore limite di resistenza, le fasce possono presentare una fase di degrado della resistenza (*softening*) anche molto più accentuata rispetto a quella dei maschi. La tipologia di architrave e la presenza di un eventuale elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia determinano la sua maggiore o minore duttilità (Fig. 3-4). Nel caso di fasce sorrette da un arco in muratura il comportamento è molto fragile, caratterizzato da una duttilità molto limitata e con valori della resistenza residua decisamente modesti (Fig. 3-4a); la presenza di una catena aumenta marginalmente la duttilità. Nel caso di architravi in legno, acciaio o c.a. si ha una maggiore duttilità prima della caduta di resistenza, la quale risulta essere più contenuta rispetto al caso dell'arco (Fig. 3-4b); la presenza di un altro elemento resistente a trazione aumenta la duttilità e, se questo è un cordolo, può portare ad un ramo incrudente della risposta (Fig. 3-4c).

Analogamente al caso dei maschi, è possibile individuare sulla curva taglio-drift crescenti livelli di danno (3) grave, 4) molto grave, 5) collasso); essi possono essere associati sia alla rottura della porzione muraria della fascia che alla perdita di efficienza dell'elemento architrave (come nel caso dell'arco).

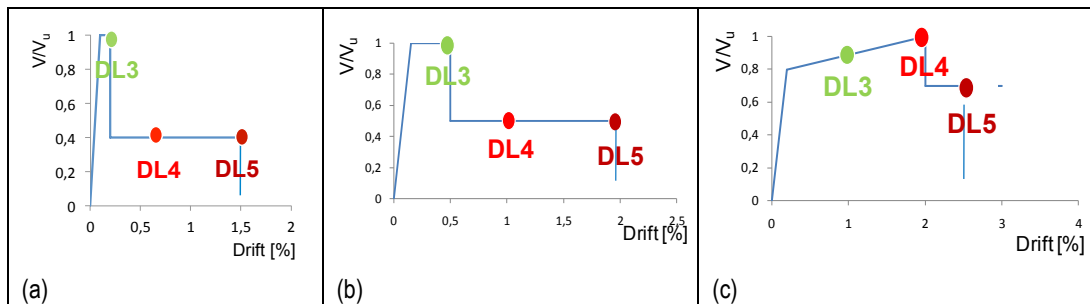


Fig. 3-4. Legami costitutivi taglio-drift per fasce murarie: a) fascia sorretta da arco in muratura; b) architrave in legno, acciaio o c.a.; c) architrave accoppiato ad elemento resistente a trazione.

La Tabella 3.3 riporta intervalli indicativi per i valori del *drift* e di resistenza residua. I valori di resistenza residua devono essere intesi come puramente indicativi: stime più accurate possono essere effettuate nel caso specifico sulla base di criteri semplificati a base meccanica (Beyer 2012). In generale, le evidenze sperimentali suggeriscono valori di drift significativamente più elevati rispetto a quelli riscontrati per i maschi (Beyer e Dazio 2012, Gattesco et al. 2008, Graziotti et al. 2011).

Tabella 3.3 Intervalli indicativi del valore del *drift* e della resistenza residua per i diversi stati di danno.

danno	Drift (%)			Resistenza residua	
	3	4	5	3→4	4→5
Architrave senza catena/cordolo	0.40 ÷ 0.60	0.80 ÷ 1.20	1.80 ÷ 2.20	0.40 ÷ 0.60	
Architrave con catena/cordolo	0.80 ÷ 1.20	1.60 ÷ 2.00	2.40 ÷ 2.60	1.00	0.60 ÷ 0.80
Arco	0.15 ÷ 0.25	0.45 ÷ 0.75	1.20 ÷ 2.00	0.30 ÷ 0.50	
Arco con catena	0.20 ÷ 0.40	0.50 ÷ 0.80	1.40 ÷ 2.40	1.00	0.40 ÷ 0.60

### 3.2.1.3 Modelli di solaio

Nel caso di edifici a molti piani e dotati di pareti flessibili nel proprio piano possono nascere nei solai deformazioni angolari significative, tali da produrre condizioni di rottura duttile o fragile. In particolare quest'ultimo caso si verifica in presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore. Il modello a telaio equivalente può prevedere una modellazione non lineare degli orizzontamenti con controllo della loro deformazione angolare nel piano orizzontale.

La letteratura è al momento carente di dati sperimentali al riguardo.

### 3.2.1.4 Cordoli e catene

Cordoli e catene possono essere introdotti nel modello a telaio equivalente.

Queste ultime hanno la funzione di incrementare la resistenza delle fasce, grazie allo stato di compressione orizzontale conseguente allo stato di presollecitazione iniziale e all'incremento dello stesso che si verifica a seguito dell'apertura di lesioni. Quest'ultimo effetto non è colto dal modello nel caso in cui si utilizzi per le fasce un elemento trave non lineare, che non considera l'accoppiamento tra componente assiale e flessionale; in questo caso il modello a telaio equivalente conduce ad una stima a favore di sicurezza.

Una rigorosa modellazione dei cordoli richiederebbe lo sviluppo di elementi accoppiati fascia-cordolo, caratterizzati da rigidità e criteri di resistenza opportuni; tuttavia la letteratura sull'argomento è molto limitata. È tuttavia possibile aggiungere al telaio equivalente i cordoli come travi nonlineari indipendenti dalla fascia e semplicemente collegate agli stessi nodi. La porzione deformabile del cordolo può essere intermedia tra la lunghezza della fascia e la distanza tra i nodi (alcune simulazioni di dati sperimentali hanno mostrato che la prima soluzione può fornire risultati più che accettabili).

### 3.2.1.5 Analisi statica non lineare

La determinazione della risposta sismica di un edificio in muratura attraverso l'analisi statica non lineare e l'uso di spettri di risposta deve consentire di valutare il raggiungimento dei diversi SL tenendo conto della contemporanea presenza dell'eccitazione secondo due componenti ortogonali e del possibile contributo dei diversi modi di vibrazione. Quanto previsto dalla procedura relativa al Metodo C (§2.6.4) si riferisce sempre alla risposta complessiva dell'edificio nei riguardi di una pericolosità che considera entrambe le componenti del moto sismico.

Quando ci si riferisce ad edifici in muratura ordinari e dotati di solai sufficientemente rigidi, il numero di modi caratterizzati da una percentuale di massa partecipante significativa sono pochi. Se il numero di piani è limitato (caso frequente negli edifici in muratura) e l'edificio è regolare in altezza, è possibile assumere come riferimento la sola risposta sul 1° modo in ciascuna direzione. Infine, se la costruzione è regolare in pianta, i primi modi secondo due direzioni ortogonali sono sostanzialmente disaccoppiati (assenza di significativi effetti torsionali). In questi casi la verifica si riduce a calcolare la risposta indipendentemente secondo due direzioni ortogonali, considerando come eccitazione solo quella nella direzione di verifica. Siccome i modelli a telaio equivalente adottati considerano la sola risposta nel piano delle pareti, senza tener conto dell'interazione con i meccanismi fuori dal piano, la sicurezza sismica nei riguardi di ciascuno SL è definita dal maggiore tra i valori della frequenza media annua di superamento  $\lambda_{SL}$  ottenuti nelle due direzioni.

Nel caso in cui per un dato modo siano presenti effetti torsionali, ovvero quando il rapporto tra i coefficienti di partecipazione nella direzione ortogonale e in quella se-



condo la quale si esegue la verifica sia, in valore assoluto, maggiore del 10%, è necessario procedere alla combinazione degli effetti prodotti dalle due componenti del moto sismico.

Inoltre, quando la massa partecipante sul 1° modo in una data direzione non raggiunge il 75% della massa totale è necessario considerare il contributo dei modi superiori, distinguendo tra i seguenti casi:

- a) Se i modi superiori dotati di massa partecipante significativa, necessari per raggiungere complessivamente almeno il 75% della massa totale, hanno frequenze sufficientemente vicine tra loro (ad esempio un rapporto tra la minima e la massima superiore a 0.70) e non presentano sulle singole pareti inversione del segno degli spostamenti orizzontali ai diversi piani, le distribuzioni di forze modali possono essere combinate con opportune regole (CQC, in presenza di modi con frequenze vicine, o SRSS), arrivando così a definire la distribuzione di forze con la quale eseguire un'unica analisi statica non lineare. Questa situazione si verifica in presenza di solai flessibili o in edifici estesi e articolati in pianta, per i quali gli orizzontamenti non sono in grado di garantire un perfetto accoppiamento tra le diverse pareti.
- b) Se i modi superiori che è necessario prendere in considerazione presentano sulle singole pareti inversione del segno degli spostamenti orizzontali ai diversi piani è necessario procedere ad una analisi statica non lineare multi-modale, ovvero eseguire distinte analisi di spinta con le distribuzioni di forza corrispondenti ai diversi modi di vibrazione e combinare opportunamente gli effetti. E' questo il caso di edifici alti o irregolari in altezza.

In tutti questi casi la definizione delle variabili  $Y_{SL}$  risulta più complessa rispetto a quanto successivamente indicato al §3.3.1. In Appendice A.6 è delineata la procedura da seguire.

### 3.2.1.6 Smorzamento

Le costruzioni in muratura sono caratterizzate da una significativa dissipazione ciclica isteretica, che si aggiunge in fase non lineare alla dissipazione viscosa sempre presente (usualmente assunta pari al 5%). La simulazione dei meccanismi dissipativi viene eseguita diversamente a seconda del metodo di valutazione adottato.

Nel caso si adotti il metodo A (§2.6.2), i legami costitutivi degli elementi (in particolare maschi e fasce) devono essere formulati in ambito ciclico per poter valutare la risposta sismica attraverso una analisi dinamica incrementale dell'intero modello della costruzione.

Nel caso si adotti il metodo B (§2.6.3) il legame costitutivo isteretico dell'oscillatore equivalente può essere desunto da analisi statiche nonlineari (pushover) cicliche, adottando diverse distribuzioni di forze, nel caso i legami costitutivi di elemento siano ciclici, o sulla base di considerazioni qualitative legate ai meccanismi di danneggiamento dominanti. La forma dei cicli nel sistema equivalente ad un grado di libertà assume infatti alcune caratteristiche ricorrenti:

- a) nel caso in cui siano prevalenti i meccanismi di rottura a taglio, la curva di capacità presenta un progressivo degrado della resistenza e cicli dissipativi piuttosto ampi, legati alla presenza dell'attrito che si genera in presenza di scorrimento sui giunti di malta;
- b) in presenza di prevalenti rotture per pressoflessione, la curva di capacità mostra una maggiore duttilità e cicli dissipativi più stretti (la cui forma è denominata "*a bandiera*"), vicini ad un comportamento di tipo elastico non lineare;

- c) in entrambi i casi l'entità della dissipazione cresce con la diffusione del danneggiamento nella costruzione, in particolare quando questo si localizza nelle fasce ed il sistema è in grado di impegnare il maggior numero possibile di pareti.

Infine, nel caso si adotti il metodo C (§2.6.4), in particolare valutando la domanda di spostamento  $\delta$  con il metodo degli spettri di risposta sovrasmorzati, è sufficiente disporre della legge che esprime lo smorzamento in funzione dello spostamento dell'oscillatore equivalente  $\delta$ , o della duttilità richiesta  $\delta/\delta_y$  quando la curva di capacità è ricondotta ad una legge multilineare ( $\delta_y$  è lo spostamento al termine ramo elastico equivalente). Questa legge può essere ricavata dai risultati di un'analisi pushover ciclica (se disponibile) o attraverso la seguente relazione:

$$\xi = \xi_v + \xi_i = \begin{cases} \xi_v & \delta \leq \delta_y \\ \xi_v + \zeta \left[ 1 - \left( \frac{\delta_y}{\delta} \right)^\kappa \right] & \delta > \delta_y \end{cases} \quad (3.15)$$

dove:  $\xi_v$  e  $\xi_i$  sono rispettivamente lo smorzamento viscoso e quello isteretico,  $\zeta$  è lo smorzamento isteretico massimo, che dipende dalla forma dei cicli, e  $\kappa$  è un coefficiente che regola la rapidità con la quale lo smorzamento cresce con lo spostamento (la Tabella 3.4 propone possibili intervalli per i due parametri).

**Tabella 3.4. Intervalli di riferimento di  $\zeta$  e  $\kappa$  per la determinazione dello smorzamento isteretico.**

	Taglio		Pressoflessione
	(Takeda "ampio")	(Takeda "stretto")	("a bandiera")
$\zeta$	0.25 ÷ 0.45	0.15 ÷ 0.35	0.06 ÷ 0.20
$\kappa$	0.40 ÷ 0.60	0.50 ÷ 0.80	0.80 ÷ 10

Per l'applicazione del Metodo C, nel caso di uso degli spettri sovrasmorzati, è comunque sufficiente la definizione dello smorzamento equivalente in corrispondenza dei tre stati limite, che può essere stimato da analisi pushover cicliche e che non deve necessariamente seguire un andamento rappresentabile con la (3.12).

### 3.2.2 Risposta locale: modelli ad elementi distinti o a macro-blocchi

I meccanismi di risposta delle pareti murarie per azioni fuori dal piano comportano in genere un collasso per perdita di equilibrio, riconducibile a cinematismi di blocchi murari che possono essere considerati rigidi. Gli ammorsamenti tra le pareti (nei cantonali e nei martelli) ed i collegamenti attraverso catene, cordoli o solai tendono a limitare l'occorrenza di questi meccanismi in porzioni limitate. Per tali ragioni essi vengono anche chiamati meccanismi locali ed i modelli meccanici fanno riferimento alle sole porzioni della costruzione interessate dal cinematismo.

L'identificazione e analisi dei meccanismi locali può essere eseguita con modelli ad elementi distinti (de Felice e Giannini 2001) o attraverso procedure di analisi limite basate sulla programmazione lineare e la discretizzazione in blocchi rigidi (Baggio e Trovalusci 1998, Orduña e Lourenço 2005, Portioli et al. 2013) o elementi omogenei equivalenti (Milani et al. 2013). Un approccio semplificato, adottato nelle NTC 2008 e descritto a titolo di esempio nel seguito, è quello che esegue un'analisi limite su un cinematismo predefinito di blocchi murari rigidi (modello a macro-blocchi) (Doherty et al. 2012, Lagomarsino 2014, D'Ayala e Speranza 2003, Casapulla e Maione 2011, Vaculik et al. 2012).

### 3.2.2.1 Analisi limite (cinematica non lineare)

Un meccanismo locale è definito da un insieme di blocchi murari (assunti rigidi), tra loro collegati attraverso vincoli interni (cerniere, bielle, ecc.) ed elementi di connessione (rigidi, elastici, ad attrito), che possono ad esempio simulare la presenza di catene metalliche, travi o ammorsamenti murari; sono inoltre presenti vincoli esterni, che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione. L'insieme di tali vincoli è tale da costituire una catena cinematica ad un grado di libertà, il cui atto di moto è descritto da uno spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo (Lagomarsino, 2013).

Lo studio della risposta sismica del meccanismo richiede l'individuazione dell'entità e del punto di applicazione dei pesi propri e di quelli portati da ciascun blocco o elemento, delle forze esterne applicate e di quelle interne negli elementi elastici o per attrito; si considera quindi un sistema di forze orizzontali proporzionali attraverso un coefficiente  $\alpha$  ai suddetti pesi, rappresentativo dell'azione sismica. Si segnala che devono essere messi in conto anche eventuali pesi che non gravano direttamente sui blocchi ma la cui azione sismica inerziale andrebbe a scaricarsi sui blocchi del meccanismo (ad esempio un solaio o una copertura gravano sul cinematismo solo con una parte del proprio peso ma, se non collegati, esercitano un'azione sismica orizzontale proporzionale all'intera massa).

Applicando il teorema dei lavori virtuali all'atto di moto infinitesimo è possibile calcolare il moltiplicatore  $\alpha_0$  che attiva il cinematismo.

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{P_y,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{P_{Q_x,k}}} \quad (3.16)$$

dove:

- $N$  è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- $m$  è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- $P_k$  è la risultante delle forze peso applicate al  $k$ -esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);
- $Q_k$  è la risultante delle forze peso non gravanti sul  $k$ -esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $F_k$  è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi;
- $\delta_{P_y,k}$  è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate  $P_k$ , agenti sul  $k$ -esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- $\delta_{F,k}$  è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna  $F_k$ , proiettato nella direzione della stessa;
- $\delta_{P_{Q_x,k}}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali  $\alpha(P_k + Q_k)$  agenti sul  $k$ -esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $L_i$  è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena, scorrimento con attrito in presenza di ammorsamento).

L'equazione (3.13) corrisponde all'applicazione del teorema cinematico dell'analisi limite; il moltiplicatore  $\alpha_0$  che si ottiene rappresenta una stima non cautelativa del vero moltiplicatore di collasso (i due moltiplicatori coincidono se il meccanismo scelto è quello corretto).

Nell'ipotesi che la porzione di costruzione rappresentata dal sistema di blocchi si comporti effettivamente come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo, il moltiplicatore  $\alpha_0$  rappresenta l'accelerazione di picco (in unità di  $g$ ) del moto della struttura alla quota dove il meccanismo è vincolato al resto della costruzione (nel caso in cui il meccanismo coinvolga un'intera parete fino a terra,  $\alpha_0$  corrisponde all'accelerazione di picco al suolo).

Al fine di conoscere la capacità di spostamento del meccanismo locale fino al collasso, il moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del cinematismo e descritte dallo spostamento orizzontale  $d_C$  di un punto di controllo del sistema, comunque scelto. In assenza di forze resistenti interne, che possono crescere al crescere dello spostamento (come ad esempio il tiro in una catena metallica), il moltiplicatore si riduce progressivamente fino alla configurazione cui corrisponde il suo annullamento, in corrispondenza dello spostamento  $d_{C0}$  (perdita di equilibrio in condizioni statiche).

La curva  $\alpha-d_C$ , ottenuta attraverso l'analisi cinematica non lineare, rappresenta la curva pushover del meccanismo locale. Per la sua determinazione è necessario considerare come le forze interne ed esterne cambiano e se persistono con l'evolversi del cinematismo. Ad esempio in una catena metallica il tiro cresce fino al raggiungimento dello snervamento, quindi questo si manterrà approssimativamente costante fino alla rottura (punto oltre il quale non offrirà più alcun contributo); un ammorsamento murario contribuirà con forze d'attrito fino al distacco tra i conci murari; un solaio trasferirà forze fino allo sfilamento delle travi dalla muratura (nel caso in cui si ritenga che lo sfilamento porti al collasso, la curva pushover sarà azzerata oltre tale condizione).

### 3.2.2.2 Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente

Al fine di valutare la domanda sismica di spostamento è necessario determinare, come indicato al §2.4.1, la "curva di capacità" del meccanismo locale, in perfetta analogia con quanto fatto per la risposta globale della costruzione.

Le grandezze della curva pushover, definita nel paragrafo precedente, sono trasformate in modo tale da ottenere il legame accelerazione-spostamento ( $a-d$ ) di un sistema non lineare equivalente ad un grado di libertà:

$$a = \frac{\alpha g}{e^*} \quad (3.17)$$

$$d = d_C \frac{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2}{\delta_{Cx} \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad (3.18)$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$\delta_{Cx}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo;

$e^*$  è la frazione di massa partecipante, valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo a partire dalla configurazione iniziale come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale:

$$e^* = \frac{\left[ \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k} \right]^2}{\left[ \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \right] \left[ \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2 \right]} \quad (3.19)$$

La curva di capacità così ottenuta considera il comportamento infinitamente rigido del meccanismo fino alla sua attivazione; ciò è irrealistico in quanto una parete soggetta ad azioni fuori dal piano manifesta una risposta elastica, anche se spesso caratterizzata da un basso periodo di vibrazione, prima che si verifichino le condizioni di attivazione del cinematismo. È quindi necessario introdurre un ramo elastico iniziale nella curva di capacità, stimando un valore del periodo  $T_0$  sulla base di modelli semplificati:

$$a = \frac{4\pi^2}{T_0^2} d \quad (3.20)$$

Questo tratto lineare definisce la curva di capacità fino all'intersezione con la curva prima definita, derivata dalla trasformazione della curva pushover ottenuta dall'analisi cinematica non lineare.

### 3.2.2.3 Modelli per analisi dinamiche

Nel caso in cui la valutazione della sicurezza sismica sia effettuata attraverso analisi dinamiche non lineari (Metodo A - §2.6.2; Metodo B - §2.6.3) è necessario definire opportunamente il comportamento ciclico.

Per definire il comportamento di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà è necessario determinare la curva di capacità applicando l'azione sismica nei due versi. A parte il caso di elementi sveltanti, liberi di ribaltare fuori dal piano su entrambi i lati, o di sistemi arco-piedritti, i meccanismi locali sono spesso caratterizzati da un comportamento asimmetrico; una facciata (o la sua porzione sommitale) può infatti ribaltare verso l'esterno, ma difficilmente lo farà verso l'interno dell'edificio, per la presenza dei muri di spina e degli orizzontamenti che forniscono vincoli monolateri. Il meccanismo di collasso risulta quindi diverso nei due versi.

Per quanto riguarda il comportamento ciclico, il semplice ribaltamento di blocchi rigidi da luogo ad un comportamento elastico non lineare, ovvero scaricando il sistema ritorna nella configurazione iniziale senza spostamenti residui e percorrendo la stessa curva; in presenza di elementi di collegamento elastoplastici (catene metalliche) o ammorsamenti con attrito il cinematismo presenta invece una risposta isteretica, eventualmente degradante (a seguito della rottura di qualche elemento).

La risposta dinamica di un blocco rigido oscillante può essere studiata attraverso il noto modello di Housner (1963) e le condizioni di collasso per ribaltamento, per ciascuna storia temporale di accelerazione, possono essere valutate attraverso gli spettri di rocking (Makris e Konstantinidis 2003). La risposta dinamica del blocco, per la sua caratteristica rigida-degradante, risulta dinamicamente molto instabile; la dissipazione infatti è dovuta solo agli urti, in corrispondenza del ritorno alla configurazione iniziale, e la risposta è molto sensibile al singolo impulso contenuto nell'accelerogramma. Più aderenti alla risposta sperimentale (De Canio et al. 2012) sono i risultati forniti da un oscillatore elastico non lineare, caratterizzato da una risposta softening valutata attraverso l'analisi cinematica non lineare e dotato di smorzamento viscoso equivalente, il cui valore può essere messo in relazione al coefficiente di restituzione del modello di Housner (in genere i valori sono compresi tra il 4% e l'8%).

Anche se la formulazione può risultare piuttosto complessa, invece di fare ricorso all'oscillatore equivalente è possibile scrivere le equazioni di equilibrio dinamico del cinematismo costituito da più blocchi (Clemente 1998); ciò consente di eseguire la valutazione della sicurezza attraverso il Metodo A (§2.6.2). In questo caso non è ovviamente necessario definire la curva di capacità del sistema.

### 3.2.2.4 Domanda di spostamento spettrale

Nel caso in cui la valutazione della sicurezza sismica sia eseguita mediante lo spettro di capacità (Metodo C - §2.6.4) è necessario determinare la domanda di spostamento sulla curva di capacità con il metodo dello spettro sovrasmorzato (§2.6.4.2). L'intersezione della curva di capacità con lo spettro di risposta in formato ADRS fornisce lo spostamento  $d_I$ ; la determinazione di tale spostamento può richiedere un processo iterativo in quanto lo spettro è quello corrispondente al valore dello smorzamento del meccanismo di blocchi rigidi  $\xi_m$  compatibile con lo spostamento stesso. Si definisce  $T_I$  il periodo equivalente corrispondente allo spostamento  $d_I$ :

$$T_I = 2\pi \sqrt{\frac{d_I}{a(T_I)}} \quad (3.21)$$

Siccome la procedura di verifica non utilizza spettri di risposta di progetto, che presentano spostamenti spettrali crescenti al crescere del periodo, ma gli spettri delle storie temporali reali selezionate, domande di spostamento maggiori sono possibili in corrispondenza di periodi equivalenti più bassi. Lo spostamento massimo del sistema equivalente ad un grado di libertà è quindi dato da (Lagomarsino, 2013):

$$\delta = \max[S_{dm}(T, \xi_m(T))] \quad T_0 \leq T \leq T_I \quad (3.22)$$

dove:  $S_{dm}$  è lo spettro di risposta in spostamento dell'input sismico da considerare per la verifica del meccanismo locale.

Il metodo richiede quindi la definizione di una legge di smorzamento viscoso equivalente al crescere dello spostamento (o del periodo secante) e la procedura risulta iterativa. In genere è possibile assumere uno smorzamento viscoso equivalente costante, ovvero non dipendente da  $\delta$ ; in questo caso la determinazione della massima domanda di spostamento è immediata, anche in forma grafica.

### 3.2.2.5 Valutazione della domanda sismica a diverse quote dell'edificio

La sicurezza sismica nei riguardi di meccanismi locali deve considerare un corretto input sismico; il moto alla base dell'edificio è infatti filtrato dalla risposta della costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale i blocchi sono collegati al resto della struttura (forma modale).

Nel caso in cui siano adottati metodi basati sull'uso dell'analisi dinamica incrementale (Metodo A - §2.6.2; Metodo B - §2.6.3) è necessario disporre di un modello globale della costruzione tramite il quale valutare, attraverso un'analisi dinamica al passo, l'accelerogramma alla quota di imposta del meccanismo (per tale valutazione si può in genere assumere per la costruzione un modello elastico, eventualmente definito da proprietà meccaniche ridotte per tenere conto della fessurazione). Le storie temporali selezionate per l'IDA vengono quindi trasformate in opportune storie temporali di piano, da utilizzare nelle suddette procedure, con i modelli descritti al §3.2.2.3.

Nel caso in cui la valutazione della sicurezza sismica sia eseguita mediante lo spettro di capacità (Metodo C - §2.6.4) è necessario determinare la spettro di accelerazione-

spostamento di piano. Questo può essere ottenuto attraverso una formulazione semplificata a partire dai valori dello spettro di risposta della storia temporale alla base dell'edificio calcolati in corrispondenza dei periodi propri della costruzione (Lagomarsino, 2014). Siccome la formulazione è semplificata, lo spettro di risposta in spostamento da usare per la verifica del meccanismo  $S_{dm}$  è dato, per ciascun valore del periodo  $T$ , dal maggiore tra lo spettro di spostamento al suolo  $S_d$  e la stima ottenuta dalla sommatoria dei contributi forniti dagli  $r$  modi della costruzione ritenuti significativi per la risposta del meccanismo locale:

$$S_{dm}(T) = \max \left[ S_d(T) \ ; \ \sum_{k=1}^r S_{dm,k}(T) \right] \quad (3.23)$$

Nella scelta dei modi da considerare occorre tenere presenti le possibili amplificazioni del moto ai piani alti della costruzione, dovute alla vicinanza delle frequenze proprie di questa con il contenuto in frequenza dell'accelerogramma sismico al suolo, oltre che all'interazione tra il moto filtrato e le caratteristiche dinamiche del meccanismo (resistenza e capacità di spostamento).

Il contributo allo spettro di risposta in spostamento fornito dal  $k$ -esimo modo è fornito dalla seguente espressione:

$$S_{dm,k}(T) = \begin{cases} S_d(T_k) |\psi_k(z)| \gamma_k \frac{\left(\frac{T}{T_k}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T}{T_k}\right)^2 + \frac{0.05}{[\eta(\xi)\eta(\xi_m)]^2} \frac{T}{T_k}}} & T \leq T_k \\ S_d(T_k) |\psi_k(z)| \gamma_k \eta(\xi) \eta(\xi_m) \frac{\left(\frac{T}{T_k}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T}{T_k}\right)^2 + 0.05 \frac{T}{T_k}}} & T_k < T \leq 1.9T_k \\ 3.8 S_d(T_k) |\psi_k(z)| \gamma_k \eta(\xi) \eta(\xi_m) & T \geq 1.9T_k \end{cases} \quad (3.24)$$

dove:

$T$  è il periodo per il quale si calcola l'ordinata spettrale;

$S_d(T_k)$  è il valore dello spettro di spostamento dell'accelerogramma al suolo, con smorzamento al 5%, calcolato per il periodo proprio della costruzione  $T_k$ ;

$\gamma_k$  è il  $k$ -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$  è la  $k$ -esima forma modale, normalizzata ad 1 in sommità all'edificio;

$z$  è la quota della sottostruttura interessata dal meccanismo in esame;

$\xi$  è lo smorzamento della costruzione;

$\xi_m$  è lo smorzamento della sottostruttura in esame;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta(\xi) = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (3.25)$$

La formulazione proposta fornisce ottimi risultati nel caso in cui lo spettro di risposta dell'accelerogramma al suolo sia molto regolare (simile a quelli di norma). Nel caso di storie temporali registrate lo spettro è spesso molto irregolare nell'intorno del periodo  $T_k$ ; considerate le incertezze insite nella stima del periodo della struttura è opportuno utilizzare nella (3.22) al posto del valore  $S_d(T_k)$  un valore medio dello spettro, valutato in un opportuno intorno del periodo  $T_k$  (definito sulla base delle suddette incertezze e della variabilità dello spettro).

Nel caso della verifica di meccanismi locali in edifici residenziali multipiano è in genere sufficiente riferirsi solo al primo modo di vibrazione della costruzione. Il coefficiente di partecipazione modale può essere approssimato dalla relazione:

$$\gamma_1 = \frac{3n}{2n+1} \quad (3.26)$$

dove  $n$  è il numero di piani. Per la prima forma spettrale può essere assunta una legge di potenza:

$$\psi(z) = \left( \frac{z}{H} \right)^\kappa \quad (3.27)$$

dove:  $H$  è l'altezza dell'edificio,  $\kappa$  è un opportuno coefficiente ( $\kappa=1$  nel caso di forma modale lineare).

### 3.2.2.6 Problematiche di modellazione

L'attendibilità della valutazione nei riguardi dei meccanismi locali è in primo luogo legata alla corretta scelta del cinematismo di collasso; l'individuazione presuppone un'adeguata conoscenza dei dettagli costruttivi, la stima dell'efficienza degli elementi di collegamento e la corretta interpretazione del quadro fessurativo (specie se di origine sismica).

La schematizzazione della risposta fuori dal piano attraverso blocchi rigidi presuppone che la qualità muraria sia molto buona. Una parete di scadenti caratteristiche meccaniche tenderà a disgregarsi prima di articolarsi in blocchi rigidi; anche in presenza di buoni paramenti murari, se questi non sono efficacemente connessi tra loro trasversalmente, la stabilità fuori dal piano risulta ridotta. Questa riduzione dell'efficienza meccanica dei blocchi può essere considerata arretrando la cerniera intorno alla quale si verifica la rotazione del blocco (ciò corrisponde a considerare una parzializzazione limite – plasticizzazione per compressione – invece di confidare nella rotazione sullo spigolo). Trascurare questi aspetti porta a valutazioni non a favore di sicurezza.

Un altro aspetto rilevante è la stima del contributo fornito dagli ammorsamenti murari. Trascurarlo conduce, in molti casi, a stime eccessivamente a favore di sicurezza. Se l'ammorsamento in un cantonale o un martello (connessione tra facciata e muro di spina) può essere considerato pienamente efficiente, una parte del muro trasversale viene coinvolto nel meccanismo fuori dal piano; l'inclinazione della lesione che definisce questa porzione è legata alla tessitura della muratura (ingranamento tra i conci). Quando l'ingranamento nel cantonale non è particolarmente efficace ma neppure trascurabile è possibile introdurre una forza d'attrito sulle superfici di ingranamento nei conci del cantonale, valutando la tensione verticale di compressione (crescente verso il basso); tale contributo permane fino ai valori di spostamento per i quali l'ingranamento viene meno.



Nei meccanismi flessionali si verificano rotazioni intorno ad un asse verticale che richiamano una resistenza ad attrito quantificabile attraverso un momento torcente, il cui lavoro può essere messo in conto a numeratore nella (3.14).

Nel caso di solai appoggiati sulla parete (o porzione di parete) soggetta al ribaltamento, se questi non sono collegati alle due estremità in modo tale da rappresentare un vincolo, è necessario considerare l'azione stabilizzante fornita dalla sola quota parte di carico che scarica sul muro e quella sismica dovuta all'intera massa sul solaio (in alcuni casi è possibile confidare su un contributo stabilizzante dovuto all'attrito sull'appoggio all'altra estremità).

### 3.3 Quantificazione degli stati limite

La valutazione delle prestazioni di una costruzione in muratura è eseguita distintamente nei riguardi del comportamento globale e della risposta locale, sia perché i metodi di analisi non interagiscono sia perché risulta complesso attribuire un peso al raggiungimento di stati limite che possono interessare porzioni locali di estensione molto limitata ma, al tempo stesso, in alcuni casi assolutamente rilevanti.

In questo modo il risultato delle verifiche consente una più consapevole stima del rischio, con la finalità di pianificare strategie di mitigazione ed indirizzare gli eventuali interventi di consolidamento sismico.

#### 3.3.1 Risposta globale

Le indicazioni generali relative alla quantificazione degli stati limite (§2.5) fanno riferimento allo stato di danneggiamento degli elementi componenti l'edificio. Per gli edifici in muratura tali elementi (maschi e fasce di piano) sono definiti a-priori, nel caso di modellazione a telaio equivalente, o possono essere identificati a-posteriori, quando si adotti una modellazione non lineare al continuo (elementi finiti) o tramite macroelementi (pannelli). Le indicazioni che seguono, basate sui livelli di deformazione raggiunti negli elementi dell'edificio, possono quindi essere applicate a prescindere dall'approccio di modellazione adottato.

Gli edifici in muratura sono caratterizzati da una configurazione in molti casi irregolare e complessa; per tale ragione non è possibile affidarsi ad un semplice controllo del rapporto tra domanda e capacità a livello degli elementi strutturali in quanto: a) per lo SLD, il raggiungimento di un definito livello di deformazione in un elemento potrebbe avvenire quando gli altri elementi sono molto lontani da questa condizione; b) per lo SLC è difficile fare riferimento a meccanismi di collasso predefiniti, nel caso di pareti caratterizzate da un telaio equivalente dalla configurazione complessa.

Gli stati limite sono quindi definiti sulla curva di capacità attraverso un approccio multi-scala che considera: a) il superamento di un prefissato livello di *drift* in un certo numero di singoli elementi (maschi e fasce); b) il *drift* di interpiano nelle singole pareti o il raggiungimento di predefiniti livelli di deformazione negli orizzontamenti (se considerati flessibili); c) la risposta a livello globale sulla curva di capacità (frazioni della resistenza massima dell'oscillatore equivalente).

Nel seguito sono precisati i criteri relativi ai tre stati limite considerati nella valutazione di un edificio esistente in muratura. In particolare, nel caso in cui si usi il Metodo C sono fornite le indicazioni per valutare la capacità di spostamento  $\delta_{SL}$  relativa a ciascun stato limite, da usare nelle (2.6) e (2.11).

Il metodo A è in grado di rappresentare la risposta di edifici comunque complessi. Per quanto riguarda invece i metodi che fanno riferimento alla conversione ad oscillatori equivalenti, le modalità di verifica dipendono in maniera significativa dalla regolarità.

Per semplicità di trattazione, le indicazioni specifiche per ciascuno stato limite contenute nei prossimi tre paragrafi si riferiscono al caso di un edificio regolare, con solai dotati di adeguata rigidità e con limitato numero di piani, per il quale si assume che sia possibile eseguire la verifica sismica nelle due direzioni considerando, per ciascuna di queste, solo il primo modo ed una componente dell'eccitazione sismica. In Appendice A.6 è descritta la procedura da adottare per considerare, su ciascun modo, entrambe le componenti dell'input sismico, quando il rapporto tra i coefficienti di partecipazione nella direzione di verifica e ortogonale ad essa è inferiore a 10 (§A.7.1), e per eseguire un'analisi statica non lineare multi-modale, quando la percentuale di massa partecipante sul primo modo è inferiore al 75% (§A.7.2).

### 3.3.1.1 Stato Limite di Danno (SLD)

L'approccio multi-scala per la definizione della variabile di stato limite  $Y_{SLD}$  nel caso di edifici in muratura si applica in modo differente a seconda del metodo di verifica adottato.

Nel caso in cui si esegua un'analisi dinamica non lineare sul modello completo dell'edificio (Metodo A), la (2.5) si modifica nel seguente modo:

$$Y_{SLD} = \max(Y_{SLD,S}; Y_{SLD,M}; Y_{SLD,G}) \quad (3.28)$$

dove:  $Y_{SLD,S}$  è la variabile di stato limite definita a livello di elemento strutturale, sulla base delle due cumulate del danno nei maschi e nelle fasce, nel seguito definite;  $Y_{SLD,M}$  è il valore massimo del rapporto  $D/C$  in termini di *drift* in uno dei macroelementi (pareti o solai) di cui è composto l'edificio (tale controllo può essere considerato significativo anche per il danno agli elementi non strutturali);  $Y_{SLD,G}$  è il rapporto tra il massimo spostamento di un grado di libertà di controllo sulla storia temporale della risposta dinamica e lo spostamento corrispondente al raggiungimento della resistenza massima sulla curva pushover, definita usando lo stesso grado di libertà (si assume il massimo di tale rapporto, verificando la risposta in entrambi i versi della direzione considerata).

La cumulata del danno nelle fasce  $\Sigma_{SLD,F}$  è definita come percentuale di fasce nell'edificio che raggiungono il livello di danno 4:

$$\Sigma_{SLD,F} = \frac{1}{N_F} \sum_F H \left( \frac{D_j}{C_j} - 1 \right) \quad (3.29)$$

dove la sommatoria è estesa a tutte le  $N_F$  fasce dell'edificio e  $H$  è la funzione a gradino di Heaviside, che vale 0 fino a quando la domanda  $D_j$  nella  $j$ -esima fascia, in termini di drift, non raggiunge la capacità  $C_j = \theta_4$ .

La cumulata del danno nei maschi  $\Sigma_{SLD,M}$  è definita come percentuale, pesata sulle relative aree resistenti  $A_j$ , dei maschi nell'edificio che raggiungono il livello di danno 3:

$$\Sigma_{SLD,M} = \frac{\sum_M A_j H \left( \frac{D_j}{C_j} - 1 \right)}{\sum_M A_j} \quad (3.30)$$

dove la sommatoria è estesa a tutti gli  $N_M$  maschi dell'edificio.

La variabile di stato limite a livello di elemento strutturale è così definita:

$$Y_{SLD,S} = \frac{1}{\tau_{SLD}} \max \left( \sum_{SLD,F}, \sum_{SLD,M} \right) \quad (3.31)$$

dove  $\tau_{SLD}$  è una soglia, definita dal committente e rappresentante il massimo danno cumulato ammesso per lo SLD (ad esempio il 3%); ciò consente di evitare che lo SLD sia raggiunto quando un solo elemento (maschio o fascia) raggiunge la soglia fissata. Il controllo a livello del macroelemento parete si esegue considerando il *drift* di interpiano  $\theta_{p,l}$ , ( $p = 1, \dots, N_p$  – numero di pareti;  $l = 1, \dots, N_l$  – numero di livelli) ed individuando il massimo valore:

$$\theta_p = \max |\theta_{p,l}| \quad (3.32)$$

Coerentemente con la definizione del *drift* di elemento (equazione 3.11 nel §3.2.1.1), in presenza di fasce deformabili il *drift* di interpiano deve essere valutato depurandolo del contributo dovuto alla rotazione media dei nodi.

La variabile di stato limite associata ai macroelementi  $Y_{SLD,M}$  è definita assumendo una soglia limite dei *drift* di interpiano nelle pareti  $\theta_{SLD,M}$  (§3.4.4) e tenendo eventualmente conto, in modo analogo, delle deformazioni nel piano degli orizzontamenti (§3.4.5) se considerati flessibili:

$$Y_{SLD,M} = \max \left( \frac{\theta_p}{\theta_{SLD,M}}; \max_{solai} \frac{D_i}{C_i} \right) \quad (3.33)$$

Nel caso in cui la verifica venga eseguita facendo ricorso ad un sistema equivalente ad un grado di libertà (Metodi B e C) è possibile definire direttamente sulla curva di capacità lo spostamento  $\delta_{SLD}$ , da utilizzare per definire  $Y_{SLD}$  attraverso la (2.6):

$$\delta_{SLD} = \min (\delta_{SLD,S}; \delta_{SLD,M}; \delta_{SLD,G}) \quad (3.34)$$

dove:  $\delta_{SLD,S}$ ,  $\delta_{SLD,M}$  e  $\delta_{SLD,G}$  sono gli spostamenti sulla curva di capacità per i quali le corrispondenti variabili di stato limite  $Y_{SLD,S}$ ,  $Y_{SLD,M}$  e  $Y_{SLD,G}$  raggiungono il valore unitario.

I valori di drift negli elementi corrispondenti alla capacità allo SLD sono riportati nel §3.4.1, mentre i drift limite dei macroelementi sono nel §3.4.4 e §3.4.5.

### 3.3.1.2 Stato Limite di danno Severo (SLS)

Nel caso di edifici in muratura si adotta una formulazione analoga a quella proposta per gli edifici in cemento armato, che fa riferimento ad una variabile che misura la diffusione del danno nella costruzione. Ciò è posto in diretta relazione con la possibilità di una riparazione del danno.

Per un edificio in muratura non è significativo introdurre il danno, ed il relativo costo di riparazione, degli elementi non strutturali, in quanto, diversamente dal cemento armato, questi hanno un'incidenza marginale (essendo sostanzialmente quasi tutte le pareti strutturali). Appare invece opportuno attribuire un diverso peso al danno nei maschi murari verticali e nelle fasce orizzontali, queste ultime decisamente meno significative e più facilmente riparabili (non essendo le fasce fondamentali per portare i carichi verticali). Inoltre, nel caso dei maschi, è necessario attribuire un peso commisurato alla corrispondente area resistente. L'equazione (2.7) si specializza pertanto al caso degli edifici in muratura come segue:

$$Y_{SLS} = \frac{1}{\tau_{SLS}} \begin{cases} \alpha_M \sum_{i=1}^{n_M} w_i c \left( \frac{D_i}{C_{i,SLS}} \right) + (1 - \alpha_M) \sum_{j=1}^{n_F} w_j c \left( \frac{D_j}{C_{j,SLS}} \right) \\ 1 \text{ se } Y_{SLC} \geq 1 \end{cases} \quad (3.35)$$

nella quale:

- Il coefficiente  $\alpha_M$  esprime il peso dei maschi murari sul valore economico complessivo degli elementi strutturali dell'edificio.
- Le sommatorie si estendono agli  $n_M$  maschi murari verticali e alle  $n_F$  fasce murarie orizzontali.
- La funzione *costo convenzionale di riparazione*  $c(D_i/C_i)$  è definita analogamente al caso degli edifici in cemento armato; i valori di  $C_j$  per i maschi e le fasce sono indicati al §3.4.2.
- I pesi  $w_i$  associati al costo di riparazione dei maschi sono pari a  $A_i/\sum_k A_k$  dove  $A_i$  è l'area resistente del i-esimo maschio murario;
- I pesi associati  $w_j$  associati al costo di riparazione delle fasce sono uguali e pari a  $1/N_F$ .
- $Y_{SLC}$  è la variabile che controlla il raggiungimento dello stato limite di prevenzione del collasso, definita al §2.5.3 e nel successivo §3.3.1.3 (questo controllo, che assume che lo SLS non possa mai essere successivo allo SLC, è necessario in quanto nel caso di particolari meccanismi di collasso, ad esempio di piano debole, il danneggiamento non si diffonde in modo significativo nell'edificio e la funzione di costo (3.32) non cresce oltre un certo valore).

Nel seguito, la somma pesata che compare nell'equazione (3.34), e cioè il numeratore dell'indicatore  $Y_{SLS}$ , è anche indicato come  $C_G$ , costo globale convenzionale della riparazione.

Nel caso dei Metodi B e C lo spostamento  $\delta_{SLS}$  è definito in corrispondenza del raggiungimento della condizione  $Y_{SLS}=1$ .

### 3.3.1.3 Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Analogamente a quanto previsto per lo SLD, l'approccio multi-scala per la definizione della variabile di stato limite  $Y_{SLC}$  si applica in modo differente a seconda del metodo di verifica adottato.

Nel caso in cui si esegua un'analisi dinamica non lineare sul modello completo dell'edificio (Metodo A):

$$Y_{SLC} = \max(Y_{SLC,S}; Y_{SLC,M}; Y_{SLC,G}) \quad (3.36)$$

dove:

$$Y_{SLC,S} = \frac{1}{\tau_{SLC}} \sum_{SLC,M} \quad (3.37)$$

avendo definito  $\sum_{SLC,M}$  attraverso una formula analoga alla (3.29) nella quale come capacità dei maschi si assume il raggiungimento del livello di danno 5;  $\tau_{SLC}$  è una so-

glia definita dal committente e rappresentante il massimo danno cumulato ammesso per lo SLC (ad esempio il 3%)<sup>14</sup>.

La variabile di stato limite associata ai macroelementi  $Y_{SLC,M}$  è definita analogamente al caso dello SLD, assumendo una diversa soglia limite dei *drift* di interpiano nelle pareti (§3.4.4) e delle deformazioni nel piano degli orizzontamenti (§3.4.5):

$$Y_{SLC,M} = \max\left(\frac{\theta_p}{\theta_{SLC,M}}; \max_{solai} \frac{D_i}{C_i}\right) \quad (3.38)$$

La variabile di stato limite associata alla risposta globale dell'edificio  $Y_{SLC,G}$  è il rapporto tra il massimo spostamento di un grado di libertà di controllo sulla storia temporale della risposta dinamica e lo spostamento corrispondente ad un degrado percentuale del taglio di base globale nell'edificio pari al 40% (resistenza degradata al 60% del taglio massimo).

Nel caso in cui la verifica venga eseguita facendo ricorso ad un sistema equivalente ad un grado di libertà (Metodi B e C) è necessario definire direttamente sulla curva di capacità lo spostamento  $\delta_{SLC}$ :

$$\delta_{SLC} = \min(\delta_{SLC,S}; \delta_{SLC,M}; \delta_{SLC,G}) \quad (3.39)$$

dove:  $\delta_{SLC,S}$ ,  $\delta_{SLC,M}$  e  $\delta_{SLC,G}$  sono gli spostamenti sulla curva di capacità per i quali le corrispondenti variabili di stato limite  $Y_{SLC,S}$ ,  $Y_{SLC,M}$  e  $Y_{SLC,G}$  raggiungono il valore 1.

I valori di drift negli elementi corrispondenti alla capacità allo SLC sono riportati nel §3.4.3, mentre i drift limite dei macroelementi sono nel §3.4.4 e §3.4.5.

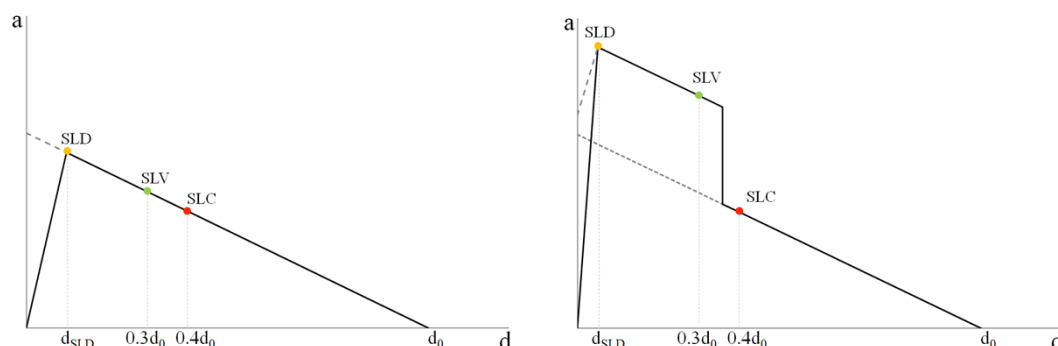
### 3.3.2 Meccanismi locali

La verifica nei riguardi dei diversi stati limite viene eseguita con riferimento ai meccanismi di collasso ritenuti possibili, in relazione alle caratteristiche geometriche e costruttive dell'edificio. Ciascun meccanismo viene modellato distintamente e conduce ad un esito. Nel caso in cui vengano analizzati per uno stesso macroelemento diversi possibili meccanismi locali, l'esito della valutazione farà riferimento a quello che risulterà più vulnerabile (in generale non identificabile a priori). In presenza di meccanismi alternativi, associati ad assunzioni sulle caratteristiche costruttive o meccaniche per le quali la conoscenza è incompleta, si farà riferimento alla tecnica dell'albero logico.

La modellazione della risposta fuori dal piano della porzione di edificio interessata dal meccanismo locale, costituito da un cinematismo di blocchi rigidi, porta alla definizione di una curva di capacità rappresentativa della risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà, ottenuta attraverso l'applicazione del teorema cinematico dell'analisi limite. La curva di capacità di un meccanismo, secondo quanto indicato al §3.2.2.2, si compone di due tratti: 1) un primo ramo elastico, direttamente legato ad

<sup>14</sup> L'equazione (3.35) ha una struttura analoga a quella dell'equazione generale (2.10), con l'indicatore di stato limite  $Y_{SLC,G}$  che corrisponde concettualmente al controllo sulla pendenza della curva IDA globale (il degrado del 40% sulla curva di capacità corrisponde a una condizione precedente al plateau della curva IDA, così come nell'equazione (2.10) si identifica lo SLC con l'abbattimento della tangente alla curva IDA a una frazione  $\Delta$  della tangente iniziale), e con gli indicatori relativi ai singoli elementi,  $Y_{SLC,S}$  e ai macro-elementi (pareti, solai),  $Y_{SLC,M}$ , che corrispondono al controllo di modi di collasso locali che non si riflettono in maniera evidente sulla risposta globale (ad esempio a causa di limitazione nella modellazione). L'equazione (3.36) rappresenta un modo di effettuare il controllo di eventuali collassi locali in maniera più accurata del semplice approccio seriale indifferenziato rispetto all'importanza degli elementi.

un periodo elastico equivalente nella risposta del meccanismo locale in esame; 2) una curva, spesso lineare a tratti, ottenuta dall'analisi cinematica non lineare. La Fig. 3-5 mostra due tipiche curve di capacità per un meccanismo di ribaltamento di una parete fuori dal piano.



**Fig. 3-5. Spostamenti sulla curva di capacità dei meccanismi locali corrispondenti al raggiungimento dei diversi stati limite: cinematismo senza elementi resistenti elasto-plastici (sinistra); cinematismo con elementi resistenti elasto-plastici – catene (destra).**

I valori di spostamento corrispondenti al raggiungimento dei diversi stati limite vengono definiti direttamente su tale curva (Lagomarsino, 2013), in quanto eventuali controlli sugli elementi che compongono il cinematismo sono già considerati nella valutazione della stessa (rottura di catene, sfilamento di travi, scorrimento tra blocchi, rottura a compressione per schiacciamento, ecc.).

Valutata la domanda di spostamento  $\delta$ , attraverso i metodi descritti nel §3.2.2, la variabile che definisce la condizione rispetto al raggiungimento del generico stato limite è definita attraverso la relazione:

$$Y_{SL} = \frac{\delta}{\delta_{SL}} \quad (3.40)$$

Nel seguito vengono precisate le capacità di spostamento  $\delta_{SL}$  relative ai diversi stati limite.

### 3.3.2.1 Stato Limite di Danno (SLD)

Lo SLD nei riguardi della risposta fuori dal piano corrisponde all'attivazione del meccanismo, ovvero alla rotazione o scorrimento relativo tra i blocchi in corrispondenza dei vincoli cinematici tra gli stessi, al di là della limitata deformazione elastica (se considerata). Nella costruzione ciò corrisponde in genere alla formazione di lesioni di modesta entità, senza che avvengano apprezzabili deformazioni residue; nel caso di elementi svettanti, l'attivazione dell'oscillazione (rocking) può produrre conseguenze neppure apprezzabili al termine della scossa sismica.

Per tale ragione il raggiungimento dello SLD nei meccanismi locali può essere nella maggior parte dei casi considerato fisiologico per una costruzione in muratura, nel senso che pretendere di prevenirlo potrebbe richiedere l'adozione di interventi di rinforzo invasivi e non giustificati.

Quando la deformazione elastica iniziale è considerata, il punto di intersezione tra il tratto elastico e la curva ottenuta dall'analisi cinematica definisce lo spostamento allo stato limite di danno  $\delta_{SLD}$  (Figura 3.4a). In presenza di elementi di collegamento, quali catene, la stima del periodo elastico iniziale è ambigua; lo spostamento  $\delta_{SLD}$  può esse-

re valutato in corrispondenza del raggiungimento della massima resistenza al ribaltamento (Figura 3.4b).

### 3.3.2.2 Stato Limite di danno Severo (SLS)

La risposta fuori dal piano comporta in genere stati fessurativi limitati ed un danno residuo, al termine della scossa sismica, non particolarmente significativo. Solo quando ci si avvicina alle condizioni limite di collasso, come definite nel successivo §3.3.2.3, i fenomeni di disgregazione diventano apprezzabili e tali da configurarsi come rappresentativi di un danno severo.

Per tale ragione, la condizione limite di SLS si verifica poco prima di quella a SLC:

$$\delta_{SLS} = 0.3d_0 \geq \delta_{SLD} \quad (3.41)$$

dove  $d_0$  è lo spostamento per il quale la curva di capacità si annulla.

La limitazione inferiore è rappresentativa di cinematismi caratterizzati da limitate capacità di spostamento; in questi casi il sistema è stabile nel ramo elastico ed il raggiungimento dello SLD coincide con lo SLS.

### 3.3.2.3 Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

La risposta dinamica di cinematismi di blocchi rigidi è caratterizzata da forti instabilità, nel senso che, fissata la storia temporale di input, un piccolo incremento dei valori di accelerazione può portare ad un grande aumento della domanda di spostamento fino al collasso; il cinematismo potrebbe peraltro sopportare l'applicazione dello stesso accelerogramma, ulteriormente incrementato nell'ampiezza.

Per tali ragioni, al fine di definire valori di spostamento compatibili con lo SLC è necessario fare riferimento a condizioni sufficientemente lontane da questi fenomeni. A seguito dell'esecuzione di numerose analisi dinamiche non lineari (Lagomarsino 2014), considerando cinematismi ed accelerogrammi diversi, si è potuto constatare che le instabilità dinamiche non si verificano, se non in un numero limitatissimo di casi, fino a quando la domanda di spostamento non raggiunge il valore:

$$\delta_{SLC} = 0.4d_0 \geq \delta_{SLS} \quad (3.42)$$

La figura 3.4 mostra, a titolo esemplificativo, gli spostamenti corrispondenti ai diversi stati limite per due diverse situazioni ricorrenti.

Nel caso in cui la valutazione sia eseguita con analisi dinamiche incrementali (Metodo A - §2.6.2; Metodo B - §2.6.3) lo SLC può essere direttamente stimato in corrispondenza dell'azione sismica per la quale non si ottiene la convergenza (collasso). In via cautelativa si può considerare che lo SLC sia raggiunto quando la pendenza della curva IDA si è ridotta ad una frazione trascurabile (ad esempio 10%) della pendenza iniziale.

## 3.4 Capacità degli elementi strutturali e dei macroelementi

Nei paragrafi successivi sono fornite indicazioni sulle capacità di deformazione da adottare per i diversi stati limite, per i singoli elementi strutturali e per i macroelementi. Si nota come lo stato dell'arte non consenta ancora di fornire indicazioni attendibili sull'incertezza associata ai valori indicati e che pertanto tali soglie non sono caratterizzate come variabili aleatorie (cfr. §4.4).

### 3.4.1 Capacità degli elementi strutturali per lo SLD

I valori della capacità per lo SLD dei maschi e delle fasce, da utilizzare per il calcolo delle cumulate di danno (3.26) e (3.27), sono indicati nelle Tabelle 3.2 e 3.3. Essi fanno riferimento al livello di danno grave per i maschi ( $C_j=\theta_3$ ) e molto grave per le fasce ( $C_j=\theta_4$ ). I valori di *drift* sono ovviamente differenziati in funzione del meccanismo di rottura e nel caso di meccanismi misti il drift viene calcolato con la (3.10). La scelta di considerare livelli di danno grave o molto grave alla scala dell'elemento, per la definizione di un danno limitato (SLD) alla scala globale, è giustificata dal considerare accettabili tali concentrazioni di danno in pochi elementi.

### 3.4.2 Capacità degli elementi strutturali per lo SLS

Per i maschi si considera un livello di danno precedente a quello grave ( $C_j=0.5\theta_3$ ), in quanto corrisponde ad una situazione nella quale l'elemento non solo è ancora in grado di portare i carichi verticali ma può essere convenientemente riparato. Per le fasce si considera invece il livello di danno molto grave ( $C_j=\theta_4$ ), in quanto il danno di una fascia non ha conseguenze gravi sulla stabilità della parete e l'elemento può essere efficacemente ricostruito e ammorsato alla parete muraria; tuttavia, nel caso di fasce sorrette da un architrave ad arco in muratura, si può considerare anche per le fasce il livello di danno grave ( $C_j=\theta_3$ ), data la fragilità del meccanismo di rottura.

### 3.4.3 Capacità degli elementi strutturali per lo SLC

Nel caso dello stato limite di prevenzione del collasso sono controllate solo le capacità dei maschi murari, in quanto il crollo di una fascia non risulta significativo nell'ambito di una valutazione sulla crisi globale della costruzione.

Lo SLC nella costruzione si considera raggiunto quando anche un solo maschio murario risulta crollato ( $C_j=\theta_3$ ), in quanto non è più in grado di portare i carichi verticali e ciò comporta instabilità che possono propagarsi ad ampie zone dell'edificio.

I valori da considerare sono indicati nelle Tabelle 3.2 e 3.3.

### 3.4.4 Capacità di deformazione del macroelemento parete

Nel caso della verifica a SLD è necessario verificare che il *drift* di interpiano non superi il valore  $\theta_{SLD,M}=0.2\%$ .

Nel caso della verifica a SLC è necessario verificare che il *drift* di interpiano non superi il valore  $\theta_{SLC,M}=0.6\%$ .

### 3.4.5 Capacità di deformazione del macroelemento solaio

In presenza di solai flessibili o di volte, se la deformabilità di questi è modellata attraverso elementi elastici, è opportuno considerare per lo SLD valori limite di riferimento della deformazione angolare nel piano orizzontale. Questi dovranno essere basati su dati di letteratura o ricavati da sperimentazione in laboratorio o numerica di dettaglio. Valori differenti si riscontrano tra le diverse tipologie di solaio e in presenza di volte, in relazione alla loro forma (a botte, a padiglione, a crociera, a vela), sesto e snellezza (rapporto luce/spessore). Valori di riferimento per alcune tipologie sono ad esempio proposti in ASCE/SEI 41/06.



## 4 Edifici in cemento armato

### 4.1 Conoscenza della struttura

#### 4.1.1 Elementi di conoscenza

Come già indicato in §2.3.1, gli elementi di conoscenza necessari alla valutazione riguardano:

- Geometria dell'organismo strutturale
- Dettagli costruttivi
- Proprietà meccaniche dei materiali

Tali elementi di conoscenza sono ottenuti dalle seguenti fonti:

- Analisi storico-critica.
- Documenti del progetto originale e di eventuali interventi successivi (disegni di carpenteria e armatura, certificati di collaudo).
- Rilievo geometrico-strutturale.
- Indagini sperimentali e saggi.

Il primo elemento da acquisire è la geometria dell'organismo strutturale. In assenza di una documentazione progettuale sufficiente allo scopo, è necessario preliminarmente effettuare un rilievo strutturale completo.

Il passo successivo è l'esecuzione dell'analisi preliminare per le finalità e con le modalità indicate in §4.1.2. A valle di tale analisi viene redatto il piano delle indagini sperimentali e dei saggi da eseguire secondo le modalità indicate in §4.1.3, miranti: a) a verificare l'aderenza del costruito alla documentazione progettuale, ove disponibile, o a fornire dati sufficienti per eseguire una progettazione simulata delle armature secondo la norma vigente all'epoca della costruzione; b) a caratterizzare le proprietà dei materiali componenti.

#### 4.1.2 Analisi preliminare

L'analisi preliminare ha lo scopo di determinare in via approssimativa lo stato della struttura e le sue eventuali zone critiche, al fine di indirizzare le indagini, compatibilmente con le esigenze d'uso della struttura, nella zona dove esse hanno maggiore rilevanza sul giudizio finale.

È noto che l'analisi modale con spettro di risposta elastico su un modello lineare con rigidità "fessurate" fornisce in molti casi con buona approssimazione la domanda di spostamento anche oltre il limite elastico. Un'analisi di questo tipo permette in particolare di:

- Determinare il numero di modi che contribuiscono in maniera significativa alla risposta e quindi il metodo di analisi statica non lineare più appropriato per la verifica.
- Individuare le zone (piani, elementi) critiche (rapporti  $D/C$  elevati), sulla base di capacità di deformazione allo snervamento di prima stima, dove è più importante verificare con maggiore cura particolari costruttivi e materiali. Per i meccanismi duttili la valutazione approssimata del rapporto  $\theta/\theta_y$  è spesso possibile anche in assenza di informazioni sulle armature, risultando la curvatura di snervamento proporzionale alla dimensione della sezione (nota in buona

approssimazione) e alla deformazione  $\varepsilon_y$  dell'acciaio, ma non alla quantità di armatura.

### 4.1.3 Indagini sperimentali

#### 4.1.3.1 Dettagli costruttivi

La conoscenza della disposizione delle armature (piegature, lunghezze di sovrapposizione e ancoraggio, armature nei nodi, etc) all'interno di ogni elemento principale è un dato di rilevante importanza per l'affidabilità dell'esito della valutazione di un edificio in cemento armato.

In caso siano disponibili i disegni esecutivi (o di contabilità) originali, la necessaria verifica di compatibilità richiede la messa a nudo delle strutture di alcuni elementi, con rimozione dell'intonaco e copriferro, su fasce di larghezza sufficiente a esaminare anche le armature trasversali<sup>15</sup>. Il numero di tali fasce, da eseguire a piani diversi, e prevalentemente nelle zone individuate sulla base dell'analisi preliminare, è legato al grado di rispondenza che si riscontra tra progettato ed eseguito.

In caso di disegni esecutivi incompleti o mancanti, il numero delle fasce deve essere tale da poter ricostruire il criterio seguito nel dimensionamento della struttura, criterio da adottare nella progettazione simulata in fase di valutazione.

Infine è necessario che venga indagato almeno un nodo trave-pilastro non confinato. Mediante parziale scalpellatura del copriferro e con l'aiuto di strumenti non distruttivi, devono poter essere individuati i dettagli di ancoraggio delle armature della travi convergenti, la eventuale presenza di staffe nel nodo, nonché il dettaglio della ripresa delle armature verticali al piano superiore.

#### 4.1.3.2 Proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio

La modellazione mediante variabili aleatorie delle resistenze a compressione del calcestruzzo e allo snervamento dell'acciaio può effettuarsi, come indicato in §2.3.2.1, assumendo una distribuzione di probabilità lognormale e stimando i due parametri media e deviazione standard del logaritmo.

Per quanto riguarda la media, questa può essere determinata:

- A partire dalle specifiche di progetto o dai documenti di collaudo, con successivo aggiornamento mediante tecnica di Bayes, se tali informazioni sono disponibili.
- Sulla base della campagna di indagini svolta all'atto della valutazione.

Il numero di prove da effettuare deve essere legato alla cubatura dell'edificio.

Nel secondo caso il numero di prove è in generale maggiore che nel primo caso, e deve essere adeguato a ottenere una stima stabile del parametro. Tale numero può essere raggiunto mediante l'utilizzo di prove non distruttive solo nel caso in cui queste siano state opportunamente calibrate mediante un numero minimo di prove distruttive.

Per quanto riguarda la deviazione standard, essa deve riflettere l'effettiva variabilità della proprietà meccanica nell'ambito della struttura in esame e non può quindi essere stimata in base a dati di letteratura che si riferiscano a un campione di una popolazione di strutture coeve. In assenza di più accurate determinazioni, o come valore *a priori* da aggiornare mediante tecnica di Bayes, si possono utilizzare i valori in Tabella 4.1.

<sup>15</sup> Strumenti relativamente recenti permettono di restituire il tracciato delle armature senza dover rimuovere il copriferro.

Tabella 4.1 Valori consigliati per la deviazione standard del logaritmo delle proprietà meccaniche

Proprietà	Simbolo	$\sigma_{ln}$
Resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo	$f_c$	0.15
Resistenza allo snervamento dell'acciaio	$f_y$	0.10

In margine alle indicazioni precedenti è opportuno aggiungere che, per i valori abituali della resistenza media a compressione del calcestruzzo compresi nel campo da 20 a 30 MPa, i risultati delle verifiche sono debolmente influenzati dal particolare valore utilizzato, e che il contributo della incertezza sulla resistenza del calcestruzzo sulla probabilità di collasso è trascurabile rispetto a quello relativo all'incertezza sui particolari costruttivi. Quanto sopra ha valore fin tanto che la qualità del conglomerato si mantiene al di sopra della soglia inferiore indicata. Nel caso in cui si rilevino valori sperimentali inferiori è richiesta una valutazione accurata della resistenza del calcestruzzo.

Per quanto riguarda l'acciaio valgono, seppure entro limiti più ristretti, le considerazioni fatte riguardo l'influenza della resistenza del calcestruzzo sul risultato della verifica. Variazioni dell'ordine del 10÷15% hanno influenza del tutto marginale. D'altronde, ridurre l'errore standard nella stima della resistenza media dell'acciaio al di sotto di tali valori richiederebbe un numero di prove del tutto irrealistico, stante il doppio fatto che la resistenza è funzione del diametro della barra e che la resistenza caratteristica associata alle diverse classi costituisce un minimo garantito, con variazioni (in aumento) tra le diverse partite che sono dello stesso ordine sopra indicato.

## 4.2 Risposta nel piano e nello spazio

I modelli presentati nel seguito (§4.3.1, §4.3.2 e §4.4) si riferiscono, con la sola eccezione degli elementi di trave-colonna in cui il legame di sezione è descritto mediante una discretizzazione a fibre, al comportamento in un singolo piano di flessione. Mentre questo non rappresenta una limitazione nel caso delle travi, o dei nodi (esterni, quelli interni sono sempre confinati), con l'eccezione di quelli d'angolo, i pilastri sono sempre soggetti a un regime di pressoflessione deviata.

In mancanza di modelli di risposta biassiale, come nel caso dei modelli *con degrado* attualmente disponibili (§4.3.1.4), l'unica possibilità è quella di adottare in approssimazione lo stesso modello nei due piani ortogonali di flessione, trascurando l'interazione.

Nel caso di modelli *senza degrado* nei quali il controllo del superamento delle soglie di deformazione corrispondenti agli stati limite avviene a posteriori, è possibile tenere conto dell'interazione in maniera approssimata attraverso la regola "ellittica":

$$y = \sqrt{\left(\frac{\theta_2}{\theta_{2,SL}}\right)^2 + \left(\frac{\theta_3}{\theta_{3,SL}}\right)^2} \quad (4.1)$$

dove  $\theta_2$  e  $\theta_3$  sono le distorsioni angolari nei piani di flessione individuati dall'asse locale 1 (longitudinale dell'elemento) e, rispettivamente, dall'asse locale 2 e 3, mentre  $\theta_{2,SL}$  e  $\theta_{3,SL}$  sono le corrispondenti soglie (uniassiali) allo stato limite SL. Lo stato limite è raggiunto nell'elemento quando  $y = 1$ .

Tale regola è proposta in (Biskinis e Fardis, 2010a,b) sulla base di una limitata evidenza sperimentale di prove biassiali.

## 4.3 Criteri di modellazione

### 4.3.1 Modellazione di travi e pilastri

#### 4.3.1.1 Modalità di collasso di travi e pilastri in cemento armato

Travi e pilastri sono soggetti a sollecitazioni concomitanti di flessione ( $M$ ), taglio ( $V$ ) e sforzo normale ( $N$ ). L'interazione tra queste sollecitazioni è uno dei fenomeni più rilevanti nella risposta inelastica in prossimità del collasso delle strutture in cemento armato non progettate in accordo ai criteri della gerarchia delle resistenze. La crisi per taglio rappresenta nella maggior parte dei casi la causa determinante del collasso, sia che essa preceda il danneggiamento per meccanismo flessionale, o che intervenga a seguito di una riduzione di resistenza a taglio per deformazione ciclica a flessione.

La riduzione di resistenza a taglio per effetto della risposta inelastica a flessione e la conseguente richiesta di duttilità è un elemento comune ai diversi modelli di resistenza a taglio disponibili nella letteratura tecnica, normalmente nella forma di un fattore riduttivo  $k(\mu)$  lineare con la duttilità  $\mu$  (massima), come indicato in §4.4.5.3.

L'interazione tra flessione e taglio nel determinare la modalità di crisi dell'elemento è illustrata in maniera schematica in Fig. 4-1, nella quale per semplicità ci si riferisce a una risposta monotona. Si distinguono tre casi.

Quando la resistenza a taglio iniziale  $V_{R,0}$  (non ridotta cioè per effetto della risposta flessionale) risulta inferiore alla domanda di taglio in equilibrio con la resistenza flessionale (denominata comunemente “taglio plastico” e valutabile come  $V_y = M_y/L_V$ ) la rottura a taglio avviene in maniera fragile prima dello snervamento flessionale, al valore  $V_{R,0}$  del taglio per una deformazione angolare, drift o rotazione rispetto alla corda,  $\theta_V$  (vedi §4.4.4.2). Il comportamento successivo è degradante fino alla formazione di una fessura passante a taglio e allo scorrimento sulla stessa, condizione nella quale la forza di taglio si riduce a valori trascurabili e l'elemento perde quasi completamente la sua portanza assiale, in corrispondenza di una deformazione angolare  $\theta_a$  (vedi §4.4.4.3).

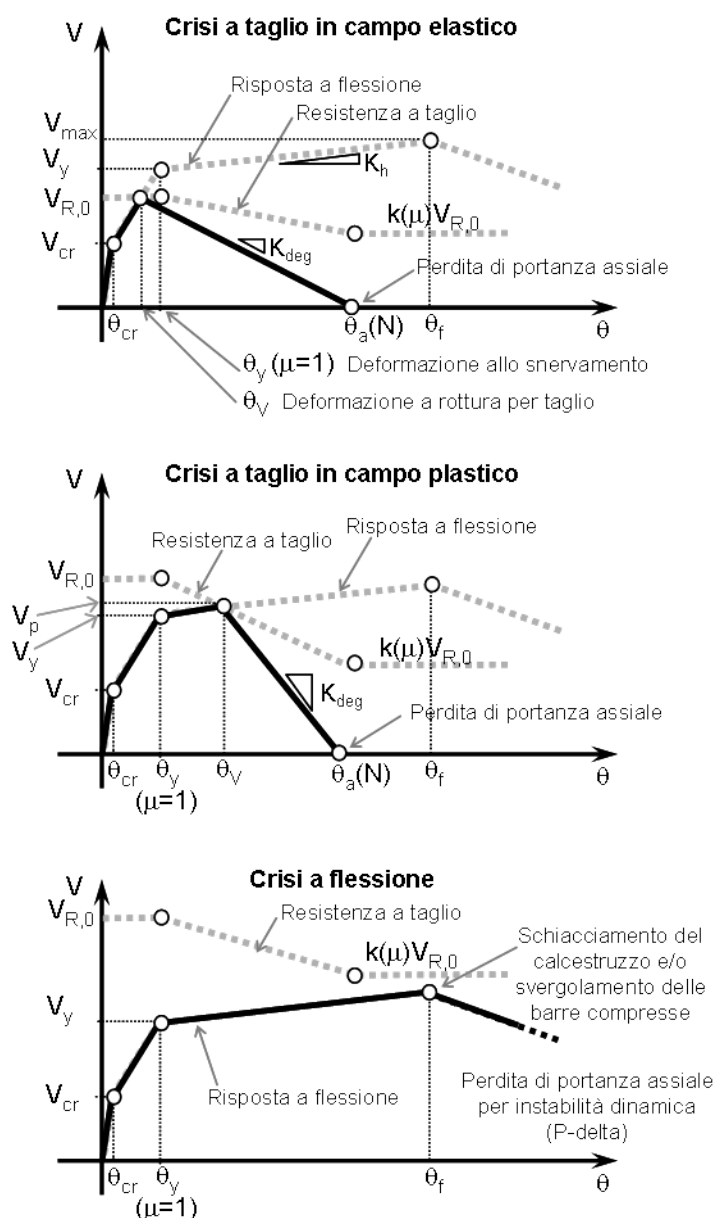


Fig. 4-1 Modalità di collasso di un elemento in cemento armato soggetto a flessione, taglio e sforzo normale.

Quando la resistenza a taglio iniziale  $V_{R,0}$  risulta superiore al taglio plastico l'elemento si snerva a flessione. Se il valore della resistenza a taglio residua  $kV_{R,0}$  è inferiore al taglio massimo  $V_{max}$  (maggiore del taglio plastico a causa dell'incrudimento), la rottura a taglio avviene dopo lo snervamento flessionale per un valore di taglio intermedio tra la resistenza iniziale  $V_{R,0}$  e quella residua, a una deformazione angolare  $\theta_V$ . Il comportamento successivo è nuovamente degradante fino alla formazione di una fessura passante a taglio e alla crisi in corrispondenza di una deformazione angolare  $\theta_a$ .

Se anche il valore residuo della resistenza a taglio  $kV_{R,0}$  risulta maggiore del taglio massimo, l'elemento continua a deformarsi a flessione in campo inelastico fino alla crisi della parte compressa della sezione con lo svergolamento delle barre e/o l'esaurimento della capacità deformativa del calcestruzzo e la sua espulsione. A tali fenomeni corrisponde un degrado della resistenza flessionale in corrispondenza di una

deformazione angolare  $\theta_f$  (vedi §4.4.4.1). La pendenza del ramo post-picco è associata alla deformazione ultima per la quale il taglio si annulla, e dipende dal processo di degrado del calcestruzzo (pendenza post-picco del legame  $\sigma$ - $\epsilon$ ) e dal livello di sforzo assiale a cui soggetto l'elemento in relazione al fenomeno di perdita di rigidità geometrica per grandi deformazioni. Il degrado è brusco nel caso in cui le barre siano soggette a svergolamento.

In generale, nel caso degli edifici esistenti le modalità di collasso più frequenti, in particolare per i pilastri, sono quelle per taglio, in campo elastico (modo 1, in Fig. 4-1) e plastico (modo 2). Nella sezione successiva vengono presentati i modelli per descrivere il comportamento non lineare puramente flessionale degli elementi di trave-colonna. Tali modelli costituiscono la base per modelli più avanzati che descrivano il comportamento a flessione e taglio, presentati nella sezione §4.3.1.4.

#### 4.3.1.2 Modelli di trave-colonna a comportamento prevalente flessionale

I modelli disponibili per la determinazione della risposta non lineare di elementi di trave-colonna nei codici di calcolo più diffusi appartengono alle seguenti categorie:

- Modelli a inelasticità diffusa:
  - Formulazione in “rigidezza”: modelli in cui viene interpolato il campo di spostamenti sulla lunghezza dell'elemento
  - Formulazione in “flessibilità”: modelli in cui viene interpolato il campo di forze sulla lunghezza dell'elemento
  - Formulazioni “miste”: modelli in cui vengono interpolati più campi sulla lunghezza dell'elemento
- Modelli a inelasticità concentrata, anche denominati a “cerniere plastiche”.

I modelli a inelasticità diffusa con formulazione in flessibilità e mista possono essere utilizzati in tutti i casi. I modelli a inelasticità diffusa con formulazione in rigidità possono essere utilizzati in tutti i casi ma richiedono in generale una discretizzazione più fine degli elementi strutturali in modo da poter descrivere adeguatamente la variazione delle deformazioni lungo l'asse dell'elemento, o alternativamente l'utilizzo di funzioni di interpolazione degli spostamenti di ordine elevato.

I modelli a inelasticità concentrata possono essere utilizzati quando si può escludere la possibilità di formazione di zone plasticizzate all'interno dell'elemento. Peraltro è necessario in tali elementi stimare la rigidità delle porzioni interne tenendo conto del regime medio di fessurazione atteso.

Tutti i modelli elencati utilizzano dei modelli di risposta sezionale che forniscono il legame tra le risultanti delle tensioni sulla sezione e le corrispondenti deformazioni generalizzate.

#### 4.3.1.3 Modelli di sezione

I modelli disponibili per la determinazione della risposta della sezione di un elemento di trave-colonna appartengono alle seguenti categorie:

- Modelli a fibre (Fig. 4-2): in questi modelli la sezione è discretizzata in porzioni (fibre) componenti cui è assegnato il legame tra tensioni e deformazioni, generalmente uni-assiale, del materiale corrispondente. Il legame tra risultanti delle tensioni e deformazioni generalizzate è ottenuto a partire dal comportamento delle fibre, nell'ipotesi generalmente adottata di conservazione della sezione piana.
- Modelli diretti (Fig. 4-3): in cui il legame tra risultanti delle tensioni e deformazioni generalizzate è specificato in maniera diretta.

I modelli a fibre permettono di descrivere correttamente l'interazione tra la sollecitazione di sforzo normale e le due componenti di momento flettente in campo ciclico. Nella versione di uso corrente disponibile nei codici più diffusi tali modelli non risultano peraltro adeguati a cogliere i fenomeni di degrado associati a elevati livelli di deformazione, quali svergolamento e sfilamento delle barre, ed espulsione del conglomerato del nucleo in assenza di adeguato confinamento.

Di fatto, quindi, i modelli di sezione a fibre devono essere considerati modelli *senza degrado* ai sensi dei §2.4 e §2.5.3.

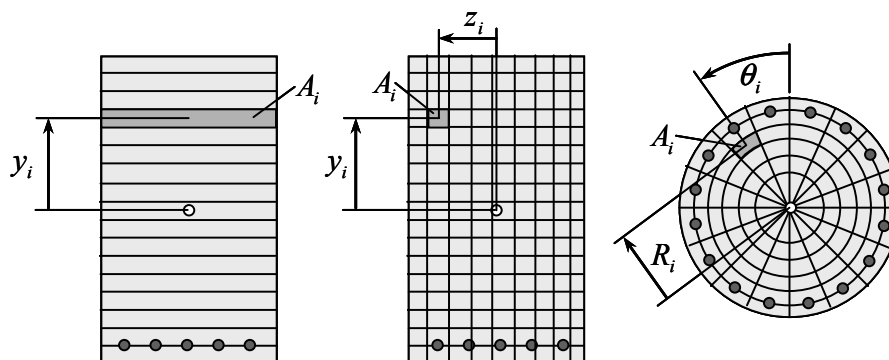


Fig. 4-2 Modelli di sezione a fibre: per analisi piane (sinistra), per analisi spaziali (centro e destra).

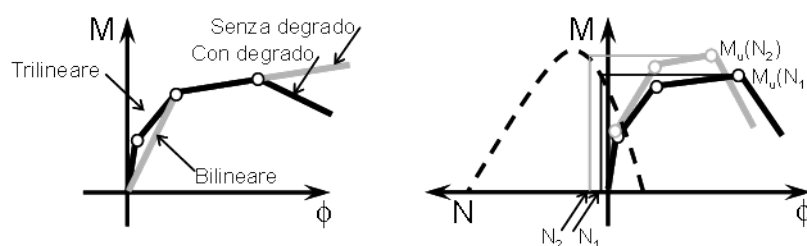


Fig. 4-3 Modelli di sezione diretti: alternative per la curva monotona (sinistra), effetto dell'interazione tra le sollecitazioni (destra).

I modelli diretti possono descrivere i fenomeni di degrado sopra indicati, ma sono limitati nel trattare l'interazione tra le componenti di sollecitazione (presso-flessione - Fig. 4-3, destra- in particolare deviata). Tale limitazione è più rilevante se il livello atteso di variazione dello sforzo assiale negli elementi è importante. Se si esegue anche la verifica per lo stato limite di danno è preferibile adottare un legame multi-lineare che distingua i rami elastico non fessurato ed elastico fessurato (Fig. 4-3, sinistra). Nel caso il legame sia di tipo bilineare (senza degrado) o trilineare (con degrado) per la pendenza del primo ramo dev'essere scelto un valore intermedio tra la rigidità iniziale e quello secante allo snervamento (ad esempio secante al 40% della soglia di snervamento).

In conclusione, i modelli diretti possono essere considerati modelli *con* o *senza degrado* ai sensi dei §2.4 e §2.5.3, in funzione del legame adottato (Fig. 4-3, sinistra).

#### 4.3.1.4 Modelli di trave-colonna con crisi a taglio o flessione-taglio

Modelli rigorosi e robusti di questo fenomeno dotati della necessaria generalità sono ancora oggetto di ricerca teorica e sperimentale. Le alternative disponibili per l'applicazione pratica sono tre:

- Modellazione semplificata a livello di sezione nella quale il legame momento-curvatura viene modificato introducendo un degrado causato dalla crisi per taglio, riducendo il valore del momento per soddisfare l'equilibrio col valore del taglio nel ramo post-picco (Fig. 4-4, sinistra, corrispondente alla crisi per taglio in campo plastico, modo 2, in Fig. 4-1).
- Modellazione dell'interazione a livello di elemento, adottando una formulazione di trave che consideri le deformazioni a taglio e un modello di sezione corrispondente che includa il taglio e l'associata deformazione generalizzata (ad esempio come in Fig. 4-4, destra).
- Modellazione composta da un elemento che descrive il comportamento flessionale con interazione NM (normalmente un elemento a inelasticità distribuita con sezione a fibre) e da uno o due elementi a lunghezza nulla alle estremità nei quali si descrivono il comportamento a taglio, la crisi assiale ed eventualmente l'effetto dello scorrimento delle barre (Fig. 4-5, nella quale l'elemento è uno solo e descrive la crisi per taglio e sforzo assiale).

La Fig. 4-4 (destra) illustra l'implementazione semplificata del secondo approccio, nella quale la risposta complessiva della sezione (NMV) è ottenuta dall'unione del legame accoppiato (sezione a fibre) a presso-flessione con un legame uni-assiale a taglio descritto da una legge isteretica di tipo fenomenologico, indipendente da M e N. Questo approccio può essere considerato un compromesso accettabile per la modellazione in campo dinamico *con degrado* quando lo sforzo assiale N è poco variabile. Esistono peraltro modelli che, pur trascurando l'interazione flessione-taglio, includono una legge isteretica V- $\gamma$  funzione dello sforzo normale.

La (Fig. 4-5) illustra la terza opzione. Il pilastro è costituito dall'assemblaggio di un elemento di trave-colonna flessionale e di un elemento a lunghezza nulla con i legami di taglio e assiale nei gradi di libertà corrispondenti. L'elemento di trave descrive la flessibilità assiale e quella flessionale del pilastro. Pertanto i legami di taglio e assiale nell'elemento a lunghezza nulla devono avere rigidità pari rispettivamente a  $K_V = GA_V/L$  (rigidità elastic a taglio media sull'elemento, con  $A_V$  area di taglio) e  $K_A \gg EA/L$ . In questo modo la deformazione verticale totale è data dall'elemento di trave, mentre quella orizzontale/trasversale è data dalla somma  $\Delta = \Delta_f + \Delta_v$  dell'elemento trave e del legame di taglio. L'elemento a lunghezza nulla deve poter monitorare lo spostamento totale  $\Delta$  e quindi la distorsione angolare  $\theta = \Delta/L$  corrispondente. Quando uno dei limiti  $\theta_v$ ,  $\theta_f$  viene raggiunto (vedi Fig. 4-1) l'elemento aggiorna la curva di risposta imponendo un degrado della forza V e/o N anche all'elemento di trave. La pendenza del tratto di degrado (rigidità negativa) è determinata in base alla differenza tra i valori di  $\theta_a$  e  $\theta_v$ .

Per quanto riguarda la risposta ciclica, i legami monotoni a taglio e sforzo assiale devono essere affiancati da leggi di isteresi opportunamente calibrate per riprodurre dati sperimentali.



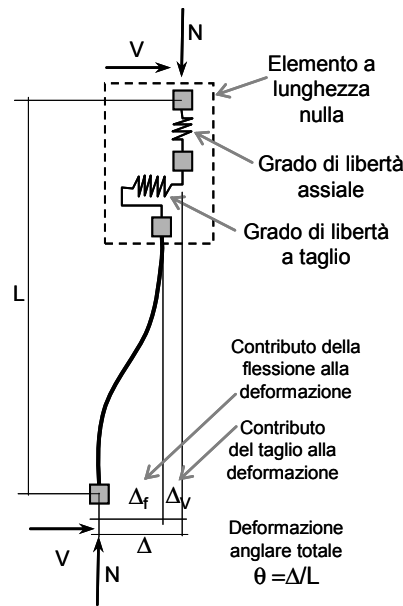
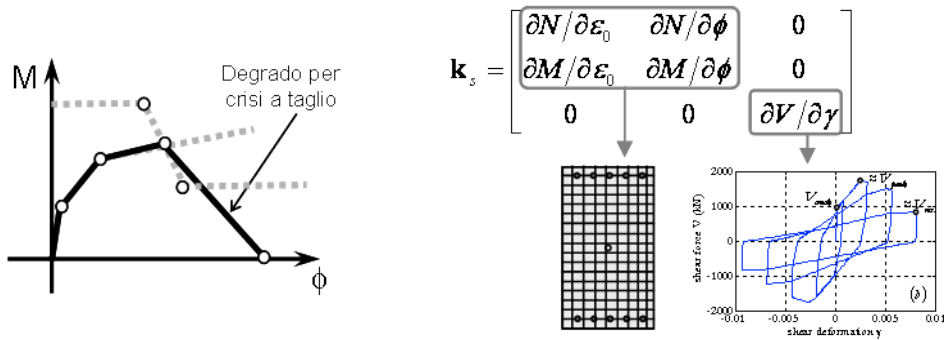


Fig. 4-5 Modello composto da un elemento flessionale e da elementi a lunghezza nulla per il taglio, la crisi assiale e lo scorrimento delle barre.

#### 4.3.1.5 Modelli per il degrado ciclico

Il fenomeno del degrado è molto rilevante per gli elementi in c.a. non progettati in accordo ai moderni criteri di protezione sismica. Come indicato in §2.4 il degrado riguarda sia la rigidezza che la resistenza, ed è presente sia in condizioni di spostamento monotonamente crescente, dando luogo alla pendenza negativa della curva di carico monotona, che in condizioni di spostamento ciclico. Un tale tipo di comportamento è descritto in Fig. 4-6, che mostra la curva monotona del modello analitico insieme alla risposta sperimentale ciclica e alla corrispondente risposta simulata. Si può osservare come la condizione di annullamento del taglio è raggiunta in condizioni cicliche per valori inferiori di deformazione rispetto a quelli corrispondenti alla condizione monotona. La simulazione di un tale comportamento richiede modelli che permettano di descrivere i diversi meccanismi di degrado ciclico:

- Degrado della resistenza
- Degrado della rigidezza di scarico
- Degrado della rigidezza di ricarico

In generale tali modelli fanno variare questi parametri in funzione della duttilità e/o dell'energia dissipata per isteresi nella deformazione ciclica.

A titolo esemplificativo, nell'ipotesi ragionevole che ogni elemento abbia una "capacità massima di energia dissipabile per isteresi"  $E_t$ , la resistenza allo snervamento all'inversione dopo il ramo  $i$ ,  $V_{y,i}$ , può essere fatta dipendere dall'energia dissipata  $E_i$  e dalla stessa resistenza in quel ramo  $V_{y,i-1}$  (calcolata all'inversione dopo il ramo  $i-1$ ) nella forma (Rahnama e Krawinkler, 1993)(Ibarra et al 2005):

$$V_{y,i} = V_{y,i-1}(1 - \beta_i) \quad (4.2)$$

dove:

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_t - \sum_{j \leq i} E_j} \right)^c \quad (4.3)$$

L'utilizzo di un modello di questo tipo richiede la disponibilità di equazioni predittive per i parametri come ad esempio l'esponente  $c$  o l'energia totale dissipabile  $E_t$  (quest'ultima fornita ad esempio in forma normalizzata da equazioni come la 4.19).

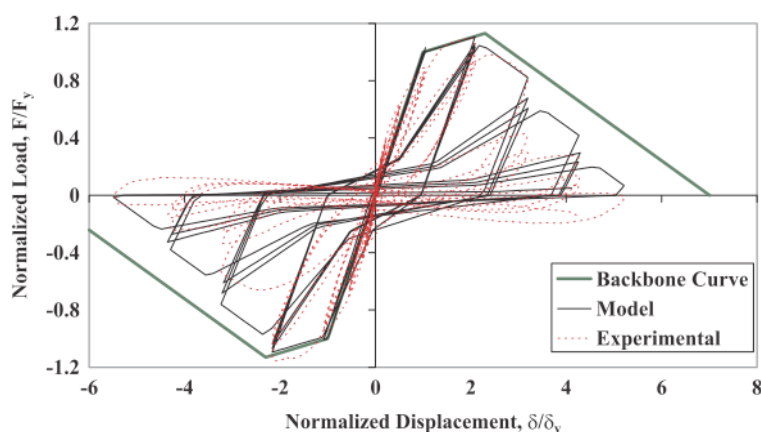


Fig. 4-6 Risposta ciclica sperimentale di un pilastro in c.a. di vecchia concezione e simulazione numerica (adattato da Ibarra et al 2005).

#### 4.3.2 Modelli per i nodi trave-pilastro

In linea generale i nodi interni, confinati da travi o solai su tutte e quattro le facce verticali, non presentano elementi di criticità. I nodi esterni, e in particolare quelli di realizzazione precedente all'introduzione delle moderne normative sismiche, costituiscono al contrario elementi critici per la risposta dell'edificio.

La modellazione di tali elementi non ha raggiunto un livello di sviluppo comparabile con quello degli elementi di trave-colonna e le soluzioni adottabili in pratica si riconducono a molle rotazionali per congiungere bracci rigidi per descrivere la deformazione a taglio del nodo (Fig. 4-7, sinistra-centro). Il legame costitutivo è caratterizzato da una debole resistenza e da un rapido degrado ciclico (Fig. 4-7, destra). Nel caso di nodi d'angolo si adottano normalmente molle indipendenti nei due piani di deformazione.

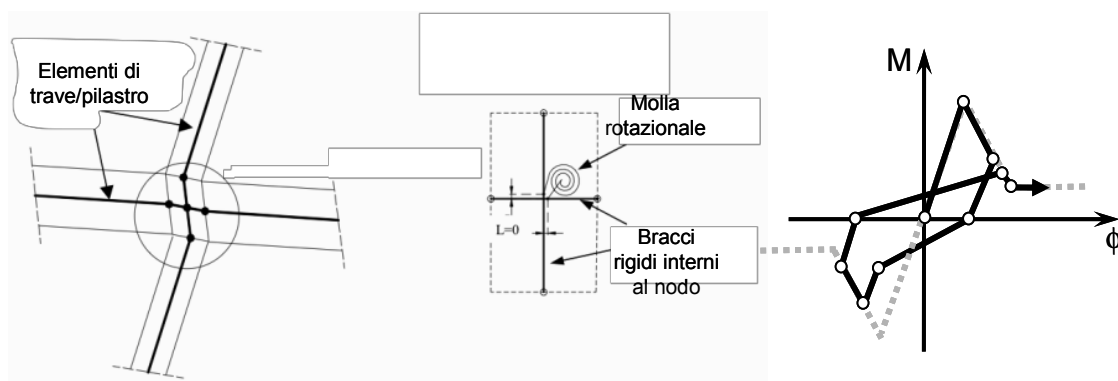


Fig. 4-7 Modello di risposta dei nodi esterni: geometria (sinistra), legame costitutivo (destra).

### 4.3.3 Modelli per le tamponature

I pannelli di tamponatura esterna possono avere un ruolo rilevante, positivo o negativo, nel condizionare la risposta di una struttura intelaiata in cemento armato. Generalmente il ruolo è positivo se la distribuzione dei pannelli è tale da irrigidire e rinforzare in modo uniforme la struttura, negativo nel caso di distribuzione irregolare. Una tale distribuzione irregolare si può verificare anche a seguito della risposta stessa, se i danni prodotti dall'azione sismica sono tali da eliminare, ad esempio, un intero livello di tamponature configurando un piano debole.

I modelli disponibili di utilizzo pratico fanno tutti riferimento a una idealizzazione a bielle equivalenti, disposte incrociate a formare un controvento. Sono disponibili formulazioni per determinare la rigidezza, la resistenza e la deformabilità ultima delle bielle per pannelli pieni, e per modificarle in presenza di aperture.

La Fig. 4-8 mostra in via qualitativa la disposizione di una delle bielle e un tipico legame costitutivo uni-assiale.

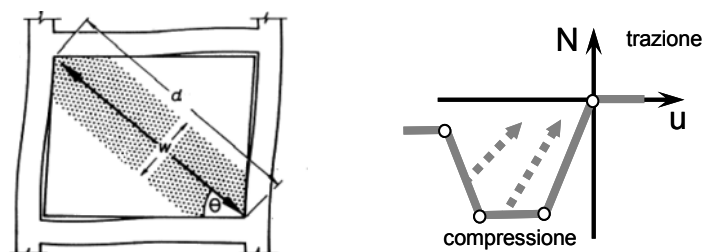


Fig. 4-8 Modelli di sezione diretti: alternative per la curva monotona (sinistra), effetto dell'interazione tra le sollecitazioni (destra).

### 4.3.4 Smorzamento per analisi dinamiche

La dissipazione di energia in un edificio in cemento armato è riconducibile ai seguenti meccanismi:

1. Isteresi negli elementi strutturali (dissipazione fondamentale dipendente dal livello di spostamento e limitatamente dipendente dalla frequenza)
2. Isteresi negli elementi non strutturali (dissipazione fondamentale dipendente dal livello di spostamento e limitatamente dipendente dalla frequenza)
3. Isteresi nella porzione di terreno a diretto contatto con la fondazione soggetto a maggiori deformazioni (dissipazione fondamentale dipendente dal livello di spostamento e limitatamente dipendente dalla frequenza)
4. Perdita di energia per irraggiamento nel terreno (dissipazione dipendente dalla frequenza)

Una valutazione corretta degli spostamenti e delle deformazioni della struttura richiede che le fonti di dissipazione non direttamente incluse nel modello vengano considerate. Questo viene fatto di regola mediante uno smorzamento viscoso equivalente. Il livello di smorzamento da utilizzare deve quindi essere dipendente dalla modellazione adottata.

## 4.4 Capacità degli elementi strutturali

### 4.4.1 Introduzione

Come mostrato in Fig. 4-1 un elemento in cemento armato può avere tre tipi di comportamento. Per ciascun tipo di comportamento si identificano dei punti caratteristici individuati da coppie forza-deformazione. La Fig. 4-1, per semplicità, si riferisce a condizioni di deformazione monotona, e pertanto le soglie di deformazione in essa indicate sono quelle che determinano la curva di carico monotono (*backbone*).

Nel seguito si presentano modelli probabilistici per tali soglie di deformazione, indicando quali modelli permettono di distinguere tra il valore delle soglie per deformazioni cicliche e quelle per deformazione monotona (Fig. 4-9a). Tale distinzione è infatti importante in funzione del tipo di modellazione adottata e quindi della modalità di controllo degli stati limite. Mentre per quanto riguarda la soglia corrispondente alla fine del campo elastico (SL-DL, §4.4.2) la distinzione tra comportamento monotono o ciclico è irrilevante, per quanto riguarda gli stati limite superiori è necessario adottare i valori corretti delle soglie a seconda che il modello sia senza degrado o con degrado. Per i modelli con degrado è necessario definire separatamente la curva monotona (utilizzando soglie monotone) e le regole di degrado ciclico (vedi §4.3.1.5), ottenendo come risultato dell'analisi l'eventuale crisi a una soglia di deformazione inferiore per effetto del degrado stesso.

Per i modelli senza degrado, e per tutti quei modi di collasso non direttamente modellati, è necessario adottare soglie che tengano conto del degrado ciclico per il controllo a posteriori<sup>16</sup>.

Si osserva come in letteratura l'identificazione dell'inizio del tratto a rigidità negativa non è uniforme. Esistono due alternative: alcuni modelli forniscono la deformazione in corrispondenza del picco di resistenza  $V_{max}$ , altri invece forniscono la deformazione in corrispondenza di un decremento di forza pari al 20% ( $0.8V_{max}$ ). Di questa differenza si deve tener conto nel determinare il legame costitutivo degli elementi (calcolando ad esempio la deformazione di picco in funzione di quella a  $0.8V_{max}$  e della tangente del tratto a rigidità negativa, come indicato in Fig. 4-9b).

Infine, nonostante l'impianto di queste Istruzioni sia basato sulla caratterizzazione della capacità in termini deformativi, nella §4.4.5.3 si introducono anche dei modelli di resistenza a taglio  $V_{max}$ , necessari ad esempio per discriminare tra elementi suscettibili di rottura a taglio (fragile o duttile) e di rottura a flessione (§C.8.2).

<sup>16</sup> Si osserva che l'adozione di questa modalità di verifica di uno stato limite sia inevitabilmente approssimata, in quanto i cicli di deformazione imposta prescritti dai diversi protocolli di prova sono certamente diversi da quelli che si realizzano durante l'eccitazione sismica considerata.

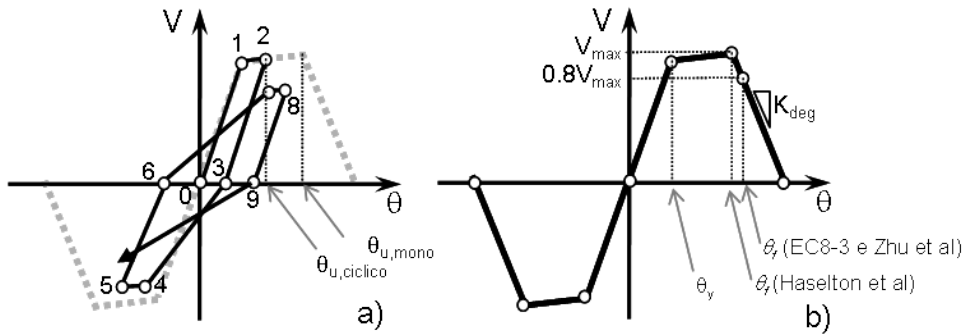


Fig. 4-9 (a) Soglia monotona (modello con degrado) e soglia ciclica (modello senza degrado); (b) definizione delle soglie per diversi modelli di capacità deformativa.

#### 4.4.2 Capacità per lo SLD

La formulazione dello stato limite indica danni trascurabili agli elementi strutturali. Questa condizione si traduce nel non superamento della soglia di snervamento da parte delle armature, longitudinali e trasversali.

La capacità di deformazione, espressa in termini di rotazione rispetto alla corda, è pertanto pari a:

$$\theta_{SLD} = \min(\theta_y, \theta_V) \quad (4.4)$$

Se il comportamento dell'elemento è del tipo 2 o 3 in Fig. 4-1, lo snervamento delle armature longitudinali precede quello delle armature trasversali e  $\theta_{SLD} = \theta_y$ , altrimenti  $\theta_{SLD} = \theta_V$ , per la cui definizione vale quanto indicato in § 4.4.4.2.

La deformazione angolare di snervamento  $\theta_y$  può essere modellata come variabile a distribuzione lognormale. Per la *mediana* della capacità si possono utilizzare le espressioni:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{travi e pilastri} \quad (4.5)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.002 \left( 1 - 0.125 \frac{L_V}{h} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{pareti} \quad (4.6)$$

nella quale i tre termini rappresentano rispettivamente il contributo della deformazione flessionale, della deformazione a taglio e dello scorrimento delle armatura. In particolare,  $\phi_y$  è la curvatura di snervamento,  $L_V = M/V$  è la luce di taglio, distanza dall'estremità dell'elemento alla sezione di annullamento del taglio,  $h$  è l'altezza netta della sezione e  $d_b$  il diametro delle barre longitudinali.

La curvatura di snervamento può essere ricavata da un'analisi momento-curvatura della sezione per i valori mediani delle proprietà dei materiali (§4.1.3.2), oppure, se la conoscenza raggiunta non è sufficiente per una valutazione di dettaglio, mediante la seguente espressione:

$$\phi_y = \alpha \frac{\epsilon_y}{d} \quad (4.7)$$

nella quale  $\varepsilon_y$  è la deformazione di snervamento dell'acciaio,  $d$  è l'altezza utile della sezione e il fattore  $\alpha$  dipende dalla tipologia dell'elemento (ad esempio 2.1 per travi e pilastri).

La lunghezza di taglio può essere in buona approssimazione assunta costante e pari a metà della lunghezza dell'elemento.

La deviazione standard del logaritmo di  $\theta_y$  può assumersi pari a 0.32 (Biskinis e Fardis, 2010b).

#### 4.4.3 Capacità per lo SLV

La formulazione dello stato limite indica una struttura caratterizzata da uno stato di danno *diffuso* tale da rendere *non economica* la riparazione. L'espressione della variabile di stato limite (2.7) rispecchia tale formulazione essendo espressa in termini di somma dei costi convenzionali equivalenti al danno. Le capacità da utilizzare nei rapporti locali  $D/C$  sono quelle relative allo SLC.

#### 4.4.4 Capacità allo SLC

##### 4.4.4.1 Capacità di deformazione: rottura per flessione

La capacità di deformazione  $\theta_f$  per il modo di rottura 3 (Fig. 4-1), espressa in termini di rotazione rispetto alla corda, è modellata come variabile a distribuzione lognormale.

La letteratura tecnica fornisce modelli alternativi per  $\theta_f$ . Nel seguito se ne presentano tre. Il primo modello è uno dei due forniti nella norma europea<sup>17</sup> e nella forma riportata si riferisce a elementi con dettagli costruttivi sismicamente adeguati. Nel caso di edifici esistenti con elementi privi di tali dettagli, la norma europea indica delle riduzioni al valore di  $\theta_f$ . Il secondo e terzo modello riportati, che hanno basi sperimentali più ridotte ma più omogenee di quello dell'Eurocodice, hanno il vantaggio di riferirsi direttamente a elementi privi di dettagli sismicamente adeguati (Zhu et al, 2007) o di coprire l'intervallo di comportamenti sia di elementi "nuovi" che "vecchi" (Haselton et al, 2007).

#### Modello "Eurocodice 8 Parte 3"

Per la *mediana* si può utilizzare l'espressione:

$$\theta_f = 0.016(0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega)}{\max(0.01; \omega')} f_c \right]^{0.225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (4.8)$$

dove  $v$  è lo sforzo normale adimensionale,  $\omega$  e  $\omega'$  sono le percentuali meccaniche di armatura in zona tesa e compressa,  $\alpha$  il fattore di confinamento,  $\rho_{sx}$  e  $\rho_d$  le percentuali di armatura trasversale e diagonale (nelle travi di accoppiamento tra pareti).

La deviazione standard del logaritmo di  $\theta_f$  può assumersi pari a 0.40.

La definizione adottata per la soglia è quella di decremento del 20% rispetto al taglio massimo. Anche se la base statistica non è uniforme<sup>18</sup>, il modello permette di distin-

<sup>17</sup> L'Eurocodice 8 Parte 3 fornisce un modello "meccanico" e uno "statistico" per la rotazione ultima rispetto alla corda. Il modello "meccanico" è di utilità limitata nel caso di edifici esistenti in quanto non vengono date indicazioni in merito alla riduzione della capacità per effetto dei dettagli non sismici.

<sup>18</sup> La base dati delle prove assemblata dagli autori del modello (Fardis e Biskinis, 2010) contiene prevalentemente prove in cui il collasso è raggiunto per flessione (modo 3 in Fig. 4-1, 894 prove su 1195, senza contare quelle in cui il collasso non è stato raggiunto), e tra queste la maggior parte (778) sono

guere tra soglia per deformazione monotona (l'equazione riportata) e soglia "ciclica". Pertanto tale modello è in linea di principio adatto sia all'uso nel caso di modelli con degrado che in quello di modelli senza degrado. Non esiste peraltro un'equazione predittiva ottenuta contestualmente sulla stessa base sperimentale per gli altri parametri necessari a stabilire il legame costitutivo quali la rigidità negativa post-picco e i parametri di degrado ciclico. In pratica pertanto l'utilizzo è limitato ai modelli senza degrado.

#### Modello "Zhu et al 2007"

Per la *mediana* si può utilizzare l'espressione:

$$\theta_f = 0.049 + 0.716\rho + 0.120 \frac{\rho_{sx} f_{yw}}{f_c} - 0.042 \frac{s}{h} - 0.070\nu \quad (4.9)$$

Dove  $s$  è l'interasse delle staffe.

La deviazione standard del logaritmo di  $\theta_f$  può assumersi pari a 0.35.

Per questo modello la definizione adottata per la soglia è quella di decremento del 20% rispetto al taglio massimo e la base sperimentale è costituita da prove di tipo ciclico (85 su 125 prove, tutte su elementi "non conformi", come già indicato in §4.4.4), limitandone l'utilizzo al caso di modelli senza degrado.

#### Modello "Haselton et al 2007"

Per la *mediana* si può utilizzare l'espressione:

$$\theta_f = 0.14(1 + 0.4a_{sl})(0.19)^{\nu} (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.54} (0.62)^{0.01f_c} \quad (4.10)$$

dove  $f_c$  è in MPa.

La deviazione standard del logaritmo di  $\theta_f$  può assumersi pari a 0.46.

Per questo modello la definizione adottata per la soglia è quella in corrispondenza del taglio massimo  $V_{max}$ .

La base sperimentale di questo modello è costituita da prove di tipo ciclico (255 prove, tutte su elementi "non conformi"). Peraltro, il modello, per costruzione, fornisce la soglia di deformazione "monotona" ed è pertanto utilizzabile solo per stabilire la curva di carico monotona nel caso di modelli con degrado.

Haselton et al forniscono anche un modello per la sola parte plastica della deformazione al picco, che può essere utilizzata insieme all'espressione (4.4-5) della  $\theta_y$ :

$$\Delta\theta_f = 0.13(1 + 0.55a_{sl})(0.13)^{\nu} (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.65} (0.57)^{0.01f_c} \quad (4.11)$$

La deviazione standard del logaritmo di  $\theta_f$  può assumersi pari a 0.61.

#### 4.4.4.2 Capacità di deformazione: rottura per taglio (fragile e duttile)

La capacità di deformazione  $\theta_V$  per i modi di rottura 1 e 2 (Fig. 4-1), espressa in termini di rotazione rispetto alla corda, è modellata come variabile a distribuzione lognormale.

---

prove cicliche su elementi "conformi", ovvero con dettagli sismici moderni. È quindi necessario essere consapevoli che i fattori che tengono conto della deformazione monotona o dell'assenza di dettagli sismici sono basati su un numero molto inferiore di prove (rispettivamente 76 e 40). Per completezza di informazione il numero delle prove con modo di collasso 1 è 81, mentre quelle con modo di collasso 2 è 220

Anche in questo caso in letteratura sono disponibili modelli alternativi. Si riporta solo quello di Zhu et al (2007), compatibile con quelli di  $\theta_f$  e  $\theta_a$  e utilizzabile nel caso di modelli senza degrado come indicato al paragrafo 4.4.5.2.

#### Modello “Zhu et al 2007”

Per la *mediana* si può utilizzare l’espressione:

$$\theta_v = 2.02\rho_{sx} - 0.025\frac{s}{h} + 0.013\frac{L_v}{h} - 0.031v \quad (4.12)$$

La deviazione standard del logaritmo di  $\theta_v$  può assumersi pari a 0.27. Per questo modello la definizione adottata per la soglia è quella di decremento del 20% rispetto al taglio massimo e la base sperimentale è costituita da prove di tipo ciclico (40 su 125 prove, tutte su elementi “non conformi”, come già indicato in §4.4.4), limitandone l’utilizzo al caso di modelli senza degrado.

#### 4.4.4.3 Capacità di deformazione: perdita di portanza assiale

La capacità di deformazione  $\theta_a$  per i modi di rottura 1 e 2 (Fig. 4-1), espressa in termini di rotazione rispetto alla corda, è modellata come variabile a distribuzione lognormale.

Anche in questo caso in letteratura sono disponibili modelli alternativi. Si riportano solo quello di Zhu et al (2007), che si riferisce alla perdita di portanza assiale dopo la rottura a taglio (fragile o duttile) ed è compatibile con quelli di  $\theta_f$  e  $\theta_v$  e utilizzabile nel caso di modelli senza degrado come indicato al paragrafo 4.4.5.2, e quello di Haselton et al (2007), che si riferisce al caso di perdita di portanza assiale per rottura flessionale, ed è utilizzabile nel caso di modelli con degrado.

#### Modello “Zhu et al 2007”

Per la *mediana* si può utilizzare l’espressione:

$$\theta_a = 0.184\exp(-1.45\mu) \quad (4.13)$$

dove il coefficiente di attrito efficace  $\mu$  sulla fessura di rottura a taglio è dato dall’espressione:

$$\mu = \frac{\frac{N}{A_{sw}f_{yw}d_c/s} - 1}{\frac{N}{A_{sw}f_{yw}d_c/s} \cot\alpha + \tan\alpha} \quad \text{dove } \alpha = 65^\circ \quad (4.14)$$

nella quale  $d_c = h - c$  è la dimensione del nucleo confinato parallelamente alla direzione del taglio.

La deviazione standard del logaritmo di  $\theta_a$  può assumersi pari a 0.35. Per questo modello la base sperimentale è molto ridotta (28 prove, tutte su elementi “non conformi”, come già indicato in §4.4.4) e costituita da prove di tipo ciclico limitandone l’utilizzo al caso di modelli senza degrado.

#### Modello “Haselton et al 2007”

Per la *mediana* si può utilizzare l’espressione:

$$\Delta\theta_a = \theta_a - \theta_f = 0.76(0.031)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (4.15)$$



La deviazione standard del logaritmo può assumersi pari a 0.72.

La base sperimentale di questo modello è costituita da prove di tipo ciclico (255 prove, tutte su elementi “non conformi”). Peraltro, il modello, per costruzione, fornisce la soglia di deformazione “monotona” ed è pertanto utilizzabile solo per stabilire la curva di carico monotona nel caso di modelli con degrado.

#### 4.4.5 Indicazioni operative per la modellazione

La definizione del legame costitutivo degli elementi dev’essere basata su un insieme di modelli predittivi (per le soglie di deformazione, per le rigidzze, per i parametri di degrado) tra loro compatibili (ricavati cioè contestualmente e riferiti alla stessa base sperimentale). I successivi due paragrafi contengono indicazioni pertinenti in funzione del tipo di modellazione.

##### 4.4.5.1 Modello con degrado

Attualmente l’unico insieme di modelli coerenti utilizzabili per stabilire il legame costitutivo ciclico di elementi di trave-colonna in cemento armato è costituito dalle equazioni di Haselton et al (2007). Tali equazioni sono state ricavate mediante regressione su 255 prove cicliche utilizzando come modello base della risposta quello di Ibarra, Medina e Krawinkler (2005). Il modello richiede sette parametri, cinque necessari a stabilire la curva monotona e due per il degrado. Di questi ultimi uno è identicamente pari ad 1.0. In aggiunta alle equazioni per  $\theta_f$  e  $\Delta\theta_a$  già fornite, sono necessarie le seguenti equazioni.

##### **Rigidzza secante al 40% del momento di snervamento**

Da utilizzare come valore intermedio tra quella iniziale e quella allo snervamento (il modello di Ibarra non permette di distinguere tra rigidzza al I e II stadio), valore mediano:

$$k_{0.4M_y} = \frac{EI_{0.4M_y}}{EI_0} = 0.17 + 1.61\nu \begin{cases} \geq 0.35 \\ \leq 0.80 \end{cases} \quad (4.16)$$

con deviazione standard del logaritmo pari a 0.38.

##### **Rigidzza secante allo snervamento**

Necessaria per individuare il punto di snervamento insieme al corrispondente momento, valore mediano:

$$k_y = \frac{EI_y}{EI_0} = 0.065 + 1.05\nu \begin{cases} \geq 0.2 \\ \leq 0.6 \end{cases} \quad (4.17)$$

con deviazione standard del logaritmo pari a 0.36.

##### **Rapporto tra momento ultimo e momento di snervamento**

Mediana:

$$\frac{M_u}{M_y} = 1.25(0.89)^\nu (0.91)^{0.01f_c} \cong 1.13 \quad (4.18)$$

con deviazione standard del logaritmo pari a 0.10 ( $e f_c$  in MPa).

##### **Parametro di degrado $\gamma$**

Mediana:

$$\gamma = \frac{E_t}{M_y \theta_y} = 170.7(0.27)^v (0.10)^{s/d} \quad (4.19)$$

con deviazione standard del logaritmo pari a 0.50. L'equazione fornisce in forma normalizzata l'energia totale dissipabile per isteresi utilizzata in modelli come quello in Eq.(4.3)

#### 4.4.5.2 Modello senza degrado

Nel caso di modelli senza degrado è possibile utilizzare sia formulazioni meccaniche (modelli di sezione a fibre) che fenomenologiche (modelli multi-lineari del legame momento-rotazione).

In entrambi i casi la verifica a posteriori degli stati limite dev'essere svolta utilizzando il modello Eurocodice per la  $\theta_y$  (SL-DL) e i modelli di Zhu per  $\theta_f$  e  $\theta_V$  (SL-DS e SL-C).

#### 4.4.5.3 Dipendenza statistica

I parametri del legame costitutivo di un elemento sono tra loro legati da vincoli fisici che danno luogo a dipendenza statistica tra le variabili aleatorie utilizzate per descriverli. A rigore quindi, piuttosto che un insieme di modelli predittivi marginali come quelli indicati nei due paragrafi precedenti, sarebbe necessario utilizzare un modello probabilistico congiunto del vettore dei parametri. Allo stato dell'arte un modello di questo tipo non è disponibile.

Oltre alla dipendenza statistica interna a un elemento appena indicata, esiste poi anche dipendenza statistica tra i parametri di elementi diversi. Questa dipendenza deriva da due cause. La prima riguarda la mediana dei modelli, nella quale entrano spesso variabili comuni, come ad esempio la resistenza dei materiali, che a loro volta presentano una dipendenza statistica. La seconda riguarda i termini di errore (epsilon) che misurano la variabilità intorno alla mediana. Questi ultimi possono essere pensati come somma di due termini legati a fattori non inclusi nella mediana, il primo che non varia da un elemento all'altro e che pertanto introduce dipendenza (qualità dell'esecuzione, condizioni di maturazione del calcestruzzo, etc), e il secondo che varia da un elemento all'altro e diminuisce la dipendenza. In letteratura non sono disponibili modelli di questo tipo.

Nell'appendice C (§C.6.2) si fornisce un esempio di come il problema possa essere affrontato in pratica, con riferimento alle strutture in c.a.

#### 4.4.6 Resistenza a taglio

La letteratura tecnica fornisce modelli alternativi per la resistenza a taglio  $V_{max}$ . Caratteristiche comuni a tutti i modelli sono: a) la presenza di tre contributi additivi, dovuti allo sforzo assiale  $N$ , al calcestruzzo e all'acciaio; b) la presenza di un termine di riduzione della resistenza in funzione della duttilità massima raggiunta.

Nel seguito si presentano due tra i modelli disponibili. Il primo è quello fornito nella norma europea (CEN, 2005) con riferimento a elementi con dettagli costruttivi sismicamente non adeguati (edifici esistenti). Il secondo modello è quello di Sezen e Mohele (2004) e viene riportato perchè utilizzato nel criterio di discriminazione della modalità di rottura tra taglio (fragile o duttile) e flessione associato ai modelli di capacità di deformazione di (Zhu et al, 2007). In entrambi i casi la *resistenza a taglio*

per azione ciclica è modellata come variabile a distribuzione lognormale, e le formule riportate possono essere utilizzate per determinare la mediana.

### Modello “Eurocodice 8 Parte 3”

Tale modello prevede due equazioni distinte per pilastri e travi e per i setti. Per travi e pilastri, la *mediana* è fornita dall’espressione seguente (unità di misura MN e m):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta, pl})) \times \\ \times \left[ 0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right] + V_w \quad (4.20)$$

dove:

$h$  = altezza totale della sezione

$d$  = altezza utile della sezione

$x$  = profondità dell'asse neutro

$N$  = sforzo normale, positivo di compressione, posto uguale a zero se di trazione

$A_c$  = area della sezione  $bd$  per sezione rettangolare,  $\pi D_c^2/4$  per sezione circolare

$D_c$  = diametro nucleo confinato

$\rho_{tot}$  = percentuale geometrica totale di armatura longitudinale

$V_w$  = contributo dell'armatura pari a  $\rho_w b z f_y$  per sezioni rettangolari

e  $\frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_y (D - 2c)$  per sezioni circolari

$A_{sw}$  = area delle staffe circolari

$s$  = passo delle staffe

$D$  = diametro della sezione

$c$  = copriferro

Il termine  $\mu_{\Delta, pl} = \mu_{\Delta} - 1 \cong \theta / \theta_y - 1$  rappresenta la parte plastica della duttilità richiesta all’elemento.

Per i setti la mediana della *resistenza a taglio* per azione ciclica non deve superare il limite corrispondente allo schiacciamento delle bielle diagonali fornita dall’espressione seguente (unità di misura MN e m):

$$V_{R, max} = 0.85 (1 - 0.06 \min(5; \mu_{\Delta, pl})) \left( 1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c}\right) \right) \times \\ \times (1 + 0.25 \max(1.75; 100 \rho_{tot})) \left( 1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (4.21)$$

La deviazione standard del logaritmo può assumersi in entrambi i casi pari a 0.25.

### Modello “Sezen e Mohele 2002”

Il modello si riferisce solo a pilastri e la *mediana* è fornita dall'espressione seguente (unità di misura MN e m):

$$V_R = k(\mu_\Delta) \cdot \left( \frac{0.5\sqrt{f_c}}{L_V/h} \sqrt{1 + \frac{N}{A_g 0.5\sqrt{f_c}}} 0.8A_g + V_w \right) \quad (4.22)$$

dove  $A_g = bh$  è l'area complessiva della sezione, e il termine di riduzione funzione della duttilità in spostamento (totale) vale  $k(\mu_\Delta)$  vale 1.0 per  $\mu_\Delta \leq 2$  e 0.7 per  $\mu_\Delta \geq 2$ , con variazione lineare nel mezzo. In questo modello l'influenza dello sforzo normale non si traduce in un contributo distinto alla resistenza ma in una modifica del termine di resistenza del calcestruzzo. Inoltre, il fattore riduttivo  $k(\mu_\Delta)$  si applica alla somma dei contributi di calcestruzzo e acciaio, invece che al solo primo termine. La deviazione standard del logaritmo può assumersi in entrambi i casi pari a 0.15.

## 4.5 Capacità degli elementi non strutturali

Gli elementi non strutturali possono essere suddivisi in tre categorie generali:

1. Elementi architettonici: ad es. tamponature e tramezzi, porte, controsoffitti, etc.
2. Impianti: ad es. idraulico, elettrico, gas, ascensori e montacarichi, condizionamento, etc.
3. Contenuto: ad es. mobilio, apparecchiature, qualsiasi altro oggetto che intervenga nella valutazione economica del danno.

Dal punto di vista della capacità di resistere all'azione sismica, gli elementi non strutturali si dividono in:

1. Elementi prevalentemente sensibili allo scorrimento interpiano
2. Elementi prevalentemente sensibili all'accelerazione di piano

La capacità degli elementi non strutturali è espressa mediante una distribuzione, assunta lognormale e denominata "curva di fragilità" dell'elemento, per ogni stato limite (in generale due, SLD e SLC) caratterizzata dai due parametri:

- Mediana della capacità (in termini di scorrimento o accelerazione di piano, a seconda dell'elemento)
- Deviazione standard del logaritmo

I valori da utilizzare dipendono dalla tipologia di elemento considerato e devono essere stabiliti sulla base di dati di letteratura o in base a prove specifiche.

Quando i pannelli di tamponatura sono inclusi nella modellazione lo stato di danno può essere ricavato direttamente dall'analisi. Il legame costitutivo delle bielle equivalenti deve essere stabilito in maniera coerente con le curve di fragilità delle tamponature considerate.

## 4.6 Quantificazione dello stato limite di collasso

### 4.6.1 Modellazione con legami con degrado

La quantificazione del raggiungimento o superamento dello stato limite si effettua in termini globali. Le modalità sono distinte a seconda del metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui l'analisi della risposta sia eseguita mediante analisi statica non lineare (metodi B e C, §2.6.3-2.6.4), la soglia globale di spostamento corrispondente allo stato limite di collasso  $\delta_{SLC}$  è individuata sulla curva di capacità e corrisponde alla fine del tratto a rigidezza negativa post-picco. La variabile di stato limite si determina quindi con l'espressione (2.11).

Nel caso in cui l'analisi della risposta sia eseguita mediante analisi dinamica non lineare (metodo A, §2.6.2), le curve IDA si tracciano nel piano  $\theta_{max}$ - $S$  e per ogni storia temporale di accelerazione il valore dell'intensità che induce lo stato limite di collasso  $S_{Y=1}$  è quello corrispondente al primo raggiungimento di una tangente alla curva pari al 10% di quella iniziale.

#### 4.6.2 Modellazione con legami senza degrado

La quantificazione del raggiungimento o superamento dello stato limite si effettua in termini globali attraverso i rapporti  $D/C$  locali aggregati mediante la formulazione (2.8) della variabile di stato limite  $Y_{SLC}$ . Tale formulazione richiede l'identificazione preventiva degli insiemi di taglio, operazione non banale nel caso dinamico, in quanto gli insiemi critici dipendono dalla risposta dinamica e possono quindi cambiare da un moto all'altro.

In generale, nella valutazione di  $Y_{SLC}$  si dovranno includere almeno i seguenti insiemi:

- Singoli pilastri e setti:
  - collasso a flessione: rapporto  $\theta/\theta_u$  con capacità fornita ad esempio dall'equazione (4.10)
  - collasso a taglio: rapporto  $V/V_u$  con capacità fornita ad esempio dalle equazioni (4.20) e (4.21)
- Piani:
  - superamento della soglia di snervamento da parte di tutti i pilastri (una condizione corrispondente a un calo importante della rigidezza di piano e alla localizzazione della domanda di spostamento). Per ogni elemento rapporto  $\theta/\theta_y$  con capacità fornita ad esempio dall'equazione (4.5). Il rapporto di piano è valutato come il minimo di quelli degli elementi.

## 5 Riferimenti bibliografici

### 5.1 Monografie e articoli

- Anthoine, A., Magonette, G., Magenes, G. 1995. Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls, Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Wien, Austria, Duma editor, Balkema: Rotterdam, The Netherland.
- Asteris, P.G., Antoniou, S.T., Sophianopoulos, D.S. & Chrysostomou, C.Z. 2011. Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517.
- Baggio, C., Trovalusci, P. 1998. Limit analysis for no-tension and frictional three-dimensional discrete systems. *Mech Struct Mach*, 26(3), 287–304
- Baker, J.W. 2014. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*
- Belmouden, Y. & Lestuzzi, P. 2009. An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings. *Construction and Building Materials*, 23, 40-53.
- Bertoldi, S., Decanini, L.D. & Gavarini, G.C. 1993. Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche. Un modello semplificato. Confronto sperimentale e numerico. ANIDIS VI, Perugia, Italia
- Beyer, K. 2012. Peak and residual strengths of brick masonry spandrels. *Engineering Structures*, 41, 533-547.
- Beyer, K., Dazio, A. 2012. Quasi-static monotonic and cyclic tests on composite spandrels. *Earthquake Spectra*, 28(3), 885-906.
- Beyer, K., Dazio, A. 2012. Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels. *Earthquake Spectra*, 28(3), 907-929.
- Biskinis, D. & Fardis, M.N. 2010. Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, 11(2), 93-108.
- Biskinis, D. & Fardis, M.N. 2010. Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, 11(3), 127-138.
- Bradley, B., 2013, Ground motion selection for seismic risk analysis of civil infrastructure, Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems (Tsesfamariam and Goda eds), Woodhead Publ. Ltd, UK, ISBN 978-0-85709-268-7
- Calderini, C. & Lagomarsino, S. 2008. A continuum model for in-plane anisotropic inelastic behaviour of masonry. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 134(2), 209-220.

- Calderini, C., Cattari, S. & Lagomarsino, S. 2009. In-plane seismic response of unreinforced masonry walls: comparison between detailed and equivalent frame models, in Proc. of ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn 2009), Rhodes, Greece, 22-24 June 2009.
- Caliò, I., Marletta, M. & Pantò, B. 2012. A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings, *Engineering Structures*, 40, 327-338.
- Casapulla, C., Maione, A. 2011. Out-of-plane local mechanisms in masonry buildings. The role of the orientation of horizontal floor diaphragms. *Proc. of 9th Australasian masonry conference*, Queenstown, New Zealand, pp 225–235
- Cattari, S., Lagomarsino, S., 2008. A strength criterion for the flexural behaviour of spandrel in un-reinforced masonry walls. *Proc. of 14th WCEE*, Beijing, China, 2008.
- Cattari, S. & Lagomarsino, S. 2013. Seismic assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings by non-linear static analyses. *Earthquakes and Structures*, 4(3), 241-264.
- Chen, S.Y., Moon, F.L. & Yi, T. 2008. A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers. *Engineering Structures*, 30, 2242-2252.
- Chopra, A.K. & Goel, R.K. 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp.561–582.
- Clemente, P. 1998. Introduction to dynamics of stone arches. *Earthq Eng Struct Dynam*, 27(5), 513–522
- Cornell, C. et al., 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), pp.526–533.
- D’Ayala, D., Speranza, E. 2003. Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings. *Earthq Spectra*, 19(3), 479–509
- Decanini, L.D., Gavarini, G.C., Bertoldi, S. & Mollaioli, F. 1994. Modelo simplificado de paneles de mampostería con aberturas incluidos en marcos de concreto reforzado y metálicos. Comparación y calibración con resultados experimentales y numéricos. 9th Intl Seminar on Earthq. Prognostics, San José, Costa Rica.
- De Canio, G., Clemente, P., Mongelli, M., Roselli, I., Rinaldis, D., Saitta, F., Lagomarsino, S., Rossi, M. 2012. Performance based assessment of the obelisco lateranense in Rome, *Proc. of 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC)*, October 15-17 2012, Wrocław, Poland.

- de Felice, G., Giannini, R. 2001. Out-of-plane seismic resistance of masonry walls. *J Earthq Eng*, 5(2), 253–271
- Deliverable D26. 2012. Modelling strategies for seismic global response of building and local mechanisms. PERPETUATE (EC-FP7 Project), [www.perpetuate.eu](http://www.perpetuate.eu).
- Doherty, K., Griffith, M.C., Lam, N.T.K. & Wilson, J.L. 2002. Displacement-based analysis for out-of-plane bending of seismically loaded unreinforced masonry walls. *Earthq Eng Struct Dynam*, 31(4), 833–850
- Dolsek, M., Fajfar, P. 2005. Simplified non-linear seismic analysis of infilled concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(1):49–66.
- Elwood, K. 2004. Modelling failures in existing reinforced concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31, pp.846–859.
- Fragiadakis, M. & Vamvatsikos, D. 2010. Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, pp.683–703.
- Gattesco, N., Clemente, I., Macorini, L., Noè, S. 2008. Experimental investigation on the behaviour of spandrels in ancient masonry buildings. *Proc. of 14th WCEE*, Beijing, China, 2008.
- Grande, E., Imbimbo, M. & Sacco, E. 2011. A beam finite element for nonlinear analysis of masonry elements with or without fiber-reinforced plastic (FRP) reinforcements. *Int. J. Architectural Heritage*, 5, 693-716.
- Graziotti, F., Magenes, G., Penna, A. 2012. Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels. *Proc. of 15th WCEE*, Lisbon, Portugal.
- Grunthal, G. 1998. European Macroseismic Scale. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Luxembourg. Vol. 15.
- Han, S. & Chopra, A. 2006. Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35, pp.1853–1873.
- Haselton, C.B., Liel, A.B., Taylor Lange, S. & Deierlein, G.G. 2008 Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings, PEER report 2007/03.
- Haselton, C.B. & Deierlein, G.G. 2007 Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings, Blume center Technical report 156.
- Housner, G.W. 1963. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bull Seismol Soc Am*, 53, 403–417



- Ibarra, L.F., Medina, R.A. & Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), pp.1489–1511.
- Jalayer, F., Franchin, P. & Pinto, P.E. 2007. A scalar damage measure for seismic reliability analysis of RC frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, pp.2059–2079.
- Jalayer, F. & Cornell, C.A. 2009. Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38, pp.951–972.
- Kappos A.J., Penelis G.G. & Drakopoulos, C.G. 2002. Evaluation of Simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings. *ASCE J. of Structural Engineering*, 128(7), 890-897.
- Lagomarsino, S. 2014. Seismic assessment of rocking masonry structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI:10.1007/s10518-014-9609-x.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. & Cattari, S. 2013. TREMURI Program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787-1799.
- Lignos, D. & Krawinkler, H. 2012. Sidesway Collapse Of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitations. Blume center Technical report 177.
- Lin, T., Haselton, C. B., & Baker, J. W. (2013). Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- Lourenço, P.B., Rots, J.G. & Blaauwendraad, J. 1995. Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling, *Heron*, 40(4), ISSN 0046-7316.
- Lourenço, P.B., Milani, G., Tralli, A. & Zucchini, A. 2007. Analysis of masonry structures: review of and recent trends in homogenization techniques. *Canadian J. Civil Engineering*, 34, 1443-1457
- Lowes, L.N., Mitra, N. & Altoontash, A. 2004. A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames, PEER report 2003/10.
- Magenes, G. & Della Fontana, A. 1998. Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings. *Proc. of the British Masonry Society*, 8, 190-195.
- Makris, N., Konstantinidis, D. 2003. The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies. *Earthq Eng Struct Dyn*, 32(2), 265–289

- Mann, W., Müller, H. 1980. Failure of shear-stressed masonry – An enlarged theory, tests and application to shear-walls. *Proc. Int. Symposium on Load-bearing Brickwork*, London, UK, 1-13.
- Marques, L. & Lourenço, P.B. 2011. Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings, *Computers and Structures*, 89, 2079-2091.
- McKenna, F., Scott, M.H. & Fenves, G.L. 2010. Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition. *ASCE Journal Of Computing In Civil Engineering*24(1), pp.95-107.
- Milani, G., Pizzolato, M. & Tralli, A. 2013. Simple numerical model with second order effect for the out-of-plane loaded masonry walls. *Eng Struct*, 48, 98–120
- Orduña, A. & Lourenço P.B. 2005. Three-dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages. Part II: load-path following solution procedure and validation. *Int J Solids Struct*, 42, 5161–5180
- Pasticier, L., Amadio, C. & Fragiaco, M. 2008. Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(3), 467-485.
- Portioli, F., Casapulla, C., Cascini, L., D’Aniello, M. & Landolfo, R. 2013. Limit analysis by linear programming of 3D masonry structures with associative friction laws and torsion interaction effects. *Arch Appl Mech*, 83(10), 1415–1438
- Rahnama, M. & Krawinkler, H. 1993. Effects Of Soft Soil And Hysteresis Model On Seismic Demands. Blume center Technical report 108.
- Reyes, J. & Chopra, A. 2011. Three dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40, pp.789–806.
- Rots, J.G. 1991. Numerical simulation of cracking in structural masonry, *Heron* 36(2), 49-63.
- Salonikos, T., Karakostas, C., Lekidis, V. & Anthoine, A. 2003. Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames. *Engineering Structures*, 25, 1515-1523.
- Scott, M.H. & Fenves, G.L. 2006. Plastic hinge integration methods for force-based beam–column elements. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 132, 244-252.
- Sezen, H. & Mohele, J.P. 2004. Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 130(11), 1692-1703.
- Turnšek, V., Čačovič, F. 1970. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proc. of the 2<sup>nd</sup> International Brick Masonry Conference*, Stoke-on-Trent, 1149-156.

- Turnšek, V., Sheppard, P. 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. *Proc. Int. Research Conference on Earthquake Engineering*, Skopje, Japan, 517-573.
- Vaculik, J., Griffith, M.C. & Magenes, G. 2012. Dry stone masonry walls in bending - part II: analysis. *Int J Archit Herit*. doi:[10.1080/15583058.2012.663060](https://doi.org/10.1080/15583058.2012.663060)
- Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp.491–514.
- Vamvatsikos, D. & Cornell, C. 2005. Direct Estimation of Seismic Demand and Capacity of Multidegree-of-Freedom Systems through Incremental Dynamic Analysis of Single Degree of Freedom. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), pp.589–599.
- Zhu, L., Elwood, K. & Haukaas, T. 2007. Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, (September), pp.1316–1330.

## 5.2 Norme e Istruzioni tecniche

- (ASCE/SEI 41/06) American Society of Civil Engineers, Reston –VA, 2007. “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”
- (NTC2008) Ministero Infrastrutture, 2008. D.M.14/1/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (Testo integrato con la Circolare n°617/C.S.LL.PP. del 2/2/2009)
- (EC8-3) Comité Européen de Normalisation, 2005. “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”
- (NZSEE 2006) New Zealand Society for Earthquake Engineering 2006. “Assessment and Improvement of the structural performance of buildings in earthquake, Recommendation of a NZSEE study group, Wellington, New Zealand.

## A Commenti al testo delle Istruzioni

### A.1 Fondamenti affidabilistici dei metodi di valutazione (Commento al §2)

Dal punto di vista formale della teoria dell'affidabilità strutturale il problema della valutazione della frequenza media annua di superamento di uno stato limite  $\lambda_{SL}$  può essere posto nei termini seguenti.

Tutte le sorgenti di incertezza che compaiono nel problema (geometria e attività delle sorgenti sismogenetiche, caratteristiche meccaniche del percorso di propagazione delle onde, del sito in esame e della struttura stessa, incertezza epistemica in tutti i modelli) sono descritte mediante variabili aleatorie raccolte in un vettore  $\mathbf{x}$ . Tale vettore è caratterizzato probabilisticamente dalla sua distribuzione di probabilità, espressa ad esempio mediante la funzione di densità congiunta  $f(\mathbf{x})$ .

Per verificare la violazione dello stato limite si fa uso di una funzione di  $\mathbf{x}$  formulata in maniera tale da assumere valore unitario quando lo stato limite è violato e zero negli altri casi, denominata funzione "indicatore" dello stato limite  $I_{SL}(\mathbf{x})$ .

La simulazione è il metodo più robusto per determinare la frequenza  $\lambda_{SL}$ : esso si basa semplicemente sull'esecuzione di un numero elevato di esperimenti e sull'osservazione dei relativi risultati, seguite dall'elaborazione statistica di questi ultimi.

I metodi considerati nelle presenti Istruzioni appartengono a un sottoinsieme particolare dei metodi di simulazione, la cui efficienza si basa sull'utilizzo della curva di pericolosità  $\lambda_S(s)$ , ovvero la distribuzione marginale di un parametro  $S$  di intensità dell'azione sismica, e di un insieme di storie temporali del moto, per descrivere la variabilità dell'azione sismica a parità di valore di  $S$ .

In questo paragrafo si delinea l'approccio generale di simulazione Monte Carlo, nella sua specializzazione al problema in esame, e se ne fanno derivare i metodi proposti per inquadrarli in un contesto teorico più ampio.

Si ricorda che la probabilità di un evento  $E$ , definito come unione di eventi elementari mutuamente esclusivi  $e_i$ , è pari, in base agli assiomi della probabilità, alla somma delle probabilità degli eventi elementari:  $p_E = \sum p_{e_i}$ .

Se l'evento in esame è la violazione dello stato limite, e il generico evento elementare di violazione  $e_i$  corrisponde all'occorrenza del valore  $\mathbf{x}$  delle variabili aleatorie, e pertanto  $p_{e_i} = \int f(\mathbf{x})d\mathbf{x}$ , la probabilità dell'evento composto si può scrivere in forma integrale come:

$$p_{SL} = \int_{\mathbf{x} \in SL} f(\mathbf{x})d\mathbf{x} \quad (A.1)$$

dove  $SL$  indica la porzione dello spazio delle variabili aleatorie ove lo stato limite è violato.

L'integrale precedente può essere riscritto introducendo la funzione  $I_{SL}(\mathbf{x})$ :

$$p_{SL} = \int_{\mathbf{x} \in SL} f(\mathbf{x})d\mathbf{x} = \int I_{SL}(\mathbf{x})f(\mathbf{x})d\mathbf{x} = E[I_{SL}(\mathbf{x})] \quad (A.2)$$

nella quale l'integrazione è estesa all'intero spazio delle variabili aleatorie. Si osserva come la probabilità di superamento dello stato limite coincida nell'espressione precedente con il valore atteso della funzione  $I_{SL}(\mathbf{x})$ .

La simulazione Monte Carlo altro non è che la stima del precedente valore atteso mediante la media aritmetica su un numero sufficientemente elevato di campioni di  $\mathbf{x}$ :

$$p_{SL} = E[I_{SL}(\mathbf{x})] \cong \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I_{SL}(\mathbf{x}_i) = \frac{N_{SL}}{N} = \hat{p}_{SL} \quad (\text{A.3})$$

Si dimostra che lo stimatore  $\hat{p}_{SL}$  converge a  $p_{SL}$ , e che la varianza intorno alla sua media  $p_{SL}$  decresce con  $N$  ed è proporzionale a  $p_{SL}$  stessa:

$$\text{Var}[\hat{p}_{SL}] = \frac{p_{SL}(1-p_{SL})}{N} \quad (\text{A.4})$$

Un risultato importante che si può derivare è la regola che fornisce il numero minimo  $N$  di simulazioni necessario per ottenere un'assegnata confidenza nella stima:

$$N \geq 10 \frac{1-p_{SL}}{p_{SL}} \cong \frac{10}{p_{SL}} \quad (\text{A.5})$$

Un tale risultato si giustifica immediatamente anche dal punto di vista qualitativo, in quanto valendo  $\hat{p}_{SL} = N_{SL}/N$ , se  $p_{SL}$  e quindi  $\hat{p}_{SL}$  è molto piccola la violazione dello stato limite è evidentemente un evento molto raro ed è necessario un numero estremamente elevato  $N$  di tentativi per ottenere alcuni ( $N_{SL}$ ) risultati favorevoli all'evento stesso.

La valutazione della frequenza media annua di superamento dello stato limite strutturale  $\lambda_{SL}$ , procede nel modo seguente. Il modello probabilistico (distribuzione congiunta)  $f(\mathbf{x})$  contiene una porzione relativa alle sorgenti sismogenetiche dalla quale si possono campionare eventi in termini di localizzazione, magnitudo e altri parametri come il meccanismo di fagliazione, etc.. Nel modello sono normalmente incluse più sorgenti, indicizzate da un indice  $i$ . Se  $\lambda_i$  è il tasso medio annuo di eventi<sup>19</sup> generati nella sorgente  $i$ -esima, si può scrivere:

$$\lambda_{SL} = \sum_{i=1}^N \lambda_i p_{SL|i} = \lambda_0 \sum_{i=1}^N (\lambda_i / \lambda_0) p_{SL|i} = \lambda_0 \sum_{i=1}^N p_{SL|i} \cdot p_i = \lambda_0 p_{SL} \quad (\text{A.6})$$

dove  $\lambda_0 = \sum_{i=1}^N \lambda_i$  è il tasso di generazione di eventi complessivo nell'area che ha effetto sul sito in esame,  $p_i = \lambda_i / \lambda_0$  è la probabilità che l'evento sia generato dall' $i$ -esima sorgente, e  $p_{SL}$  è la probabilità che lo stato limite sia violato condizionata al verificarsi di un evento in una qualsiasi delle sorgenti. La simulazione Monte Carlo è impiegata per valutare  $p_{SL}$ . A tal fine il modello probabilistico  $f(\mathbf{x})$  contiene anche le porzioni relative alla determinazione del moto sismico al sito, dato l'evento, e alla risposta e capacità della struttura. La Fig. A-1 illustra il processo di simulazione con riferimento al generico evento  $i$ . La simulazione inizia con il campionamento della zona sismogenetica attiva  $Z$  (la prima variabile aleatoria nel vettore  $\mathbf{x}$ ) cui segue il campionamento magnitudo  $M$  dell'evento e dell'epicentro  $E$ . Note la posizione dell'epicentro e del sito in esame si calcola la distanza  $R$ . I parametri  $M$  e  $R$  costituiscono i dati di ingresso minimi necessari per attivare il prescelto modello stocastico del moto, che produce una storia temporale artificiale del moto sismico al sito (la maggior parte dei modelli filtrano e modulano nel tempo una storia aleatoria di accelerazione stazionaria

<sup>19</sup> Il tasso medio annuo di eventi è il parametro (unico) della distribuzione di Poisson, implicitamente assunta in tutto il documento come modello per descrivere l'occorrenza temporale degli eventi. Tali ipotesi è alla base della più aggiornata analisi di pericolosità sismica a scala nazionale.

con contenuto in frequenza uniforme, denominata “rumore bianco”). I passi successivi comportano la determinazione del moto in superficie e della risposta a questo della struttura, mediante i relativi modelli. L’incertezza nelle caratteristiche meccaniche del sito e della struttura, come di tutti i parametri dei modelli, sono incluse nel vettore  $\mathbf{x}$  attraverso i sottovettori  $\mathbf{x}_4$ ,  $\mathbf{x}_5$ ,  $\mathbf{x}_6$  e  $\mathbf{x}_7$ .

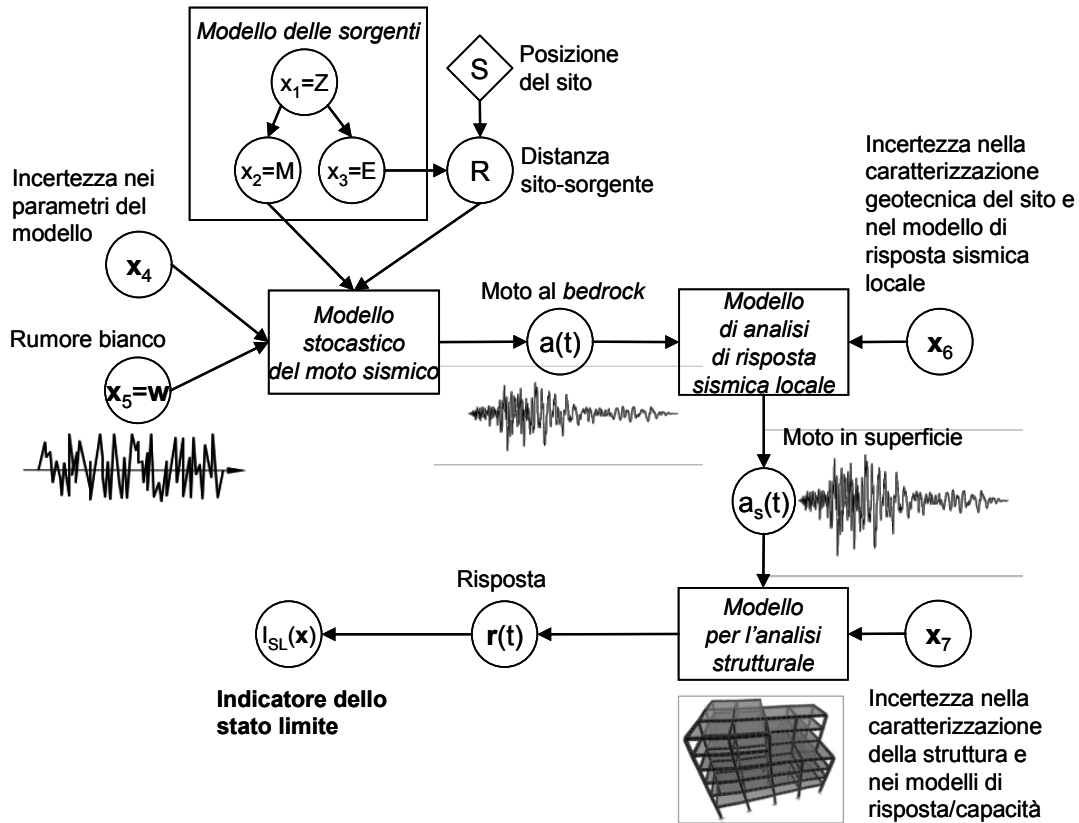


Fig. A-1 Schema del procedimento di simulazione con riferimento al generico evento.

Il calcolo della frequenza media annua secondo lo schema appena descritto richiede in generale, come già anticipato, un numero molto elevato di simulazioni. Ad esempio per un valore di  $\lambda_{SL} = 10^{-3}$ , che corrisponde a un periodo medio di ritorno dell’evento di violazione dello stato limite pari a  $T_{R,SL} = 1000$  anni, il numero di simulazioni in accordo alla (A.5) è dell’ordine di 10000 circa (l’ordine di grandezza di  $\lambda_{SL}$  e  $p_{SL}$  è lo stesso).

Per ridurre il numero di simulazioni è necessario agire sulla varianza dello stimatore  $\hat{p}_{SL}$ . Esistono allo scopo diverse tecniche, denominate *variance reduction techniques*. Alcune di queste tecniche consistono nel fissare il valore, variato poi in maniera parametrica, di alcune delle variabili (condizionamento), svolgendo così una serie di simulazioni di ordine inferiore, per poi rimuovere il condizionamento pesando i risultati ottenuti con la probabilità di occorrenza dei valori rispetto ai quali si è condizionato (teorema della probabilità totale).

I metodi considerati nelle presenti Istruzioni appartengono a questa categoria, e si basano sulla seguente riscrittura dell’equazione (A.6):

$$\lambda_{SL} = \sum_{i=1}^N \lambda_i p_{SL|i} = \sum_{i=1}^N \lambda_i \int_0^{\infty} p_{SL|S}(s) f_{S|i}(s) ds = \int_0^{\infty} \underbrace{p_{SL|S}(s)}_{\text{fragilità}} \underbrace{\left[ \sum_{i=1}^N \lambda_i f_{S|i}(s) \right]}_{\text{pericolosità } \lambda_S(s)} ds \quad (A.7)$$

il cui ultimo membro coincide con l'espressione (2.12) fornita in §2.6.1. Il vantaggio principale della presente formulazione risiede nella separazione dei contributi alla frequenza  $\lambda_{SL}$  della sismicità del sito in esame e della fragilità della struttura. Stante la ben nota e verificata predominanza del primo contributo rispetto al secondo, la separazione introduce la possibilità di una valutazione anche approssimata, e quindi "economica" in termini computazionali, della curva di fragilità  $p_{SL}(s)$ . Esistono diversi approcci alla stima dei parametri della curva di fragilità. Le alternative principali disponibili allo stato dell'arte sono descritte nel paragrafo successivo.

### A.1.1 Approcci alternativi alla determinazione della curva di fragilità (Commento al §2.6)

Il calcolo della frequenza media annua di superamento dello stato limite si ottiene attraverso l'integrale della probabilità totale (2.12), che richiede la conoscenza della curva di fragilità della struttura  $p_{SL}(s)$ .

In letteratura si trova utilizzato anche un approccio alternativo alla Eq.(2.14) per la valutazione di  $p_{SL}(s)$  che utilizza una definizione diretta della curva di fragilità:

$$p_{SL}(s) = p(Y_{SL} \geq 1 | S = s) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln 1 - \mu_{\ln Y | S=s}}{\sigma_{\ln Y | S=s}}\right) = \Phi\left(\frac{\mu_{\ln Y | S=s}}{\sigma_{\ln Y | S=s}}\right) \quad (A.8)$$

nella quale, adottando l'usuale ipotesi di distribuzione lognormale per la variabile di stato limite, i parametri da determinare sono la media  $\mu_{\ln Y | S=s}$  e la deviazione standard  $\sigma_{\ln Y | S=s}$  del logaritmo della variabile di stato limite  $Y_{SL}$  condizionate al livello di intensità  $S = s$ .

La Figura A-7 mostra la valutazione della curva di fragilità a partire dalle curve IDA, utilizzando alternativamente la (2.14) e la (A.8). Nel primo caso (sezione verticale nel piano risposta-intensità), si utilizza la distribuzione dei valori dell'intensità sismica  $S$  che portano allo stato limite ( $Y_{SL}=1$ ), mentre nel secondo (sezioni orizzontali nel piano risposta-intensità), la distribuzione dei valori di  $Y_{SL}$  associati ad una fissata intensità sismica ( $S = s$ ) (Vamvatsikos e Cornell, 2002).

I parametri  $\mu_{\ln Y | S=s}$  e  $\sigma_{\ln Y | S=s}$  delle distribuzioni condizionate a  $S = s$  possono essere ottenuti sia da sezioni orizzontali delle curve IDA che dal risultato di analisi svolte scalando le registrazioni selezionate al livello  $S = s$ . Quest'ultima procedura è nota in letteratura sotto il nome di Analisi a Strisce Multiple, indicata con l'acronimo inglese MSA (Multiple Stripe Analysis) descritta ad esempio in (Jalayer e Cornell, 2009). Un vantaggio concettuale della MSA rispetto all'IDA è quello di poter utilizzare per ogni striscia una diversa selezione di moti sismici, che rispecchi meglio la caratteristiche degli eventi dominanti la pericolosità al livello di intensità considerato. Peraltro tale approccio richiede competenze e strumenti specialistici nella selezione dei moti che ne riducono molto l'applicabilità pratica (Bradley, 2013)(Lin et al, 2013).

Le curve di fragilità fornite dai due metodi risultano comunque molto simili tra loro, come mostrato ad esempio in (Jalayer et al 2007). La differenza importante riguarda l'efficienza computazionale degli approcci alternativi. Una discussione recente su vantaggi e svantaggi delle due tecniche si può trovare in (Baker, 2014).

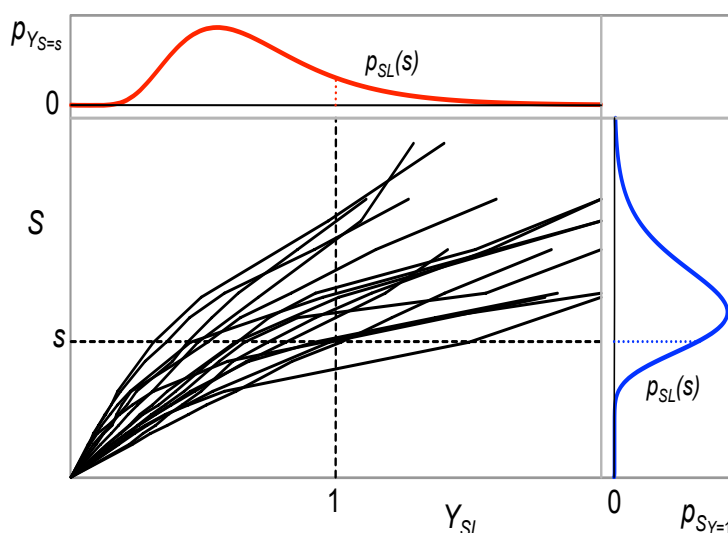


Fig. A-2 Valutazione della fragilità a partire dalle curve IDA (o ISA) attraverso le (2.14) e (A.8).

### A.1.1.1.1 Esempificazione con riferimento al Metodo C

In questo paragrafo si esemplifica l'approccio per sezioni orizzontali specializzandolo al caso del Metodo C. Il metodo richiede in questo caso la conoscenza di  $n$  distinte distribuzioni di probabilità della variabile  $Y_{SL}$ , per gli  $n$  valori dell'intensità sismica considerati, ovvero la stima dei parametri  $\mu_{\ln Y|S=s}$  e  $\sigma_{\ln Y|S=s}$ . Questa variante risulta quindi più laboriosa dal punto di vista della elaborazione dei dati, anche se facilmente automatizzabile, ma non aumenta l'onere computazionale in quanto le analisi pushover che devono essere eseguite sono le stesse. L'integrale di probabilità totale, in questo caso, deve necessariamente essere calcolato in forma numerica.

#### *Determinazione della mediana di Y condizionata a S*

Per ciascun valore dell'intensità sismica  $S=s_i$  ( $i=1, \dots, n$ ), la mediana di  $Y_{SL}$  si ottiene considerando l'azione sismica e la curva di capacità utilizzate nel §2.6.4.2.

La determinazione del valore medio  $\mu_{\ln Y|S=s}$  del logaritmo di  $Y_{SL}$  viene eseguita calcolando la *domanda* in spostamento con lo spettro mediano (frattile al 50%) dei moti selezionati in accordo al §2.2.2, scalato all'intensità  $S = s_i$ , rapportandola alla *capacità* di spostamento corrispondente allo stato limite considerato (§3.4 o §4.4) sulla curva di capacità mediana.

#### *Determinazione dell'incertezza nella domanda sismica $\beta_S$*

Per ciascun valore dell'intensità sismica  $S=s_i$  ( $i=1, \dots, n$ ), il termine  $\beta_S$  si valuta, nell'ipotesi di distribuzione lognormale di  $Y$  condizionata a  $S$ , in funzione dei valori  $Y_{SL,16}$  e  $Y_{SL,84}$  di  $Y_{SL}$  calcolati, sulla curva di capacità mediana, utilizzando gli spettri di risposta frattili al 16% e 84% delle storie temporali selezionate in accordo al §2.2.2, scalati all'intensità  $S = s_i$ :

$$\beta_S = \frac{\ln Y_{SL,84} - \ln Y_{SL,16}}{2} \quad (\text{A.9})$$



La Figura A-8 mostra i valori da utilizzare per il calcolo di  $\beta_S$  attraverso la (A.9), in confronto a quelli utilizzati per il calcolo della dispersione nel caso del metodo descritto al §2.6.4.2.

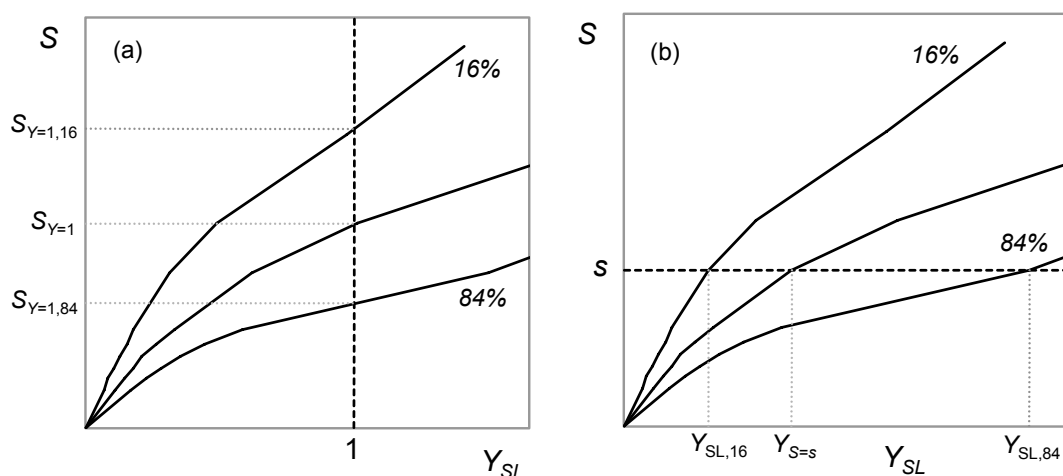


Fig. A-3 Valutazione di  $\beta_S$  nei due metodi, attraverso le formule: a) (2.17); b) (A.9).

*Determinazione dell'incertezza sulla capacità legata alle variabili aleatorie  $\beta_C$*

Per ciascun valore dell'intensità sismica  $S=s_i$  ( $i=1, \dots, n$ ), l'influenza sulla variabile  $Y_{SL}$  delle variabili aleatorie continue (§2.3.2.1) relative alle proprietà meccaniche e geometriche della struttura si stima attraverso una superficie di risposta lineare:

$$\ln Y_{SL} = \alpha_0 + \sum_{k=1}^N \alpha_k x_k + \varepsilon \quad (\text{A.10})$$

che esprime il logaritmo  $\ln(Y_{SL})$  nello spazio delle variabili aleatorie normalizzate  $x_k$ , definite al §2.6.4.3 dalla (2.18). La determinazione di  $\beta_C$  procede poi in analogia al caso delle sezioni verticali.

## A.2 Necessità della verifica dello stato limite di collasso (Commento al §2.1)

Il progetto dei nuovi edifici comporta il rispetto di una serie di requisiti che assicurano loro notevoli doti di duttilità globale. Per questo motivo un esito positivo per la verifica dello stato limite di danno severo implica un adeguato livello di protezione anche con riferimento allo stato limite di collasso<sup>20</sup>. Ciò non accade per le costruzioni esistenti, per le quali non è infrequente un comportamento come quello mostrato in Fig. A-4, nel quale una struttura esistente supera la verifica allo SLS ma non quella allo SLC, che diviene pertanto sempre necessaria per la verifica della sicurezza della vita umana.

<sup>20</sup> Questo è anche il motivo per cui nelle norme tecniche lo stato limite di danno severo è denominato stato limite di salvaguardia della vita (SLV), corrispondente al *life safety* presente in altre normative internazionali.

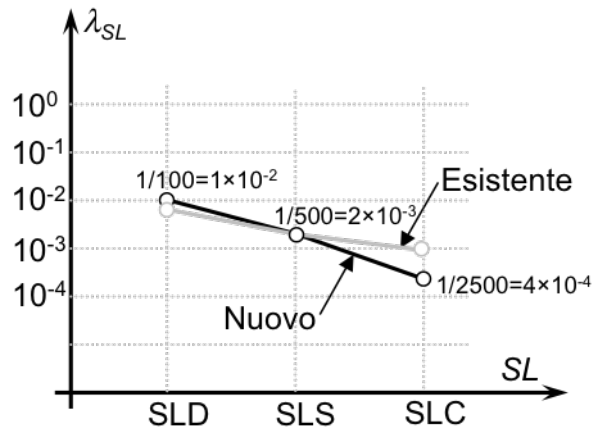


Fig. A-4 Variazione della frequenza media annua di superamento degli SL per edifici nuovi ed esistenti.

### A.3 Considerazione dell'incertezza epistemica nella curva di pericolosità sismica (Commento al §2.2)

La curva di pericolosità sismica del sito  $\lambda_S(s)$  che compare nell'integrale (2.12) del rischio è essa stessa caratterizzata da incertezza epistemica. Sorgenti di tale incertezza sono, ad esempio, i confini delle zone sismogenetiche, i valori limite inferiore e superiore della magnitudo di ogni zona, le diverse leggi di attenuazione disponibili. Il trattamento di tali incertezze mediante albero logico è parte integrante dell'analisi probabilistica di pericolosità sismica. Il risultato viene normalmente riportato in termini di curva mediana  $\lambda_{S,50\%}(s)$  e curve frattili, ad esempio  $\lambda_{S,16\%}(s)$  e  $\lambda_{S,84\%}(s)$ .

La Fig. A-5 mostra a fini illustrativi l'albero logico utilizzato per la determinazione della pericolosità sismica del territorio Italiano nello studio per la redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274/2003 (OPCM), in cui i parametri considerati sono:

1. gli intervalli di completezza del catalogo sismico
2. le modalità di determinazione della magnitudo massima per ogni sorgente
3. modalità di calcolo dei tassi di sismicità
4. le relazioni di attenuazione

Il peso di ciascun ramo (ogni ramo porta a una mappa di pericolosità dell'intero Paese) appare nella colonna destra. I risultati sono stati presentati in forma di mappe mediana e frattili dell'accelerazione di picco al suolo.

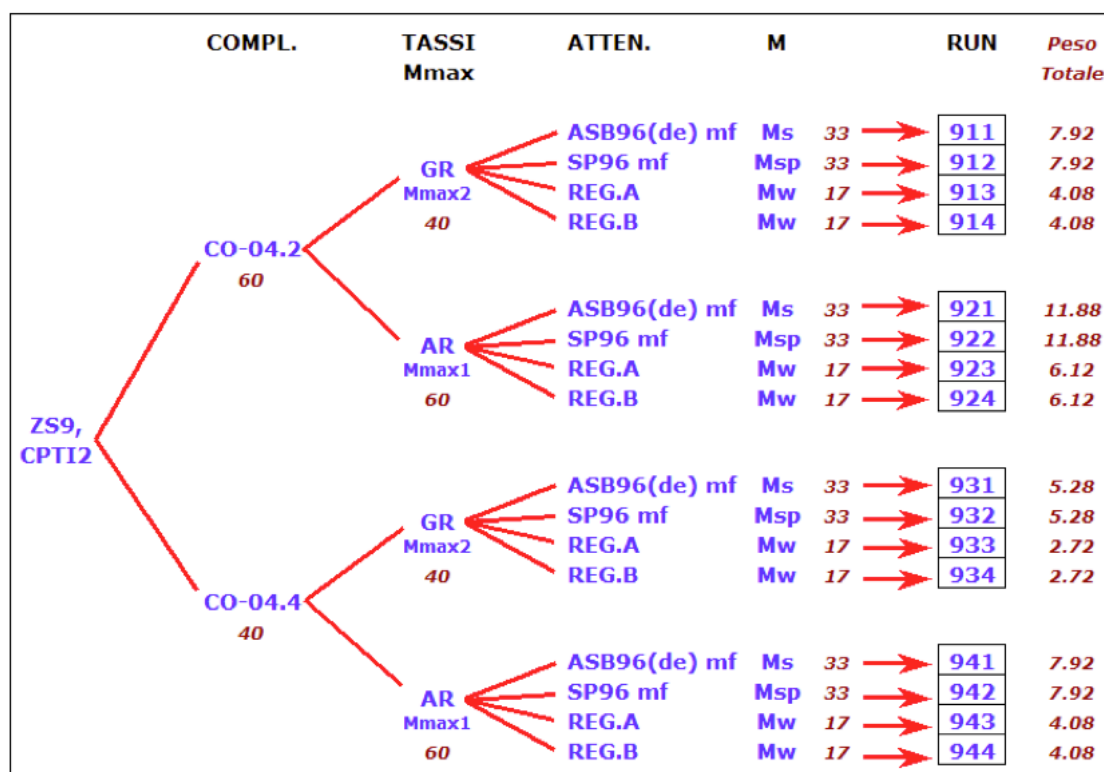


Fig. A-5 Albero logico utilizzato in (INGV, 2004) per determinare la distribuzione dell'accelerazione di picco al suolo.

Se nell'integrale (2.12) si introduce l'incertezza epistemica nella determinazione della curva di pericolosità, rappresentata mediante una variabile aleatoria  $\varepsilon_H$ , l'espressione del rischio prende la forma:

$$\lambda_{SL} = \int_0^\infty \left[ \int_0^\infty P_{SL}(s) \cdot \left| \frac{d\lambda_S(s, \varepsilon_H)}{ds} \right| ds \right] f(\varepsilon_H) d\varepsilon_H \quad (A.11)$$

Poiché la curva di fragilità  $P_{SL}(s)$  non dipende dalla variabile  $\varepsilon_H$ , è possibile scambiare l'ordine di integrazione e, sotto opportune condizioni di regolarità, quello dell'integrazione rispetto a  $\varepsilon_H$  con quello di derivazione rispetto a  $s$ , ottenendo:

$$\begin{aligned} P_{SL} &= \int_0^\infty P_{SL}(s) \cdot \left[ \int_0^\infty \left| \frac{d\lambda_S(s, \varepsilon_H)}{ds} \right| f(\varepsilon_H) d\varepsilon_H \right] ds = \\ &= \int_0^\infty P_{SL}(s) \cdot \left[ \frac{d \left[ \int_0^\infty \lambda_S(s, \varepsilon_H) f(\varepsilon_H) d\varepsilon_H \right]}{ds} \right] ds = \int_0^\infty P_{SL}(s) \cdot \left| \frac{d\bar{\lambda}_S(s)}{ds} \right| ds \end{aligned} \quad (A.12)$$

nella quale l'integrale interno rappresenta il valore atteso rispetto alla distribuzione di  $\varepsilon_H$  della derivata della curva di pericolosità, pari alla derivata della curva media di pericolosità.

Assumendo per la variabile  $\varepsilon_H$  la distribuzione lognormale (Cornell *et al*, 2002) è possibile ottenere la curva di pericolosità media  $\bar{\lambda}_S(s)$  a partire da quella mediana  $\lambda_{S,50\%}(s)$  attraverso l'espressione:

$$\bar{\lambda}_S(s) = \lambda_{S,50\%}(s) \exp\left(\frac{1}{2} \beta_H^2\right) \quad (A.13)$$

che corrisponde all'equazione (2.2) in §2.2.

La deviazione standard del logaritmo di  $\varepsilon_H$ ,  $\beta_H = \sigma_{\ln \varepsilon_H}$ , non è costante al variare dell'intensità  $S$ . Essa può essere stimata a partire dalla mediana e da un valore frattile di  $\lambda_S$  nell'intorno dell'intensità  $S = s_{\lambda_{SL}}$  che corrisponde sulla curva di pericolosità mediana al valore del rischio  $\lambda_{LS}$  calcolato con l'equazione (2.12).

#### A.4 Criteri per la scelta delle storie temporali del moto sismico (Commento al §2.2.2)

La procedura della pratica professionale considerata la più avanzata per la selezione dei segnali sismici per l'analisi dinamica non-lineare delle strutture consta di quattro fasi (graficamente schematizzate in Fig. A-6):

1. ottenere, a partire dall'analisi probabilistica della pericolosità sismica per il sito in esame, lo spettro di progetto elastico per lo stato limite considerato; ad esempio lo spettro a pericolosità uniforme<sup>21</sup> (SPU).
2. ottenere dalla *disaggregazione della pericolosità*, le coppie magnitudo-distanza (anche dette *terremoti di progetto*) che maggiormente contribuiscono alla frequenza media del superamento della soglia prescelta dell'ordinata spettrale relativa al periodo fondamentale della struttura<sup>22</sup>
3. Accedere a una banca dati di accelerogrammi al fine di individuare gruppi di registrazioni che hanno caratteristiche simili (magnitudo e distanza) a quelle provenienti dalla disaggregazione. Ciò garantisce, in prima approssimazione, la coerenza degli accelerogrammi selezionati con le caratteristiche di sorgente e propagazione che sono più *importanti* per la sismicità del sito in esame.
4. Infine, selezionare tra questi, accelerogrammi che non solo provengano da eventi simili ai terremoti di progetto, ma che abbiano anche la forma spettrale simile a quella dello spettro elastico di riferimento, ad esempio imponendo allo spettro medio delle registrazioni, anche *scalate*<sup>23</sup> in ampiezza, un assegnato grado di compatibilità spettrale in un intervallo di periodi.

<sup>21</sup> Lo SPU è lo spettro le cui le ordinate hanno tutte la stessa probabilità di essere superate nell'intervallo temporale di interesse (e.g., cinquanta anni). Tali spettri sono spesso assunti dai codici quali spettri di progetto elastici; tuttavia, è facile riconoscere come essi non rappresentino il moto al suolo (lo spettro) di alcun terremoto specifico, essendo combinazione di tutti i terremoti possibili (ad esempio in termini di magnitudo e distanza) coinvolti nell'analisi di pericolosità per il sito in esame. Esistono peraltro alternative che permettono di superare questa limitazione.

<sup>22</sup> La disaggregazione spesso porta a individuare almeno un terremoto di progetto per ciascuna delle sorgenti coinvolte nell'analisi di pericolosità per il sito in esame. A rigore, per ogni terremoto di progetto individuato è necessario predisporre un campione di accelerogrammi indipendente perché, pur contribuendo al superamento della stessa ordinata spettrale, essi rappresentano terremoti diversi per caratteristiche (es., durata significativa). Inoltre, i terremoti di progetto cambiano con l'ordinata spettrale considerata e col periodo di ritorno. Si noti infine che, oltre a magnitudo e distanza dalla sorgente, spesso la disaggregazione si esprime anche in termini di *epsilon* ( $\epsilon$ ). Tale parametro misura quanto lo spettro del terremoto di riferimento devii da quello previsto *mediamente* per il terremoto di progetto in questione.

<sup>23</sup> Scalare linearmente in ampiezza vuol dire semplicemente moltiplicare gli accelerogrammi per il rapporto tra il valore dello spettro di progetto che si vuole raggiungere e quello dell'accelerogramma prima che lo si scali.

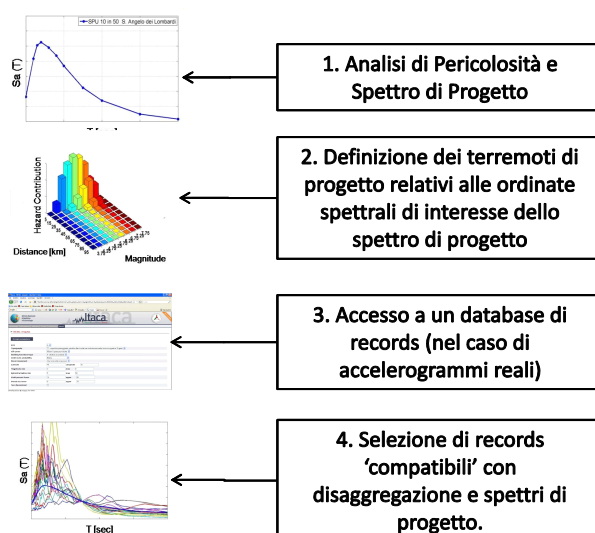


Fig. A-6 Passi fondamentali per la selezione delle storie temporali del moto sismico.

La procedura descritta prescrive una selezione sulla base dei terremoti di progetto e della forma spettrale. Magnitudo e distanza influenzano la forma spettrale, e quest'ultima (soprattutto intorno al periodo fondamentale) contiene una gran mole d'informazione in relazione alla valutazione della risposta sismica di strutture non-lineari e a molti gradi di libertà, specialmente in termini di parametri deformativi. Potrebbe quindi sembrare superfluo cercare accelerogrammi con magnitudo e distanza ottenuti dalla disaggregazione, rispetto a selezionarli in modo da avere forma spettrale simile a quella di riferimento. D'altra parte, va rilevato che considerare anche i terremoti dalla disaggregazione aiuta a far sì che, nella selezione delle storie temporali, si tenga implicitamente conto anche di quelle misure di intensità dello scuotimento che non sono rappresentate dallo spettro elastico (e.g., durata significativa e/o potenziale di danno ciclico), che invece dipendono più direttamente dalle caratteristiche di sorgente e propagazione delle onde sismiche<sup>24</sup>.

L'importanza della forma spettrale nella selezione spiega anche perché sia opportuno rendere gli spettri dei singoli accelerogrammi il più possibile simili allo spettro di riferimento, almeno attorno al periodo di oscillazione fondamentale della struttura. Infatti, ciò aiuta ridurre la variabilità della risposta sismica della struttura *da accelerogramma ad accelerogramma*, il che vuol dire riuscire a valutare il comportamento della struttura condizionato allo scenario, con minore incertezza (o, equivalentemente, con maggiore confidenza) a parità di un numero di analisi.

La procedura discussa, pur rappresentando la migliore pratica corrente per la definizione delle storie temporali di scuotimento, non contempla fenomeni peculiari cosiddetti di *campo vicino*, pur rilevanti per l'ingegneria strutturale. Infatti, al verificarsi di un evento sismico, le zone vicine alla sorgente possono essere interessate dagli effetti della *direttività della sorgente*. Tali effetti sono legati alle direzioni prevalenti di propagazione della rottura e dello scorrimento della faglia. A causa di essi il moto al suolo a un sito che si trovi in determinate condizioni geometriche in prossimità della sorgente, in particolare la storia temporale di velocità in direzione ortogonale alla faglia,

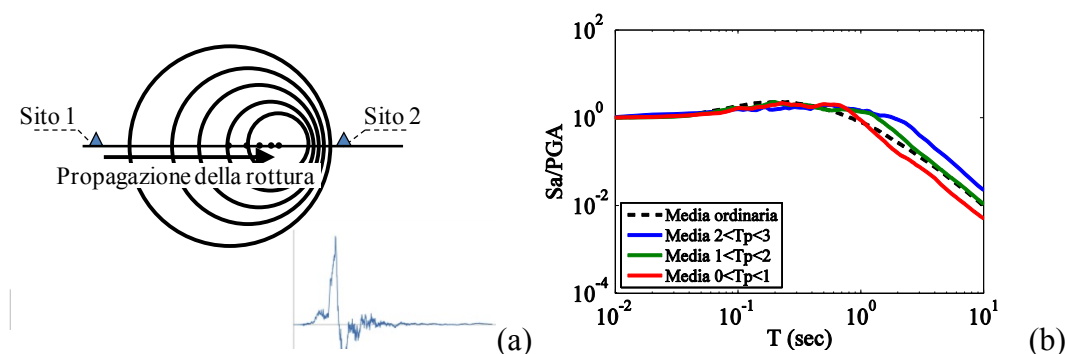
<sup>24</sup> Rappresentare correttamente il potenziale ciclico del terremoto è importante soprattutto per quelle strutture caratterizzate da legami costitutivi evolutivi, come spesso accade per le strutture esistenti. Tuttavia, è stato dimostrato che solo strutture con caratteristiche molto degradanti sono veramente sensibili a parametri legati alla durata dello scuotimento.

può presentare, nelle prime fasi del segnale, un ciclo a bassa frequenza (*impulso*) nel quale si concentra gran parte dell'energia che l'intero segnale porta con sé.

Ciò che in effetti succede è schematicamente rappresentato in Fig. A-7a, per semplicità relativa a un'ipotetica faglia trascorrente. In modo grossolano ma efficace, si può dire che discretizzando la rottura in sorgenti puntiformi di onde meccaniche, la parte iniziale della rottura irradia prima verso il sito mentre quella successiva irradia dopo, ma deve percorrere meno strada, questo può determinare *interferenza costruttiva* delle onde sismiche e quindi la formazione di un impulso a bassa frequenza e alta energia (Sito 2). Lontano dalla sorgente o per siti che vedono allontanarsi da se la rottura questo effetto si perde e l'energia portata in dote dal segnale è distribuita più uniformemente (Sito 1).

Nei casi in cui esso si verifica, l'impulso determina l'amplificazione solo delle frequenze del segnale che approssimano il periodo di impulso (definito come  $T_p$ ). Ciò è schematicamente rappresentato in Fig. A-7b. Si noti come la direttività implichi una sistematica variazione della forma spettrale rispetto a terremoti che non presentano queste caratteristiche (detti *ordinari*), e per questo come essa possa essere rilevante per la sezione delle storie temporali basata sulla forma spettrale. Infatti, in genere, il periodo di impulso  $T_p$  rientra nell'intervallo di periodi di interesse strutturale (0 sec ÷ 3 sec) e le strutture che hanno un periodo fondamentale di oscillazione pari a una certa frazione del periodo dell'impulso (e.g., pari a 0.4 ÷ 0.5), possono subire una richiesta anomala anche di prestazione inelastica oltre che elastica, dove l'anomalia è anch'essa intesa rispetto ai terremoti ordinari.

Esistono, allo stato dell'arte della ricerca, modelli che permettono (almeno sul piano teorico) di modificare l'analisi ordinaria di pericolosità sismica per tener in conto anche degli eventuali fenomeni direttivi, e quindi di riadattare la procedura di selezione descritta sopra per tenere in conto del fenomeno<sup>25</sup>. Tuttavia, le analisi di pericolosità di campo vicino richiedono una conoscenza delle singole faglie molto dettagliata, e spesso indisponibile, per cui per ora la modellazione esplicita degli effetti direttivi sembra fattibile solo per le infrastrutture critiche, dove una conoscenza più approfondita delle caratteristiche sismiche della regione è necessaria per garantire un livello di sicurezza adeguato alle possibili conseguenze del collasso di tali sistemi.



**Fig. A-7 (a) Rappresentazione semplificata degli effetti impulsivi della direttività ed esempio in relazione al terremoto di Landers in California (1992). (b) Spettri elastici medi di accelerazione nel caso di segnali im-**

<sup>25</sup> Ciò richiede la valutazione della probabilità di osservare, in base alla geometria sito-sorgente, segnali impulsivi. Inoltre, essa utilizza relazioni empiriche tra magnitudo dell'evento e periodo dell'impulso. A parte tali modifiche, l'analisi di *pericolosità in campo vicino* prosegue allo stesso modo di quella ordinaria. La sua disaggregazione, infatti, consente di aggiungere  $T_p$  ai parametri che identificano i terremoti di progetto. In tal modo la procedura schematizzata in Fig. A4-1 può essere, almeno in linea di principio, adattata per tenere in conto di segnali impulsivi.

pulsivi ed ordinari; tutti gli spettri sono adimensionalizzati per i valori dell'accelerazione di picco al suolo (*peak ground acceleration* o PGA). Si noti la differenza sistematica intorno al periodo dell'impulso.

## A.5 Determinazione dello stato globale di una struttura a partire da quello dei suoi componenti (Commento al §2.5.3 e al §4.6.2)

Come osservato nella Premessa (§1), il passaggio dalla descrizione qualitativa dei vari SL ad una loro definizione esplicita riferita allo stato di tutti i componenti strutturali lascia frequentemente spazio a margini di soggettività che possono avere rilevanti riflessi sul risultato della valutazione. Peraltro la situazione varia a seconda dello stato limite considerato (§2.5). Per quanto riguarda lo stato limite di collasso, come già indicato in §2.5.3, sono possibili due formulazioni. La seconda, che si adotta nel caso di modellazione con legami costitutivi senza degrado, si basa sulla formula di aggregazione dei rapporti D/C locali degli elementi strutturali (Jalayer et al. 2007):

$$Y_{SLC} = \max_{i=1, N_s} \min_{j \in I_i} \frac{D_j}{C_{j,SLC}} \quad (2.8)$$

dove  $N_s$  è il numero dei sotto-sistemi e  $I_i$  è l'insieme dei componenti nell' $i$ -esimo sotto-sistema. La formulazione di  $Y$  riportata si basa sulla schematizzazione della struttura come una *serie* di sotto-sistemi costituiti da componenti disposti in *parallelo*. La crisi di un sotto-sistema parallelo si ha quando *tutti* i suoi componenti eccedono la corrispondente capacità e, stante il collegamento in serie dei sotto-sistemi, la crisi di *uno solo* di essi è sufficiente a determinare quella dell'intero sistema.

La definizione si giustifica osservando che scegliere il minimo D/C in un dato sotto-sistema, implica che i rimanenti componenti si trovano in condizioni "peggiori"; se tuttavia tale minimo è ancora minore di uno, il sotto-sistema non entra in crisi. Il sistema raggiunge invece la crisi quando il massimo dei minimi raggiunge il valore uno.

La Fig. A-8 illustra il calcolo del valore di  $Y$  con riferimento a un semplice telaio a due piani e due campate. Nell'esempio, a titolo illustrativo, il collasso strutturale può avvenire attraverso un meccanismo duttile di perdita di rigidità generalizzata su un piano ("piano debole", nell'esempio sono possibili due meccanismi di questo tipo, al primo e al secondo piano), cui corrispondono deformazioni massime e residue in generale elevate e poco controllabili, oppure per il collasso fragile a taglio dei pilastri. In definitiva i meccanismi in serie sono otto, il piano soffre al primo livello, quello al secondo, e i sei collassi a taglio dei pilastri. A loro volta, i piani soffici costituiscono sotto-sistemi in parallelo che richiedono la plasticizzazione di tutti i pilastri del piano. La figura riporta i valori D/C di ogni componente elementare e la corrispondente aggregazione attraverso l'equazione (2.8).

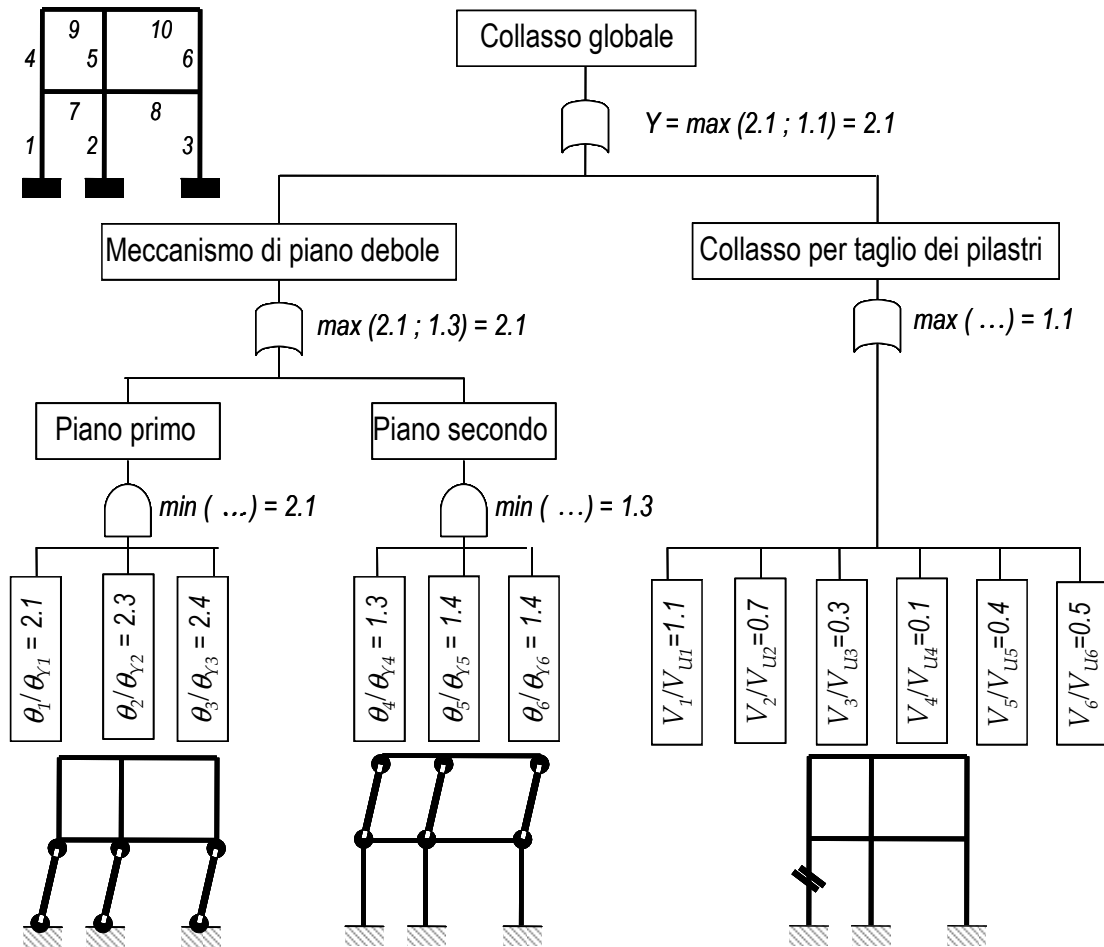


Fig. A-8 Rappresentazione della crisi della struttura come combinazione di sotto-sistemi (meccanismi) alternativi.

Occorre peraltro osservare che la formulazione di cui sopra per strutture di dimensioni realistiche diviene particolarmente laboriosa in quanto a rigore richiede la considerazione di tutti i possibili meccanismi di collasso (sotto-sistemi in parallelo). Vi è infine da aggiungere che le considerazioni precedenti si riferiscono a problemi di natura statica. In campo dinamico fortemente non lineare i meccanismi critici non sono determinabili a priori, in quanto essi dipendono dalla risposta della struttura, la quale è a sua volta fortemente condizionata alle caratteristiche in frequenza di ogni singolo moto.

In pratica spesso anche nel caso dello stato limite di collasso si assume in via semplificata che il meccanismo critico consista nel cedimento dell'elemento più debole, ossia:

$$Y_{SLC} = \max \frac{D_j}{C_{j,SLC}} \tag{A.14}$$

il che corrisponde a far coincidere il collasso con l'inizio invece che con la fine del tratto a pendenza negativa della curva (c) in Fig. 2-5. Il grado di approssimazione associato a tale scelta è variabile e dipende fortemente dall'importanza dell'elemento critico nell'equilibrio generale.



## A.6 Quantificazione degli stati limite in edifici irregolari in muratura per i metodi B e C (Commento al §3.2.1.5 e al §3.3.1)

La simulazione del comportamento sismico di edifici irregolari attraverso i metodi B e C richiede la definizione di diversi oscillatori non lineari equivalenti, le cui risposte devono essere correttamente combinate.

Nel caso in cui per un dato modo siano presenti significativi effetti torsionali (rapporto tra il coefficiente di partecipazione minimo e massimo maggiore del 10%), è necessario procedere alla combinazione degli effetti prodotti dalle due componenti del moto sismico.

Inoltre, quando l'analisi di spinta viene eseguita con una distribuzione di forze derivante da una deformata cui è associata una massa partecipante inferiore al 75% della massa totale, è necessario considerare il contributo dei modi superiori, dopo avere eseguito una analisi statica non lineare multi-modale.

### A.7.1 Quantificazione degli stati limite considerando le due componenti di eccitazione

Nel caso di edifici irregolari in pianta, le forme modali presentano un accoppiamento degli spostamenti nelle due direzioni, conseguenza di effetti torsionali.

Supponendo, a titolo di esempio, di considerare l' $i$ -esimo modo e che per esso la direzione prevalente (ovvero quella con la massa partecipante maggiore) sia X, la curva ottenuta dall'analisi statica non lineare fa riferimento al taglio alla base  $V_X$  secondo tale direzione, ma la risposta sismica deve considerare il contributo delle due componenti di eccitazione.

Una misura dell'importanza di questi effetti è fornita dai coefficienti di partecipazione  $\Gamma_{iX}$  e  $\Gamma_{iY}$  dell' $i$ -esimo modo considerato secondo le due direzioni:

$$\Gamma_{iX} = \frac{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{t}_X}{M_i} \quad \Gamma_{iY} = \frac{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{t}_Y}{M_i} \quad (M_i = \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i) \quad (\text{A.15})$$

dove:  $\boldsymbol{\varphi}_i$  è la forma modale (l'apice  $T$  indica l'operazione di trasposizione del vettore),  $\mathbf{M}$  è la matrice di massa,  $M_i$  è la massa modale sul modo  $i$ ,  $\mathbf{t}_X$  e  $\mathbf{t}_Y$  sono i vettori di trascinamento in direzione X e Y (le cui componenti sono pari a 1 se il grado di libertà è una traslazione in direzione X o Y, e zero altrimenti).

La procedura di seguito descritta deve essere applicata quando  $\Gamma_{iY}/\Gamma_{iX} > 0.1$ .

La curva di capacità che consente di calcolare il contributo alla domanda di spostamento dovuto al moto sismico alla base diretto secondo X si ottiene convertendo la curva ottenuta dall'analisi di spinta:

$$a_X = \frac{V_X}{\Gamma_{iX} M_i} \quad \delta_X = \frac{d_X}{\Gamma_{iX}} \quad (\text{A.16})$$

dove  $d_X$  è lo spostamento di un grado di libertà di controllo in direzione X.

La curva di capacità che consente di calcolare il contributo alla domanda di spostamento dovuto al moto sismico alla base diretto secondo Y si ottiene convertendo la stessa curva ma attraverso il corrispondente coefficiente di partecipazione  $\Gamma_{iY}$ :

$$a_Y = \frac{V_X}{\Gamma_{iY} M_i} \quad \delta_Y = \frac{d_X}{\Gamma_{iY}} \quad (\text{A.17})$$

Essendo  $\Gamma_{iY} < \Gamma_{iX}$  la curva rappresentativa della risposta alle azioni secondo Y ha capacità di accelerazione maggiori e quindi il corrispondente contributo alla risposta complessiva è minore di quello dovuto all'eccitazione in direzione X.

La definizione delle variabili di stato limite richiede la valutazione degli stessi parametri di risposta utilizzati nei §3.3.1/2/3, che sono tutti funzione dello spostamento  $\delta_X$ :  $\Sigma_{SLD,F}$ ,  $\Sigma_{SLD,M}$ ,  $\Sigma_{SLC,M}$ ,  $C_G$ ,  $\delta_{SLD,G}$ ,  $\delta_{SLC,G}$ ,  $\theta_{p,l}$  ( $p = 1, \dots, N_p$  – numero di pareti;  $l = 1, \dots, N_l$  – numero di livelli).

Utilizzando per le due direzioni il relativo spettro di risposta, opportunamente ridotto (sovrasmorzato o anelastico), è possibile esprimere relazioni funzionali tra l'intensità sismica e le domande di spostamento dovute alle due componenti dell'eccitazione:

$$\delta_X = f_X(S_a(T_1)) \quad \delta_Y = f_Y(S_a(T_1)) \quad (\text{A.18})$$

nelle quali  $S_a(T_1)$ , misura di intensità dell'evento costituito dall'applicazione contemporanea delle due componenti del moto del terreno, è definito come media geometrica delle accelerazioni spettrali a  $T_1$  nelle due direzioni X e Y:

$$S_a(T_1) = \sqrt{S_{aX}(T_1) S_{aY}(T_1)} \quad (\text{A.19})$$

e i rapporti tra  $S_a(T_1)$  e le intensità nelle due direzioni  $S_{a,X}(T_1)$  e  $S_{a,Y}(T_1)$  sono impliciti nella definizione delle funzioni  $f_X$  e  $f_Y$ .

Le variabili parziali di stato limite devono essere definite, per ogni valore dell'intensità, combinando gli effetti prodotti dalle due componenti del moto.

Il controllo alla scala locale si esegue combinando le cumulate del danno attraverso la regola SRSS. Per questo si utilizza un'unica cumulata, definita in funzione dello spostamento sulla curva di capacità relativa alla risposta secondo la componente X, ma si tiene conto che la domanda di spostamento dovuta alla componente Y corrisponde ad un punto  $\delta_{X|Y}$  su questa curva di capacità che è precedente a  $\delta_X$ , domanda di spostamento dovuta alla sola componente X:

$$\delta_{X|Y} = \frac{\Gamma_{iY}}{\Gamma_{iX}} f_Y(f_X^{-1}(\delta_X)) \quad (\text{A.20})$$

E' quindi possibile definire, ad esempio per lo SLD nelle fasce, la funzione cumulata che tiene conto della risposta dovuta all'eccitazione sismica completa, a partire da quella ricavata per la sola direzione X:

$$\Sigma_{SLD,F}^{XY}(\delta_X) = \sqrt{\Sigma_{SLD,F}^2(\delta_X) + \Sigma_{SLD,F}^2 \left[ \frac{\Gamma_{iY}}{\Gamma_{iX}} f_Y(f_X^{-1}(\delta_X)) \right]} \quad (\text{A.21})$$

Con espressioni analoghe si ricavano le cumulate per i maschi allo SLD e SLC, da cui si ottengono le variabili stato limite a livello di elemento strutturale:

$$Y_{SLD}^{XY} = \frac{1}{\tau_{SLD}} \max(\Sigma_{SLD,F}^{XY}, \Sigma_{SLD,M}^{XY}) \quad (\text{A.22})$$

$$Y_{SLC}^{XY} = \frac{1}{\tau_{SLC}} \Sigma_{SLC,M}^{XY} \quad (\text{A.23})$$

È quindi possibile definire  $\delta_{SLD,S}$  e  $\delta_{SLC,S}$ , sulla curva di capacità relativa alla risposta secondo X, come punti nei quali  $Y_{SLD,S}^{XY}$  e  $Y_{SLC,S}^{XY}$  raggiungono il valore 1.

Il controllo alla scala del macroelemento parete si esegue definendo la variabile:

$$\theta_p(\delta_x) = \max|\theta_{p,l}(\delta_x)| \quad (p = 1, \dots, N_p ; l = 1, \dots, N_l) \quad (A.24)$$

Assumendo di combinare gli effetti con la SRSS, si ottiene:

$$\theta_p^{XY}(\delta_x) = \sqrt{\theta_p^2(\delta_x) + \theta_p^2 \left[ \frac{\Gamma_{iY}}{\Gamma_{iX}} f_Y(f_X^{-1}(\delta_x)) \right]} \quad (A.25)$$

Lo spostamento  $\delta_{SLD,M}$  sulla curva di capacità relativa alla risposta secondo X corrisponde alla condizione  $\theta_p^{XY} = \theta_{SLD,M}$ ; analogamente è definito lo spostamento  $\delta_{SLC,M}$ .

Per il controllo alla scala globale, per ciascun valore di intensità si valutano, nelle due direzioni, il rapporto tra la domanda di spostamento ed il valore limite; questi si combinano con la SRSS, ottenendo:

$$Y_{SLD,G}^{XY}(\delta_x) = \frac{1}{\delta_{SLD,G}^X} \sqrt{\delta_x^2 + \left[ \frac{\Gamma_{iY}}{\Gamma_{iX}} f_Y(f_X^{-1}(\delta_x)) \right]^2} \quad (A.26)$$

dove  $\delta_{SLD,G}^X$  è lo spostamento sulla curva di capacità relativa all'eccitazione secondo X definito attraverso il controllo dello SLD a scala globale; si osserva che il secondo addendo sotto radice incrementa la variabile di stato limite a causa della concomitante eccitazione in direzione Y.

Lo spostamento  $\delta_{SLD,G}$  è il valore sulla curva di capacità in direzione X per il quale  $Y_{SLD,G}^{XY}$  raggiunge il valore 1.

Finalmente, i valori di  $\delta_{SLD}$  e  $\delta_{SLC}$  sono ottenuti dalle (3.31) e (3.37), come minimo tra i valori sopra definiti derivanti dai controlli alle diverse scale dell'approccio multi-criterio; essi risultano sempre minori o uguali a quelli che si ottengono trascurando il contributo dell'eccitazione sismica in direzione ortogonale a quella di verifica.

Infine, per lo SLS la variabile del costo di riparazione globale si ottiene a partire dalla funzione  $C_G(\delta_x)$  valutata dalla risposta nella direzione di verifica:

$$C_G^{XY}(\delta_x) = \sqrt{C_G^2(\delta_x) + C_G^2 \left[ \frac{\Gamma_{iY}}{\Gamma_{iX}} f_Y(f_X^{-1}(\delta_x)) \right]} \quad (A.27)$$

Lo spostamento  $\delta_{SLS}$  sulla curva di capacità relativa alla risposta secondo X è quello corrispondente alla condizione **Error! Objects cannot be created from editing field codes.**, sotto la condizione che  $\delta_{SLS} \leq \delta_{SLC}$ .

Definiti in una posizione opportunamente anticipata i punti sulla curva di capacità corrispondenti al raggiungimento dei tre stati limite, la verifica viene eseguita considerando la domanda di spostamento dovuta alla sola componente dell'input sismico nella direzione di verifica.

### A.7.2 Quantificazione degli stati limite nel caso di analisi multi-modale

Per il calcolo della risposta sismica è necessario considerare il contributo dei modi superiori quando non viene raggiunta una percentuale di massa pari al 75% della massa totale, dal primo modo (solai sufficientemente rigidi) o dalla combinazione SRSS

dei modi che non presentano inversione del segno in altezza degli spostamenti nella direzione di verifica (solai molto flessibili, caso in cui ogni modo corrisponde a una o più pareti).

In questi casi, oltre al modo principale, identificato dall'indice  $l$  e definito come sopra, per l'analisi multi-modale è necessario considerare un numero  $N_{mm}-1$  di modi superiori, fino ad arrivare ad una percentuale di massa partecipante superiore al 75%.

Nel seguito, per semplicità di trattazione, è omesso l'indice che indica la direzione di verifica, in quanto la combinazione prende in considerazione modi che agiscono tutti secondo la stessa direzione.

Eseguita per il generico modo  $i$  l'analisi di spinta e calcolata la curva di capacità, è possibile valutare in funzione di  $\delta_i$  i parametri di risposta relativi all' $i$ -esimo modo necessari all'applicazione del criterio multi-scala: cumulate di danno nelle fasce e nei maschi ( $\Sigma_{SLD,F}^i, \Sigma_{SLD,M}^i, \Sigma_{SLC,M}^i$ ); funzione costo di riparazione globale ( $C_G^i$ ); drift d'interpiano nelle diverse pareti e ai diversi livelli ( $\theta_{p,l}^i - p = 1, \dots, N_p; l = 1, \dots, N_l$ ). Inoltre sono valutati gli spostamenti per i quali si verificano le condizioni di SLD e SLC alla scala globale ( $\delta_{SLD,G}^i, \delta_{SLC,G}^i$ ).

Fissato lo spettro di risposta, opportunamente ridotto (sovrasmorzato o anelastico), per ciascun modo si ricava la funzione che esprime la domanda di spostamento dell' $i$ -esimo oscillatore in funzione dell'intensità sismica:

$$\delta_i = f_i(S_a(T_1)) \quad (i = 1, \dots, N_{mm}) \quad (A.28)$$

La domanda di spostamento sui modi superiori può essere espressa in funzione di quella sul modo principale:

$$\delta_i(\delta_1) = f_i(f_1^{-1}(\delta_1)) \quad (i = 2, \dots, N_{mm}) \quad (A.29)$$

Le variabili parziali di stato limite devono essere definite, per ogni valore dell'intensità, combinando gli effetti prodotti dai diversi modi.

Il controllo alla scala locale si esegue combinando le diverse cumulate del danno, tutte espresse in funzione di  $\delta_i$ , attraverso la regola SUM, in quando si può assumere cautelativamente che i primi elementi a danneggiarsi su ciascun modo siano diversi. Si definisce quindi, ad esempio per lo SLD nelle fasce, la funzione cumulata che tiene conto della risposta multi-modale:

$$\Sigma_{SLD,F}^{mm}(\delta_1) = \Sigma_{SLD,F}^1(\delta_1) + \sum_{i=2}^{N_{mm}} \Sigma_{SLD,F}^i \left[ f_i(f_1^{-1}(\delta_1)) \right] \quad (A.30)$$

Con espressioni analoghe si ricavano le cumulate per i maschi allo SLD e SLC, da cui si ottengono le variabili stato limite a livello di elemento strutturale:

$$Y_{SLD}^{mm} = \frac{1}{\tau_{SLD}} \max(\Sigma_{SLD,F}^{mm}; \Sigma_{SLD,M}^{mm}) \quad (A.31)$$

$$Y_{SLC}^{mm} = \frac{1}{\tau_{SLC}} \Sigma_{SLC,M}^{mm} \quad (A.32)$$

È quindi possibile definire  $\delta_{SLD,S}$  e  $\delta_{SLC,S}$ , sulla curva di capacità relativa alla risposta secondo X, come punti nei quali  $Y_{SLD,S}^{mm}$  e  $Y_{SLC,S}^{mm}$  raggiungono il valore 1.

Il controllo alla scala del macroelemento parete si esegue combinando gli effetti per ciascuna parete e livello dell'edificio, attraverso la regola SRSS:

$$\theta_{p,l}^{mm}(\delta_1) = \sqrt{[\theta_{p,l}^1(\delta_1)]^2 + \sum_{i=2}^{N_{mm}} [\theta_{p,l}^i(f_i(f_1^{-1}(\delta_1)))]^2} \quad (\text{A.33})$$

e definendo la variabile:

$$\theta_p^{mm}(\delta_1) = \max(\theta_{p,l}^{mm}(\delta_1)) \quad (p = 1, \dots, N_p ; l = 1, \dots, N_l) \quad (\text{A.34})$$

Lo spostamento  $\delta_{SLD,M}$  sulla curva di capacità relativa al modo principale corrisponde alla condizione  $\theta_p^{mm} = \theta_{SLD,M}$ ; analogamente è definito lo spostamento  $\delta_{SLC,M}$ .

Per il controllo alla scala globale, per ciascun valore di intensità si valutano i rapporti tra la domanda di spostamento ed il valore limite su ciascun modo  $\delta_{SLD,G}^i$ ; questi si combinano con la SRSS, ottenendo:

$$Y_{SLD,G}^{mm}(\delta_1) = \sqrt{\left[\frac{\delta_1}{\delta_{SLD,G}^1}\right]^2 + \sum_{i=2}^{N_{mm}} \left[\frac{f_i(f_1^{-1}(\delta_1))}{\delta_{SLD,G}^i}\right]^2} \quad (\text{A.35})$$

Lo spostamento  $\delta_{SLD,G}$  è il valore sulla curva di capacità del modo principale per il quale  $Y_{SLD,G}^{mm}$  raggiunge il valore 1.

Con formula analoga si valutano la funzione  $Y_{SLC,G}^{mm}(\delta_1)$  e lo spostamento  $\delta_{SLC,G}$ .

Finalmente, i valori di  $\delta_{SLD}$  e  $\delta_{SLC}$  sono ottenuti dalle (3.31) e (3.37), come minimo tra i valori sopra definiti derivanti dai controlli alle diverse scale dell'approccio multi-scala; essi risultano sempre minori o uguali a quelli che si ottengono considerando solo il modo principale.

Infine, per lo SLV la variabile del costo di riparazione globale si ottiene a partire dalle funzioni  $C_G^i(\delta_i)$  valutate sui modi considerati nell'analisi multi-modale:

$$C_G^{mm}(\delta_1) = \sqrt{[C_G^1(\delta_1)]^2 + \sum_{i=2}^{N_{mm}} [C_G^i(f_i(f_1^{-1}(\delta_1)))]^2} \quad (\text{A.36})$$

Lo spostamento  $\delta_{SLS}$  sulla curva di capacità relativa alla risposta sul modo principale è quello corrispondente alla condizione  $C_G^{mm} = \tau_{SLS}$ , sotto la condizione che  $\delta_{SLS} \leq \delta_{SLC}$ .

Definiti in una posizione opportunamente anticipata i punti sulla curva di capacità del modo principale corrispondenti al raggiungimento dei tre stati limite, la verifica viene eseguita considerando la domanda di spostamento  $\delta_l$  valutata su questa curva di capacità.

## A.7 Modelli di smorzamento viscoso per analisi dinamiche non lineari (Commento al §4.3.4)

Nelle analisi dinamiche al passo, lineari e non lineari, la pratica più diffusa è quella di adottare un livello di smorzamento viscoso, in aggiunta a quello isteretico modellato attraverso i legami costitutivi ciclici degli elementi strutturali, costante e pari al 5% per oscillatori semplici. Per le strutture a più gradi di libertà il modello di smorzamen-

to comunemente adottato è quello di Rayleigh, che fornisce la matrice di smorzamento proporzionale a quelle di massa e rigidità (iniziale):  $\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K}_i$ . In questo modello il rapporto di smorzamento viscoso non è costante, ma dipende dalla frequenza. I coefficienti di proporzionalità vengono calcolati in modo da ottenere un rapporto di smorzamento critico approssimativamente pari al 5% entro un prefissato intervallo di frequenze legate ai modi di vibrazione della struttura.

Considerazioni teoriche e limitate evidenze sperimentali sembrano indicare che tale pratica possa condurre, a livelli di duttilità elevati, a una valutazione per eccesso delle forze viscosi, e quindi a una sottostima della risposta della struttura.

Una proposta alternativa è quella di adottare una matrice di smorzamento viscoso proporzionale alla sola matrice di rigidità tangente:  $\mathbf{C} = \beta\mathbf{K}_t$ . Il problema è peraltro ancora dibattuto e, in attesa di una soluzione consolidata, si può giustificare l'uso di rapporti di smorzamento critico inferiori al 5%.

## **B Esempio applicativo a un edificio in muratura**

### **B.1 Premessa**

La procedura di valutazione della sicurezza sismica relativa alle strutture in muratura di cui ai capitoli 2 e 3, è stata applicata ad un edificio residenziale esistente, danneggiato in occasione del sisma del 29 maggio 2012 in Emilia. La disponibilità del rilievo del danno ha permesso di validare il modello a telaio equivalente utilizzato nella valutazione.

Per ragioni di economia, ai fini della valutazione i dati relativi alla pericolosità sono gli stessi adottati per l'esempio relativo alle costruzioni in c.a. (Appendice C, §C.4) e non sono quindi da riferire alla sismicità dell'Emilia.

Un'analisi di sensitività è svolta al fine di programmare le indagini sui dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali e di limitare il numero di variabili incerte da prendere in considerazione nell'analisi di rischio.

L'analisi del rischio ha fatto riferimento a due dei tre metodi proposti nel documento. Il metodo A (analisi dinamica non lineare sul modello a più gradi di libertà della costruzione) è considerato come la stima più corretta. Il metodo C è quello che si propone per un uso più frequente, in quanto è basato sull'uso delle sole analisi statiche non lineari, quindi non richiede che il modello sia in grado di descrivere il comportamento ciclico degli elementi e presenta un onere computazionale notevolmente ridotto.

Considerate le caratteristiche della costruzione, che presenta buoni ammortamenti tra le pareti ed i solai rigidi, non sono stati presi in considerazione i meccanismi locali; l'osservazione dei danni a seguito del terremoto che ha colpito l'edificio conferma l'attendibilità di questa ipotesi.

### **B.2 Descrizione dell'edificio**

Il fabbricato è una villetta residenziale di tre piani in muratura di mattoni pieni e malta di calce (Figura B-1), realizzato nella prima metà del secolo scorso. I solai sono in poutrelle e tavelloni (con massetto in calcestruzzo) e la copertura è lignea (con capriate e puntoni di falda). Lo spessore delle pareti portanti, comprese quelle perimetrali, è di soli 24 cm, come è tipico in quelle zone dell'Emilia; gli architravi nelle aperture in facciata, che sorreggono le fasce murarie, sono realizzati attraverso una piattabanda in muratura di mattoni, con monta molto limitata. Non è stata rilevata la presenza di catene né di cordoli in c.a. a livello di piano. L'edificio è isolato e la configurazione planimetrica è piuttosto semplice e regolare; in uno dei prospetti è infatti presente una modesta rientranza e alcune aperture risultano non allineate tra i diversi piani. Lo stato di manutenzione risulta modesto.

In occasione del sisma del 29 maggio 2012 in Emilia l'edificio ha esibito, come già anticipato, una risposta sismica globale, con gravi danni nel piano delle pareti ma senza attivazione di meccanismi locali. Il meccanismo di collasso attivato in misura prevalente è quello che prevede il danno delle fasce murarie, ai diversi piani, con lesioni più lievi nei maschi delle pareti perimetrali e interne, prevalentemente a piano terra. Il livello di danno nelle fasce (Figura B-2) è risultato molto grave (in alcuni casi corrispondente all'incipiente crollo della piattabanda), con attivazione sia del meccanismo

di pressoflessione (con lesioni concentrate nelle sezioni di estremità) che di taglio (con lesioni diagonali che seguono i giunti di malta). L'attivazione della modalità a taglio, pur se in assenza di elementi resistenti a trazione accoppiati alla fascia, è resa possibile dalla resistenza della muratura a trazione in direzione orizzontale, garantita dall'ingranamento e attrito sui giunti di malta orizzontali. Nei maschi murari interni si sono riscontrate rotture a taglio (Figura B-3a), mentre in quelli esterni prevalentemente per pressoflessione (Figura B-3b) o mista.



(a) (b)  
Fig. B-1 Vista dei prospetti Sud e Ovest (a) e del prospetto Est (b).



Fig. B-2 Danno nelle fasce di piano, con attivazione di meccanismi sia di pressoflessione che taglio.



(a) (b)  
Fig. B-3 Lesioni nei maschi: (a) rottura a taglio in una parete interna; (b) pressoflessione in un maschio poco caricato al secondo piano di una parete perimetrale.



### B.3 Procedura di valutazione

L'esempio applicativo è svolto con riferimento a metodi di valutazione A e C descritti rispettivamente al paragrafo 2.6.2 e 2.6.4.

### B.4 Azione sismica

Come indicato in §2.2.1, l'azione sismica è definita da una curva di pericolosità e da un insieme di registrazioni di moti naturali (o storie temporali artificiali) compatibili con i meccanismi generatori degli eventi dominanti al sito e con le caratteristiche locali.

La Tabella C-1 riporta i valori dei tre parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  della forma spettrale di normativa adattati agli spettri iso-probabili al 16%, 50% e 84%, per i nove periodi di ritorno considerati dalla mappa di pericolosità INGV.

La misura dell'intensità sismica è l'accelerazione spettrale a un periodo  $T_1$  rappresentativo del periodo fondamentale della struttura. Tale periodo viene assunto pari al valore fornito dalla formula semplificata proposta delle NTC2008 ( $T_1=0.05 H^{3/4}=0.26$  s) che, come si vedrà in seguito, risulta molto vicino ai valori ottenuti dall'analisi modale con i valori medi dei parametri (§B5.3). Per quanto riguarda gli effetti di sito, analogamente all'applicazione sul fabbricato in cemento armato, discussa nell'Appendice C (§C.8.1), essi sono stati considerati in via semplificata attraverso un fattore deterministico indipendente dal periodo di vibrazione e dall'intensità pari a 1.25.

La Tabella B-1 mostra i parametri della curva di pericolosità (Figura B-4), in funzione di  $S_a(T_1)$  (16% , 50% e 84% percentile e valore medio) e il parametro  $\beta_H$  legato all'incertezza epistemica sulla pericolosità.

**Tabella B-1 Parametri che descrivono la curva di pericolosità e la relativa incertezza.**

$T_r$	$\lambda$	$S_a(T_1)_{16\%}$	$S_a(T_1)_{50\%}$	$S_a(T_1)_{84\%}$	$\beta_H$	$S_a(T_1)_m$
30	3.33E-02	0.102	0.131	0.150	0.192	0.133
50	2.00E-02	0.144	0.173	0.199	0.160	0.175
72	1.39E-02	0.174	0.205	0.251	0.185	0.208
101	9.90E-03	0.211	0.245	0.303	0.183	0.249
140	7.14E-03	0.249	0.286	0.358	0.181	0.291
201	4.98E-03	0.291	0.337	0.424	0.188	0.343
475	2.11E-03	0.431	0.528	0.660	0.214	0.540
975	1.03E-03	0.562	0.713	0.891	0.231	0.732
2475	4.04E-04	0.780	1.063	1.371	0.282	1.106

Alla curva media, definita in nove punti è poi adattata una funzione quadratica nello spazio logaritmico data dall'espressione (2.13). I parametri che minimizzano lo scarto valgono in questo caso:

$$k_0 = 5.14 \times 10^{-4} \quad k_1 = 2.257 \quad k_2 = 0.0946 \quad (\text{B.1})$$

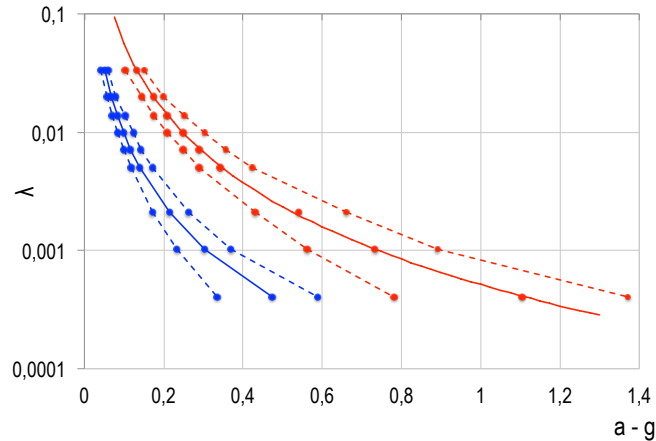


Fig. B-4 Curve di pericolosità media (tratto continuo) e frattile 84% e 16% (tratteggiato), in termini di accelerazione di picco al suolo (blu) e di ordinata spettrale  $S_a(T_1=0.26\text{ s})$  (rosso) per il sito in esame.

Tabella B-2. Caratteristiche dei moti selezionati (R in km, accelerazioni di picco al suolo e spettrale in  $m/s^2$ ) e valore della misura di intensità  $S_a(T_1)$  da usare per la scalatura.

#	DB	evento	M	stazione	R	$a_{gX}$	$S_{aX}(T_1)$	$a_{gY}$	$S_{aY}(T_1)$	$S_a(T_1)$
1	E	Friuli (as)	6.0	ST28	14.0	1.386	3.443	2.322	5.059	4.174
2	E	Montenegro (as)	6.2	ST75	17.0	1.731	3.510	2.721	3.126	3.312
3	E	Preveza	5.4	ST123	28.0	1.404	5.704	1.330	3.430	4.423
4	E	Umbria Marche (as)	5.6	ST86	20.0	0.963	1.972	1.316	2.155	2.061
5	E	Umbria Marche (as)	5.6	ST265	21.0	1.073	2.105	0.802	1.913	2.007
6	E	Izmit (as)	5.8	ST575	15.0	0.716	2.110	3.118	10.115	4.620
7	E	Ano Liosia	6.0	ST1100	16.0	2.611	3.935	3.018	8.598	5.817
8	E	Ano Liosia	6.0	ST1101	17.0	1.173	3.043	1.070	2.689	2.861
9	E	Ano Liosia	6.0	ST1257	18.0	1.091	3.051	0.843	2.478	2.750
10	E	Ano Liosia	6.0	ST1258	14.0	2.392	8.042	2.164	4.862	6.253
11	E	South Iceland (as)	6.4	ST2482	21.0	1.088	3.683	1.622	4.285	3.973
12	E	South Iceland (as)	6.4	ST2557	15.0	1.251	3.305	1.140	2.541	2.898
13	E	South Iceland (as)	6.4	ST2497	20.0	0.505	1.208	1.033	1.995	1.552
14	E	South Iceland (as)	6.4	ST2556	20.0	1.047	1.791	0.849	1.899	1.844
15	S	Near Miyakejima Island	6.4	TKY011	21.0	1.276	3.320	1.972	3.891	3.594
16	S	NW Kagoshima Pref.	6.1	KGS002	12.0	5.431	4.337	7.999	3.726	4.020
17	S	NW Kagoshima Prefecture	6.0	KGS002	16.0	4.529	2.714	7.818	4.993	3.681
18	S	South Iceland	6.4	102	24.0	1.275	1.325	0.618	1.592	1.452
19	S	South Iceland	6.4	105	21.0	1.108	3.720	1.662	4.323	4.010
20	S	South Iceland	6.4	305	20.0	0.539	1.200	1.057	1.994	1.547
21	S	South Iceland	6.4	306	20.0	1.067	1.821	0.892	1.924	1.872
22	S	Umbria-Marche (3rd shock)	5.6	NRC	20.0	1.314	2.149	0.939	1.954	2.049
23	S	L'Aquila (as)	5.6	GSA	16.8	2.811	6.558	2.485	3.491	4.785
24	S	Parkfield	6.0	36177	19.4	3.430	9.661	2.248	5.183	7.076
25	S	Parkfield	6.0	36445	15.2	1.437	3.499	2.225	4.679	4.046
26	S	East Fukushima Pref	5.9	FKS011	24.0	1.798	2.212	1.564	2.569	2.384
27	S	Mid Niigata Pref	6.2	NIG021	21.0	2.499	4.876	2.799	8.427	6.410
28	S	Mt Fuji Region	5.9	SZO009	22.0	1.442	2.544	1.225	2.563	2.553
29	S	Mt Fuji Region	5.9	YMN006	20.0	2.373	3.337	1.629	2.771	3.041
30	I	Friuli (4th Shock)	5.9	SRC0	16.4	1.288	3.148	2.444	5.488	4.156

Le registrazioni del moto sismico utilizzate nell'analisi sono state selezionate a partire dai dati di disaggregazione (relativi alla curva di pericolosità mediana in termini di accelerazione di picco al suolo), riportati nel §C.4.2. La Tabella B-2 fornisce i dettagli

dei 30 eventi selezionati, ciascuno costituito dalle due componenti NS e EW; rispetto alla Tabella C-4 sono forniti i valori delle accelerazioni spettrali delle due componenti per il periodo assunto come rappresentativo di quello fondamentale dell'edificio ( $T_1=0.26$  s). Le Figure C-7, C-8 e C-9 mostrano alcune storie temporali e i relativi spettri di risposta in accelerazione.

Ai fini della verifica, come misura di intensità dell'evento, costituito dall'applicazione contemporanea delle due componenti del moto del terreno, si assume la media geometrica delle accelerazioni spettrali in  $T_1$  nelle due direzioni NS e EW:

$$S_a(T_1) = \sqrt{S_{a,NS}(T_1) \cdot S_{a,EW}(T_1)} \quad (\text{B.2})$$

La Figura B-5a mostra gli spettri di risposta delle 30 componenti NS, applicate in questo caso nella direzione di verifica X (Figura B-7), normalizzate al valore unitario della misura di intensità  $S_{a,NS}(T_1)$ . La Figura B-5b mostra gli spettri di risposta delle 30 componenti EW, applicate nella direzione Y, normalizzate al valore  $S_{a,NS}(T_1)=1$  (mantenendo cioè il rapporto originale tra le intensità delle due componenti ortogonali di ciascun moto).

La Fig. B-6 mostra gli spettri di risposta frattile 16%, 50% e 84%, delle singole registrazioni in Tabella C-4, necessari per l'applicazione del metodo C (§2.6.4).

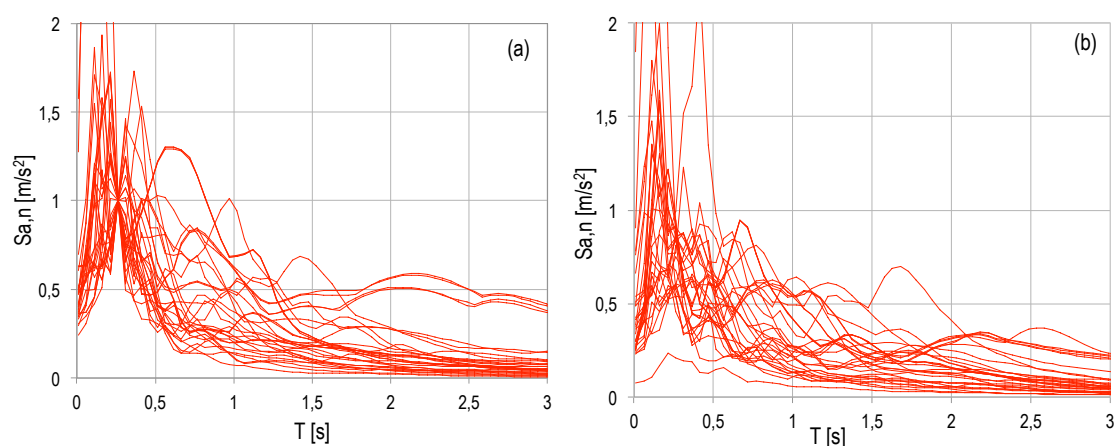


Fig. B-5 Spettri di risposta normalizzati al valore  $S_a(T_1)=1$ : a) in direzione X; b) in direzione Y.

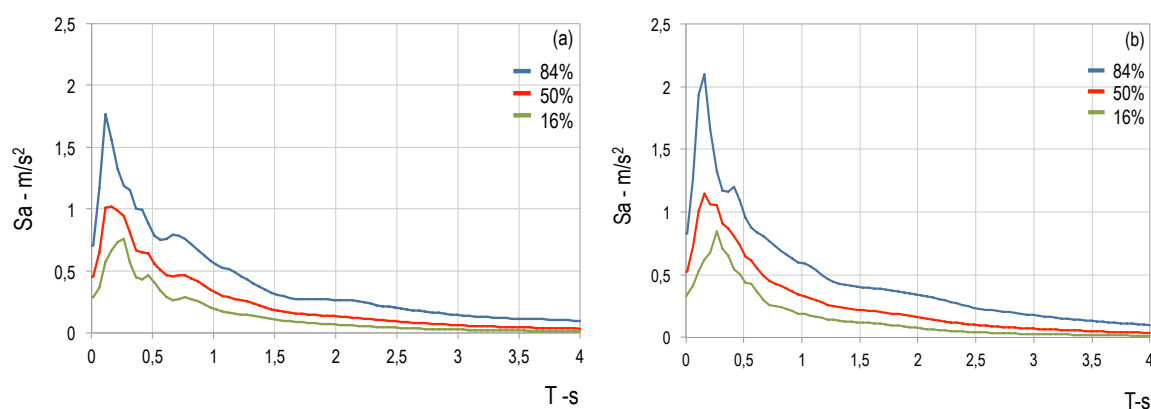


Fig. B-6 Spettri mediani e corrispondenti ai frattili 16% e 84%: a) in direzione X; b) in direzione Y.

## B.5 Conoscenza della struttura

### B.5.1 Modellazione dell'edificio e scelta dei criteri di analisi

L'edificio è stato modellato secondo l'approccio a telaio equivalente. La struttura è identificata dalle pareti (elementi portanti le azioni verticali e orizzontali) e dagli orizzontamenti (elementi in grado di distribuire le azioni sismiche orizzontali tra le varie pareti). Ciascuna parete è idealizzata secondo un telaio, in cui la non linearità è concentrata negli elementi strutturali, maschi e fasce, connessi tramite porzioni rigide (nodi). Gli orizzontamenti sono modellati come lastre elastiche ortotrope. Il comportamento flessionale dei solai, nei riguardi dei carichi verticali, e la risposta fuori piano delle pareti non sono considerati in questo modello e devono essere valutati mediante opportune verifiche locali.

La scelta di tale approccio appare particolarmente appropriata per il caso in esame, caratterizzato da una distribuzione piuttosto regolare delle aperture, fatto che limita l'arbitrarietà della idealizzazione delle pareti in telaio equivalente; inoltre, essendo l'edificio realizzato con una muratura di mattoni pieni e malta di calce, l'attendibilità dei legami costitutivi assunti per i maschi e le fasce è supportata da molte prove cicliche in laboratorio.

La Figura B-7 mostra la pianta dell'edificio a piano terra, nella quale è possibile identificare le pareti portanti (5 in direzione X e 6 in direzione Y).

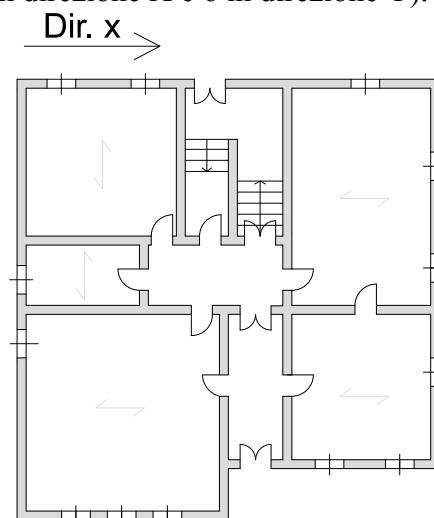
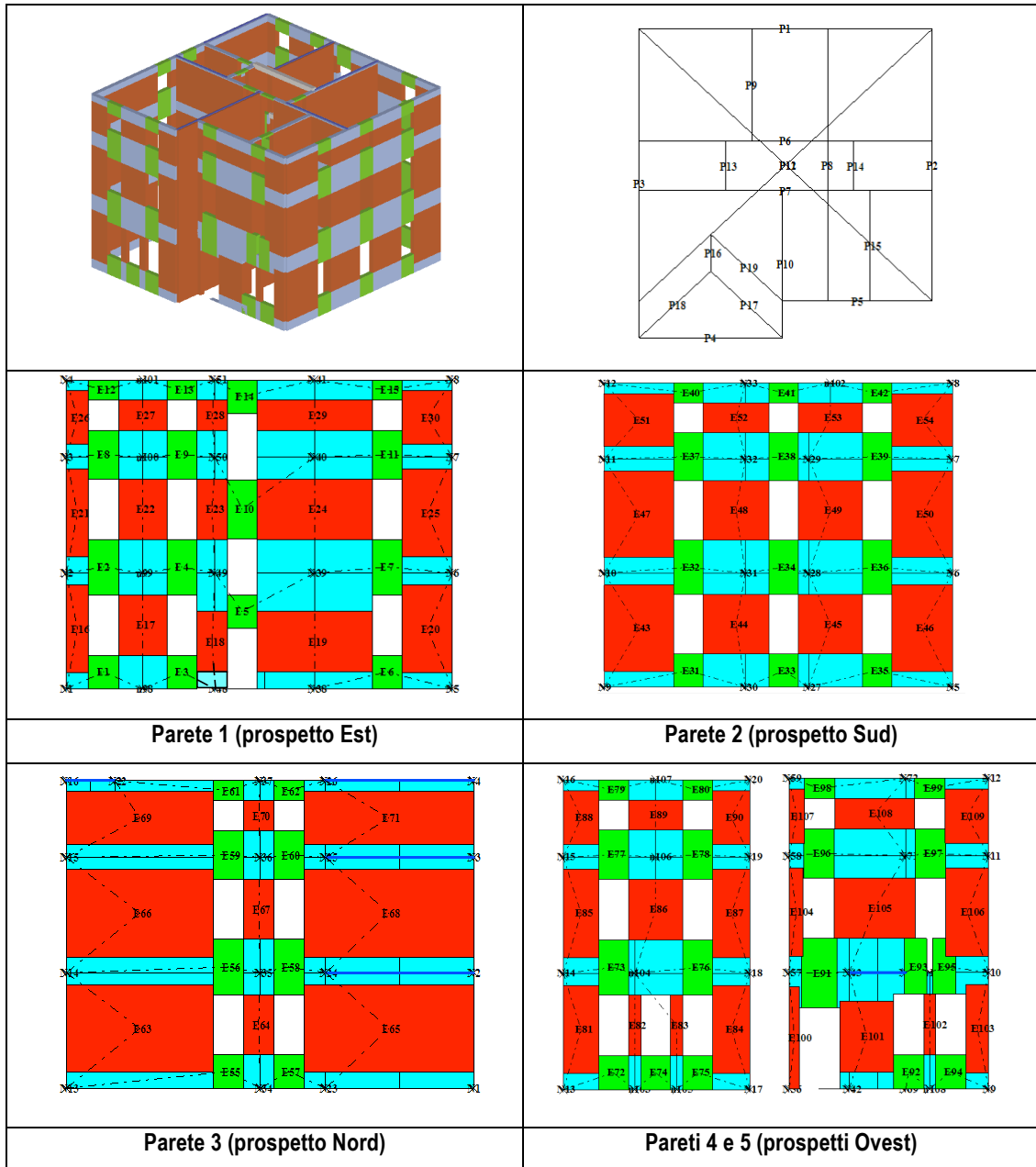


Fig. B-7 Pianta del piano terra

La Figura B-8 mostra il modello strutturale tridimensionale e una possibile *mesh* a telaio equivalente dei prospetti esterni: i maschi, le fasce e i nodi rigidi sono rispettivamente indicati in rosso, verde e ciano. In particolare, si osservi nella parete 1 (prospetto Est) lo sfalsamento nella colonna centrale delle aperture (in corrispondenza del vano scala della struttura) rispetto a quelle adiacenti: l'identificazione delle porzioni di fascia di piano, disallineate rispetto alle file adiacenti, riflette l'evidenza del danno mostrato in Fig. B-1b. Ulteriori considerazioni su altre possibili soluzioni alternative di *mesh* a telaio equivalente sono discusse al §B.5.2.



**Fig. B-8** Modello strutturale tridimensionale, numerazione in pianta delle parete e una possibile mesh a telaio equivalente dei prospetti principali (le linee tratteggiate individuano graficamente la posizione del baricentro dell'elemento strutturale rispetto ai nodi di estremità ai quali è agganciato)

L'analisi statica non lineare è eseguita adottando una distribuzione di forze proporzionali al primo modo, nelle due direzioni X e Y, ed una proporzionale alle masse, ritenuta quella più aderente alla risposta reale, in particolare in prossimità dello SLC, sulla base delle simulazioni effettuate per la validazione del modello (§B7.1). Per il calcolo della domanda di spostamento attraverso l'analisi statica non lineare è usato il metodo dello spettro sovrasmorzato, che ha il pregio di non richiedere la trasformazione della curva di capacità in sistema bilineare equivalente e che risulta più attendibile anche per una domanda di duttilità elevata.

## B.5.2 Intervalli di variabilità dei parametri e incertezze di modello

Un modello preliminare è stato definito a partire dai dati disponibili anche in assenza di specifiche indagini diagnostiche (geometria, dettagli costruttivi e materiali).

Per i solai di piano una stima del carico permanente e accidentale porta a considerare un valore compreso tra 2.0 e 3.0 kN/m<sup>2</sup>. Per la copertura lignea è stato assunto un valore del carico permanente compreso tra 1.2 e 1.8 kN/m<sup>2</sup>.

In Tabella B-3 sono riportati gli intervalli dei valori assunti per i parametri di rigidità degli orizzontamenti (nell'ipotesi di una connessione efficace dei solai alle murature perimetrali e, nel caso della copertura, di un buon collegamento degli elementi lignei con la sommità delle pareti murarie). In particolare, i moduli di Young  $E_1$  e  $E_2$  rappresentano rispettivamente la rigidità della lastra nella direzione di orditura principale del solaio e in quella ortogonale, e influenzano in particolare l'accoppiamento tra i maschi nel piano della parete e lo sforzo normale agente nelle fasce; il modulo di taglio  $G$  influenza invece la redistribuzione delle azioni sismiche tra le pareti, sia in fase elastica che non lineare. La variabilità dei moduli che definiscono la rigidità nel piano dei solai è molto grande in quanto tali parametri rappresentano in modo equivalente un insieme di aspetti costruttivi, geometrici e materiali.

**Tabella B-3 Parametri di rigidità assunti per le lastre ortotrope che simulano gli orizzontamenti**

Tipo	t [cm]	$E_{1,eq}$ [MPa]	$E_{2,eq}$ [MPa]	$G_{eq}$ [MPa]
Piano	4	5000-50000	5000-50000	1250-12500
Copertura	4	2000-20000	1000-10000	100-1000

Per i pannelli murari è stato assunto un modello a trave non lineare descritto da un legame multineare fenomenologico (Deliverable D26 2012), che consente di descrivere (Fig. B-9): i) la risposta non lineare monotona del pannello associata a crescenti livelli di danno (da 1 a 5, fino a collasso), assegnando progressive cadute di resistenza ( $\beta_{Ei}$ ) in corrispondenza di prefissati livelli di drift limite ( $\theta_{Ei} = \delta_{Ei}/h$ , dove  $\delta_{Ei}$  è lo spostamento relativo tra le estremità del pannello, depurato dalle rotazioni dei nodi attraverso la 3.9); ii) la risposta ciclica isteretica. Sulla base di una appropriata assegnazione dei parametri (sia in ambito monotono che ciclico), tali legami sono in grado di descrivere i tratti distintivi di differenti modalità di rottura (pressoflessione, taglio e mista), per i due diversi elementi strutturali (maschi e fasce). La resistenza a taglio del pannello ( $V_u$ ) è calcolata come il minimo valore tra quelli associati alle diverse modalità di rottura, in funzione dello sforzo normale agente nell'elemento; sono previste modalità di rottura miste in corrispondenza di assegnati intervalli di sforzo normale.

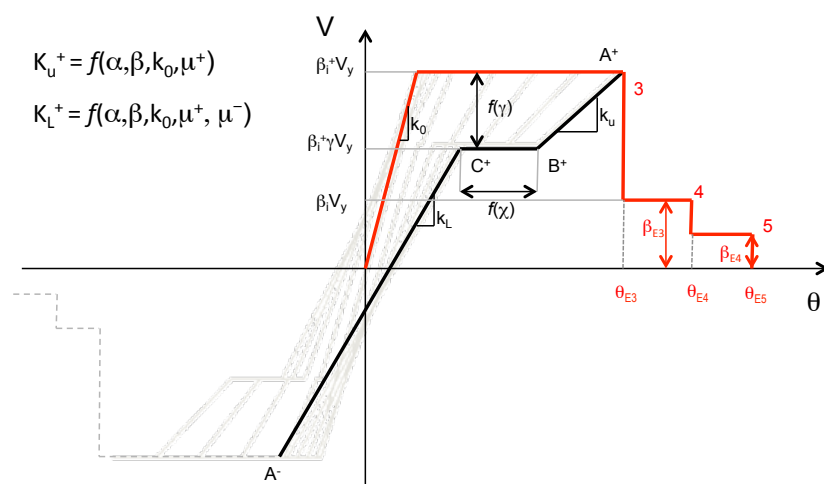


Fig. B-9 Legami multilineari per i pannelli murari

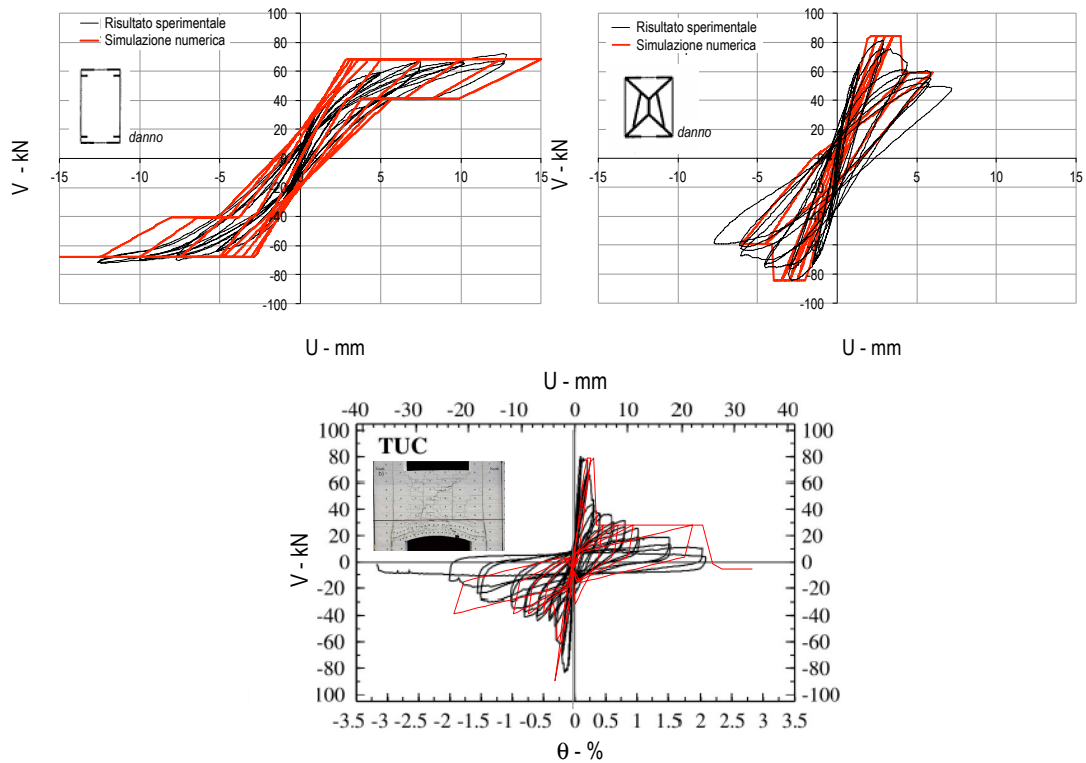
Con riferimento ai criteri indicati nel §3.2.1, per descrivere la risposta a taglio per fessurazione diagonale, si è adottato il criterio proposto da Mann e Müller (3.6), mentre nel caso delle fasce si è utilizzata la (3.11).

Per quanto riguarda i parametri meccanici di rigidezza e resistenza, le analisi preliminari sono state eseguite prima di effettuare prove dirette di caratterizzazione sul fabbricato in esame, considerando gli intervalli proposti per la *muratura in mattoni pieni e malta di calce* nella Circolare 617 (2009, Tabella C8A.2.1), traslati leggermente verso i valori bassi per tener conto del modesto stato di manutenzione e della qualità muraria non particolarmente buona nella zona Emiliana. La Tabella B-4 mostra gli intervalli assunti.

Tabella B-4. Parametri meccanici adottati per la muratura (M=maschi; F=fasce)

		Parametri meccanici				
		E [MPa]	G [MPa]	$f_m$ [MPa]	$\bar{f}_{vm0}$ [MPa]	$\hat{\mu}$
M/F		542-808	181-269	2.1-3.5	0.08-0.12	0.30-0.40
		Drift limite e resistenze residue				
		$\theta_{E3}$	$\theta_{E4}$	$\theta_{E5}$	$\beta_{E3}$	$\beta_{E4}$
M	Pf	0.0046-0.0074	0.0078-0.0122	0.012-0.018	-	0.80-0.90
	taglio	0.0023-0.0037	0.0039-0.0061	0.0056-0.0084	0.60-0.80	0.25-0.55
F	Pf	0.0015-0.0025	0.0045-0.0075	0.015-0.025	0.30-0.70	0.30-0.70
	taglio					

Per quanto riguarda invece i valori limite di drift e le resistenze residue, nonché i parametri che descrivono la risposta ciclica, sono stati assunti gli intervalli proposti nelle Tabelle 3.2 e 3.3. La Figura B-10 mostra la simulazione di prove su due maschi murari che presentano rottura rispettivamente a pressoflessione e taglio, e su una fascia, della stessa tipologia di quelle del fabbricato in esame.



**Fig. B-10 Simulazione di alcuni pannelli sperimentati, finalizzata alla calibrazione dei parametri del modello isteretico nei legami multilineari adottati (nel caso dei pannelli maschio si è posto riferimento ai risultati sperimentali di Anthoine et al. 1995, nel caso delle fasce a quelli di Beyer e Dazio, 2012)**

Per quanto riguarda le incertezze di modello sono stati considerati due aspetti: a) la definizione della geometria del telaio equivalente; b) l'effetto flangia in corrispondenza degli ammorsamenti tra i maschi murari nei cantonali e nei martelli. In particolare quest'ultimo effetto può essere simulato collegando i maschi sulle due pareti ad un unico nodo (nel caso di perfetto ammorsamento) o mantenendo nodi distinti nelle due pareti, collegati poi da una trave fittizia di rigidità equivalente a quella offerta dall'ammorsamento.

Entrambi gli aspetti portano ad una diversa mesh a telaio equivalente, per cui queste incertezze non possono essere descritte da una variabile aleatoria ma devono essere trattate con la tecnica dell'albero logico.

Nel caso della *mesh* sono state considerate due possibili ipotesi alternative, relative alle assunzioni adottate per definire la geometria dei maschi: Mesh-1) in cui l'altezza dei maschi di estremità è stata assunta come media tra quella della apertura adiacente e la quota dei nodi d'incidenza; Mesh-2) in cui l'altezza dei maschi di estremità è pari a quella delle aperture adiacenti.

Nel caso dell'effetto flangia sono state considerate le condizioni di perfetto ammorsamento (Amm-1) e una condizione intermedia di discreto ammorsamento (Amm-2); ulteriori considerazioni su tale aspetto sono illustrate al §B.5.3.



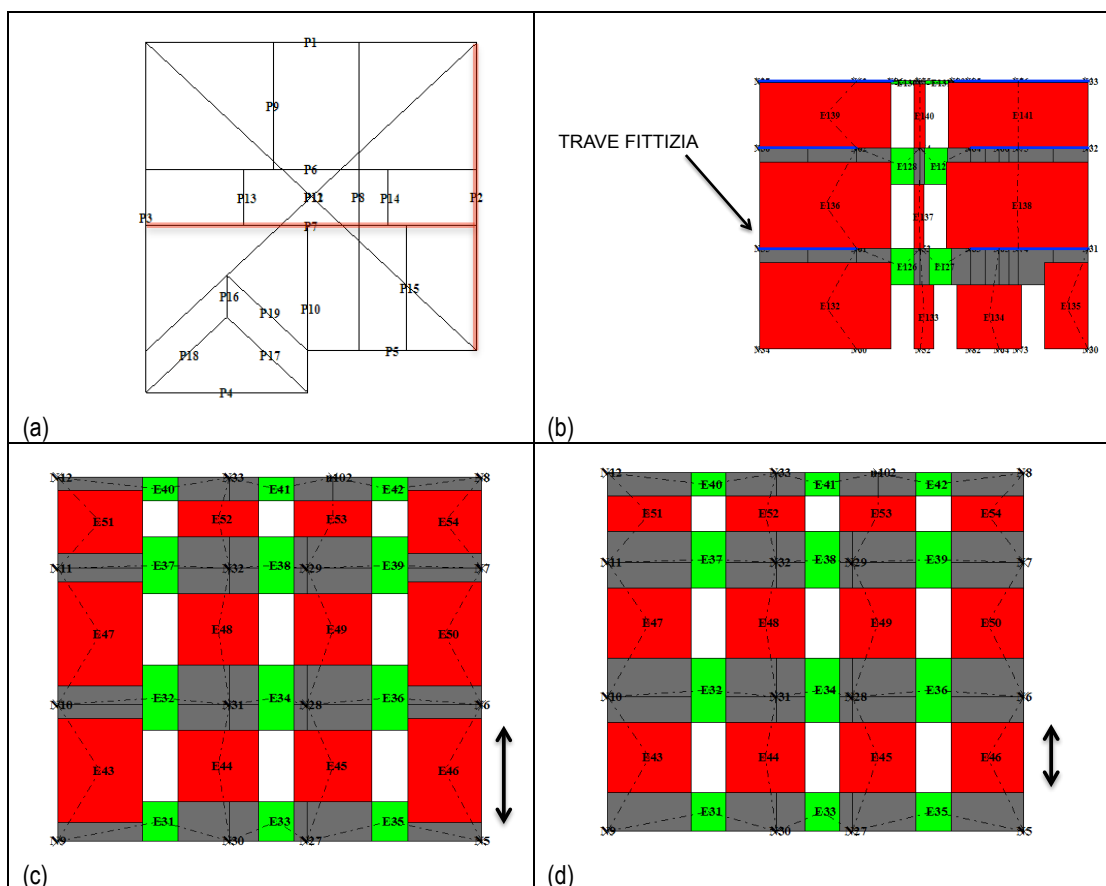


Fig. B-11. Modello strutturale a telaio equivalente (maschi in rosso; fasce in verde; nodi rigidi in grigio): (a) pianta con indicazione delle pareti illustrate; (b) parete 7 interna in cui è stato considerato o meno l'effetto flangia in corrispondenza degli ammassamenti; (c) due ipotesi assunte per la definizione della geometria del telaio equivalente, a titolo di esempio nel caso della parete 2: (c) Mesh-1 e (d) Mesh-2.

### B.5.3 Analisi di sensitività

La sensitività della risposta ai diversi parametri incerti è stata investigata attraverso una serie di analisi statiche non lineari, adottando rispettivamente per tutti i parametri il valore centrale dell'intervallo eccetto uno, al quale è stato attribuito alternativamente il valore massimo o minimo dell'intervallo stesso.

Complessivamente sono stati considerati i seguenti parametri o gruppi:

1. Materiale: è un gruppo comprendente il modulo elastico  $E$ , il modulo di taglio  $G$ , la resistenza media a taglio della muratura  $\bar{f}_{vm0}$ , il coefficiente di attrito equivalente  $\mu$ , la resistenza a compressione  $f_m$ .
2. Rigidezza solai: modulo di taglio equivalente  $G_{\text{solaio,eq}}$ , modulo elastico nella direzione di orditura  $E_{1\text{solaio,eq}}$ , modulo elastico in direzione ortogonale all'orditura  $E_{2\text{solaio,eq}}$  (tutti per una soletta di spessore convenzionale  $t=4$  cm);
3. Rigidezza coperture: modulo di taglio equivalente  $G_{\text{tetto,eq}}$ , modulo elastico nella direzione di orditura  $E_{1\text{tetto,eq}}$ , modulo elastico in direzione ortogonale all'orditura  $E_{2\text{tetto,eq}}$  (tutti per una soletta di spessore convenzionale  $t=4$  cm);
4. Masse solai: carico permanente e accidentale (fattorizzato)  $p_{\text{solaio}}$ .
5. Masse coperture: carico permanente e accidentale (fattorizzato)  $p_{\text{tetto}}$ .
6. Legame costitutivo maschi: è un gruppo comprendente i *drift* corrispondenti ai diversi livelli di danno ( $\theta_{M3}$ ,  $\theta_{M4}$ ,  $\theta_{M5}$ ) e le percentuali di resistenza residua

- dopo la caduta ( $\beta_{M3}, \beta_{M4}$ ), differenziati inoltre per le due modalità di collasso a taglio e pressoflessione;
7. Legame costitutivo fasce: è un gruppo comprendente i *drift* corrispondenti ai diversi livelli di danno ( $\theta_{F3}, \theta_{F4}, \theta_{F5}$ ) e la percentuale di resistenza residua dopo la caduta ( $\beta_{F3}, \delta_{F4}$ );
  8. Dissipazione di energia (metodo A) / smorzamento (metodo C): nel caso del metodo A, la dissipazione di energia deriva direttamente dal comportamento ciclico isteretico di maschi e fasce (oltre ad una componente viscosa) e quindi dall'insieme dei parametri che lo regolano; se si usa invece il metodo C, basato sull'uso dell'analisi statica non lineare, la dissipazione di energia interviene nella valutazione della domanda di spostamento attraverso l'uso di uno spettro opportunamente sovrasmorzato; nell'analisi di sensitività è stata usata la legge di correlazione tra smorzamento e duttilità (3.15), assumendo una variazione del parametro  $\zeta$ , valore asintotico dello smorzamento isteretico.

Ciascun gruppo di parametri è considerato come un'unica variabile aleatoria; nelle analisi di sensitività i parametri all'interno di uno stesso gruppo sono stati fatti variare alternativamente o tutti all'estremo superiore o tutti all'estremo inferiore dell'intervallo considerato.

Come parametro di risposta è stata assunta l'accelerazione che porta agli stati limite SLD e SLC, valutata considerando convenzionalmente la forma spettrale mediana riportata in Fig. B-6. La sensitività ai parametri è stata calcolata come illustrato al §3.1.2, adottando l'espressione (3.1) nel caso di quelle di natura aleatoria e la (3.4) nel caso delle incertezze epistemiche di tipo discreto; essendo  $j=2$  e  $m_j=2$  (vedi §3.1.2), i parametri di sensitività assumono la seguente forma:

$$\Delta'_1 = 2 \frac{\max\left(\frac{a_{11} + a_{12}}{2}, \frac{a_{21} + a_{22}}{2}\right) - \min\left(\frac{a_{11} + a_{12}}{2}, \frac{a_{21} + a_{22}}{2}\right)}{\max\left(\frac{a_{11} + a_{12}}{2}, \frac{a_{21} + a_{22}}{2}\right) + \min\left(\frac{a_{11} + a_{12}}{2}, \frac{a_{21} + a_{22}}{2}\right)}$$

$$\Delta'_2 = 2 \frac{\max\left(\frac{a_{11} + a_{21}}{2}, \frac{a_{12} + a_{22}}{2}\right) - \min\left(\frac{a_{11} + a_{21}}{2}, \frac{a_{12} + a_{22}}{2}\right)}{\max\left(\frac{a_{11} + a_{21}}{2}, \frac{a_{12} + a_{22}}{2}\right) + \min\left(\frac{a_{11} + a_{21}}{2}, \frac{a_{12} + a_{22}}{2}\right)} \quad (\text{B.2})$$

in cui l'accelerazione  $a$  è relativa allo stato limite di interesse e, nel pedice, il primo indice si riferisce all'opzione assunta per l'incertezza sulla mesh ( $j=1$ ), ossia l'altezza dei maschi, ed il secondo all'opzione assunta per quella sull'ammorsamento ( $j=2$ ); tale pedice identifica univocamente l'accelerazione associata a ciascun ramo dell'albero logico.

Nel seguito sono illustrati i risultati per le analisi eseguite in direzione X e Y (vedi Fig. B-6 e Fig. B-7) con distribuzione di forze proporzionale alle masse.

Le Tabelle B-5 e B-6 mostrano i risultati dell'analisi di sensitività alle variabili aleatorie continue, rispettivamente in direzione X e Y e per il verso positivo; a titolo di esempio sono riportati i risultati relativi al modello definito dalla scelta dell'opzione 1 per entrambe le incertezze epistemiche (Mesh-1, Amm-1).

Le Tabelle B-7 e B-8 mostrano invece i risultati relativi alle incertezze di tipo discreto; il valore di  $\Delta'_j$  risultante per ciascuna incertezza di carattere epistemiche è associato

al verso più punitivo (ossia associata al valore maggiore), se positivo o negativo, risultante per ciascuna direzione.

**Tabella B-5. Risultati analisi di sensitività in direzione X (variabili aleatorie continue).**

Parametro	VAR.	VALORE	SLD	SLC	SLD	SLC
			a [m/s <sup>2</sup> ]	a [m/s <sup>2</sup> ]	$\Delta'_k$	$\Delta'_k$
		Medio	2.53	3.29	-	-
Muratura	1	Massimo	2.76	3.80	0.2231	0.2714
		Minimo	2.20	2.90		
Rigidezza solai	2	Massimo	2.41	3.31	0.0070	0.0217
		Minimo	2.39	3.24		
Rigidezza tetto	3	Massimo	2.47	3.29	0.0467	0.0096
		Minimo	2.35	3.26		
Masse Piano	4	Massimo	2.43	3.25	0.0036	0.0313
		Minimo	2.44	3.35		
Masse Copertura	5	Massimo	2.36	3.24	0.0976	0.0269
		Minimo	2.61	3.33		
Legami Maschi	6	Massimo	2.53	3.49	0.0004	0.1368
		Minimo	2.53	3.03		
Legami Fasce	7	Massimo	2.41	3.40	0.2057	0.0732
		Minimo	1.89	3.16		
Smorzamento	8	Massimo	2.67	3.52	0.1194	0.1418
		Minimo	2.37	3.05		

**Tabella B-6. Risultati analisi di sensitività in direzione Y (variabili aleatorie continue).**

Parametro	VAR.	VALORE	SLD	SLC	SLD	SLC
			a [m/s <sup>2</sup> ]	a [m/s <sup>2</sup> ]	$\Delta'_k$	$\Delta'_k$
		Medio	2.50	3.78	-	-
Muratura	1	Massimo	2.68	4.59	0.0855	0.3007
		Minimo	2.46	3.46		
Rigidezza solai	2	Massimo	2.68	3.76	0.0115	0.0680
		Minimo	2.71	4.02		
Rigidezza tetto	3	Massimo	2.53	3.80	0.0159	0.0002
		Minimo	2.49	3.80		
Masse Piano	4	Massimo	2.82	3.91	0.1106	0.0549
		Minimo	2.54	4.11		
Masse Copertura	5	Massimo	2.65	3.78	0.0406	0.0060
		Minimo	2.55	3.81		
Legami Maschi	6	Massimo	2.49	4.38	0.0036	0.1912
		Minimo	2.50	3.65		
Legami Fasce	7	Massimo	2.66	3.84	0.0888	0.0885
		Minimo	2.44	4.17		
Smorzamento	8	Massimo	2.56	4.07	0.0807	0.1386
		Minimo	2.36	3.55		

Tabella B-7. Risultati analisi di sensitività in direzione X (incertezze epistemiche).

MODELLO E VERSO ANALISI			RAMO	SLD	SLC	VAR.	SLD	SLC
				a [m/s <sup>2</sup> ]	a [m/s <sup>2</sup> ]		$\Delta'_j$	$\Delta'_j$
Amm-1 (j=2, p=1)	Mesh-1 (j=1, p=1)	+	11	2.53	3.29	Mesh (j=1)	0.0772	0.0127
		-		1.77	3.01			
	Mesh-2 (j=1, p=2)	+	21	2.48	3.35			
		-		1.87	3.06			
Amm-2 (j=2, p=2)	Mesh-1 (j=1, p=1)	+	12	1.96	2.85	Amm (j=2)	0.5005	0.5087
		-		1.84	3.24			
	Mesh-2 (j=1, p=2)	+	22	1.94	2.76			
		-		2.03	3.27			

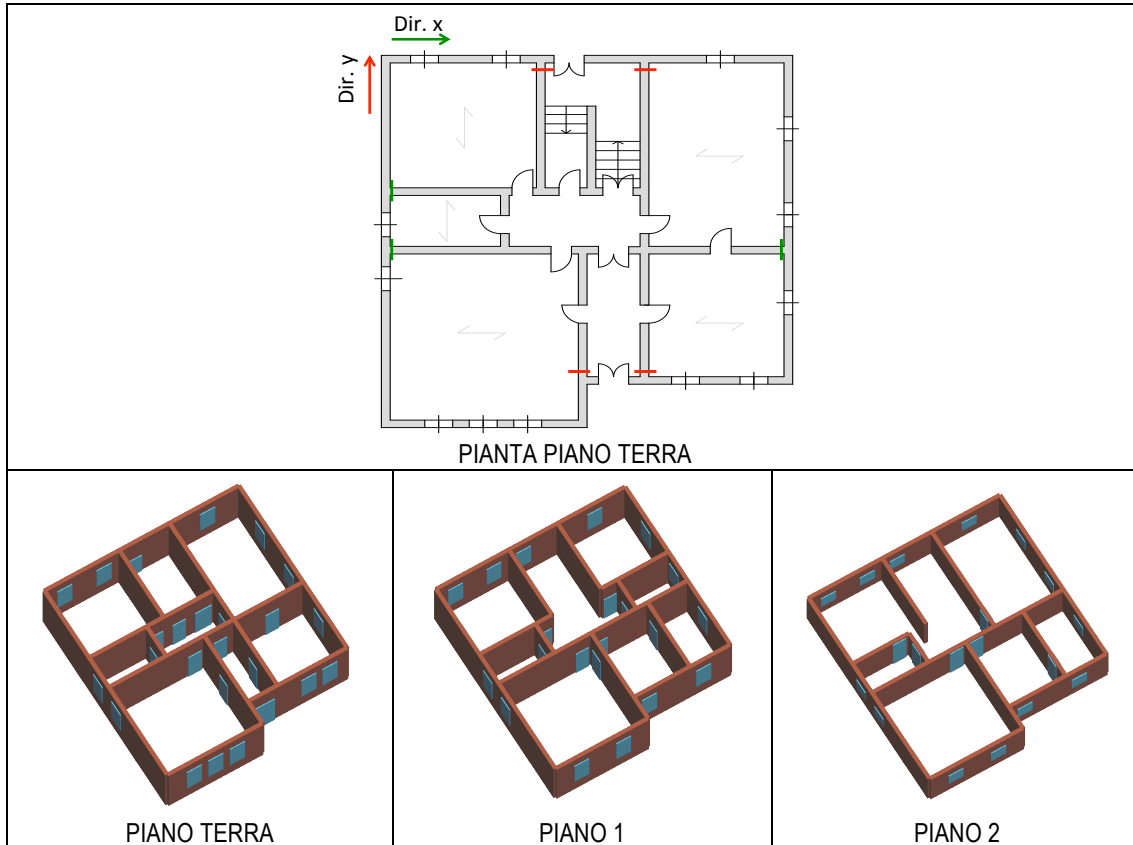
Tabella B-8. Risultati analisi di sensitività in direzione Y (incertezze epistemiche).

MODELLO E VERSO ANALISI			RAMO	SLD	SLC	VAR.	SLD	SLC
				a [m/s <sup>2</sup> ]	a [m/s <sup>2</sup> ]		$\Delta'_j$	$\Delta'_j$
Amm-1 (j=2, p=1)	Mesh-1 (j=1, p=1)	+	11	2.50	3.78	Mesh (j=1)	0.0928	0.0350
		-		2.46	3.82			
	Mesh-2 (j=1, p=2)	+	21	2.87	4.05			
		-		2.42	3.90			
Amm-2 (j=2, p=2)	Mesh-1 (j=1, p=1)	+	12	2.75	4.65	Amm (j=2)	0.4508	0.4947
		-		2.84	4.35			
	Mesh-2 (j=1, p=2)	+	22	2.88	4.68			
		-		2.41	4.08			

Dall'analisi dei risultati emerge come, tra le variabili aleatorie continue, i gruppi 1 (materiale), 6 (legame maschi), 7 (legame fasce) e il parametro 8 (smorzamento) comportino una significativa sensitività della risposta. Nel caso delle incertezze di tipo discreto, la dimensione dei maschi non ha una grande influenza rispetto agli altri parametri, mentre decisamente significativo risulta l'effetto dell'ammorsamento.

Nel caso esaminato, la sensitività alle condizioni di ammorsamento tra le pareti interne e quelle perimetrali è molto variabile in relazione alla direzione di verifica (X o Y) e al verso (positivo o negativo). Questo risultato è conseguente alla configurazione architettonica e planimetrica della struttura, che ad esempio, in direzione X, presenta da un lato due pareti interne ammorsate con continuità a tutti i livelli e dall'altro solo una. La Figura B-12 illustra in pianta le intersezioni tra pareti interne e perimetrali che incidono sulla sensitività della risposta alle condizioni di ammorsamento.

Al fine di chiarire meglio tale aspetto, la Figura B-13 illustra le curve di capacità in direzione X e Y, con verso di applicazione della distribuzione di forze positivo e negativo. Oltre alle due condizioni sull'ammorsamento già introdotte (Amm-1 e Amm-2) è stata considerata, a titolo di esempio, un'ulteriore condizione rappresentativa dell'assenza di ammorsamento. Le curve evidenziano come in quest'ultimo caso la risposta a livello globale vari significativamente (in tale caso sarebbe inoltre necessario considerare anche l'attivazione dei meccanismi locali). In generale si evidenzia come, nel caso in esame, le analisi in direzione X e Y con verso positivo siano quelle più sensibili a tale fattore. La condizione associata all'assenza totale di ammorsamento non è realistica per il caso in esame, considerata la risposta sismica reale esibita dal manufatto in occasione dell'evento del 2012 e la tipologia muraria (con la muratura in mattoni è possibile costruttivamente la realizzazione di buone condizioni di ammorsamento).



**Fig. B-12 Localizzazione in pianta dei punti in cui sono state variate le condizioni sull'ammorsamento e configurazione planimetrica ai tre livelli che evidenzia come alcune pareti interne non siano continue a tutti i livelli in direzione X (riducendo la sensibilità a tale fattore in particolare nel verso negativo)**

Sulla base dei risultati sopra discussi, nell'analisi di rischio illustrata nei paragrafi seguenti sono considerate incerte le variabili aleatorie continue 1, 6, 7 e 8, mentre per le variabili epistemiche è considerato l'effetto flangia (condizioni Amm-1 e Amm-2).

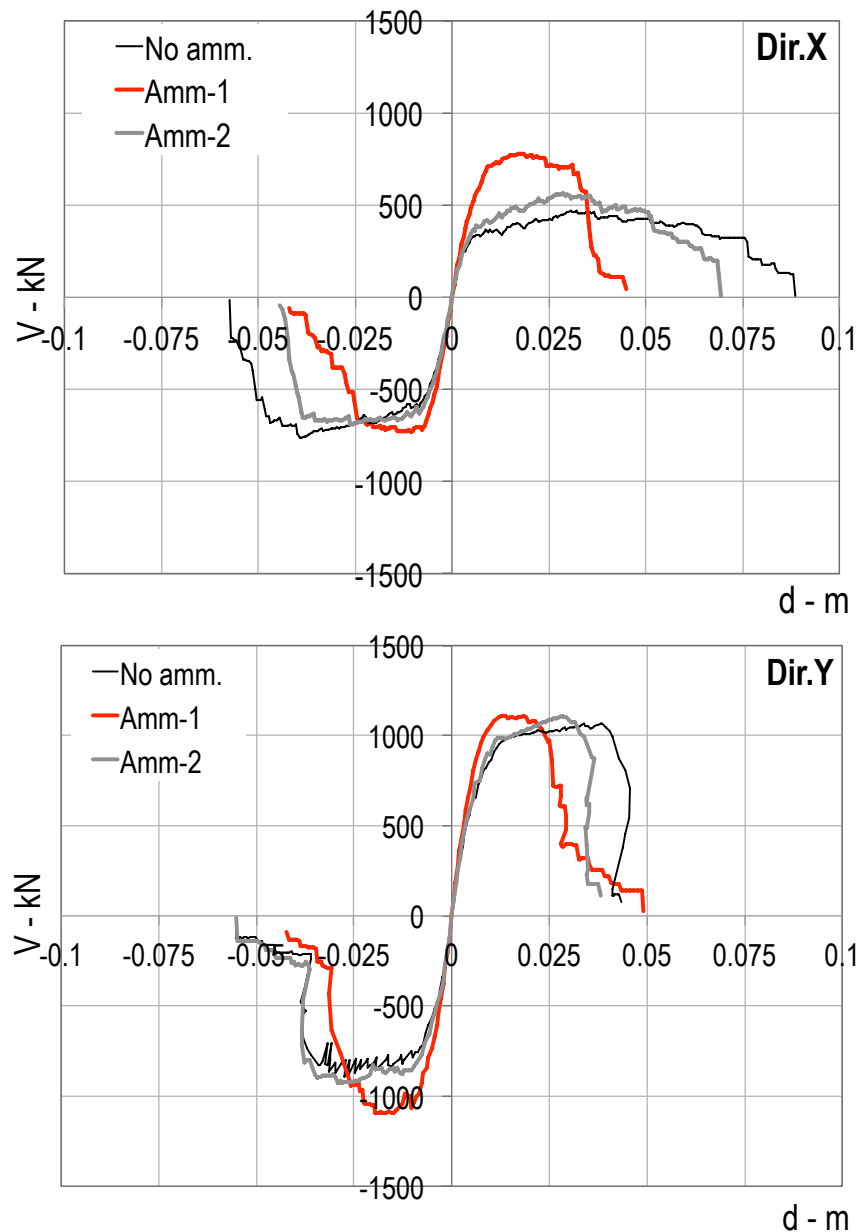


Fig. B-13 Curve pushover risultanti in direzione X e Y (verso positivo e negativo) al variare delle due ipotesi di ammortamento (Amm-1 e Amm-2) e nel caso di assenza di ammortamento

### B.5.4 Indagini per la conoscenza

L'analisi di sensitività ha consentito di evidenziare quali siano i parametri che influenzano maggiormente la risposta sismica dell'edificio in esame. Ciò consente di programmare la campagna di indagini diagnostiche, al fine di ridurre al minimo le incertezze, compatibilmente con le risorse disponibili e la necessità di limitare l'invasività di indagini debolmente distruttive, aspetto importante specie in presenza di manufatti tutelati. Tali indagini appaiono quindi ammissibili solo se motivate da una reale necessità di approfondimento.

Nel caso specifico, tra i parametri incerti che sono emersi come significativi, gli unici sui quali sarebbe possibile approfondire la conoscenza sono quelli sulle proprietà

meccaniche della muratura. In questo esempio consideriamo, per semplicità, che sia stato possibile eseguire un numero di prove limitato, sufficiente a confermare l'intervallo di valori inizialmente assunti per l'analisi di sensitività. Per quanto riguarda invece le incertezze di modello, attraverso indagini sui dettagli costruttivi è stato possibile riscontrare che le pareti di spina sono ammorsate dal punto di vista costruttivo, ma ciò non consente di affermare che due maschi ortogonali tra loro si comportino come un unico elemento, rigidamente connesso (conservazione della sezione piana). Entrambi i modelli saranno quindi portati avanti nell'analisi.

## **B.6 Modellazione e stati limite**

### **B.6.1 Modellazione della risposta di sito**

Come indicato in §2.2.2, la modifica delle caratteristiche del moto associata alla risposta sismica del sito in esame richiede in linea di rigore un'analisi di risposta sismica locale, che tenga in conto l'incertezza sui parametri meccanici del terreno.

In questa applicazione, assumendo che l'edificio si trovi su un suolo di tipo C, si è scelto (§C.8.1) di non trattare nel dettaglio questo aspetto e di tenere conto dell'amplificazione in maniera approssimata con un fattore deterministico pari a 1.25 che amplifica la misura di intensità su suolo rigido.

### **B.6.2 Modellazione delle incertezze**

#### **B.6.2.1 Albero logico**

A valle dei risultati dell'analisi di sensitività si è ritenuto opportuno eseguire l'analisi di rischio con due modelli distinti, il primo nel quale si considera un perfetto ammorsamento tra pannelli tra loro ortogonali e un secondo nel quale è presente una connessione elastica. Sulla base dell'osservazione dei dettagli costruttivi si decide di dare un maggiore peso alla prima ipotesi ( $p_1=0.6$ ); conseguentemente per la seconda ipotesi  $p_2=1-p_1=0.4$ . Tale scelta è anche supportata, in questo caso specifico, dall'osservazione del danno sismico, che non mostra alcuna fessurazione in corrispondenza degli ammorsamenti.

La dimensione dei maschi murari nella *mesh* a telaio equivalente (rispetto alla quale la risposta è risultata scarsamente sensibile) è stata assunta intermedia tra le due ipotesi limite considerate nell'analisi di sensitività. La Figura B-14 illustra la *mesh* adottata per le cinque pareti perimetrali (come numerate in Figura B-8). Nella maggior parte dei casi è stata adottata una *mesh* coerente con il criterio "Mesh-2" illustrato al §B.5.2 (supportata anche dalla posizione di alcune lesioni occorse a seguito della risposta sismica all'evento del Maggio 2012), solo nel caso della parete 3 invece è stato adottato il criterio "Mesh-1" (evitando di definire maschi murari irrealisticamente tozzi).

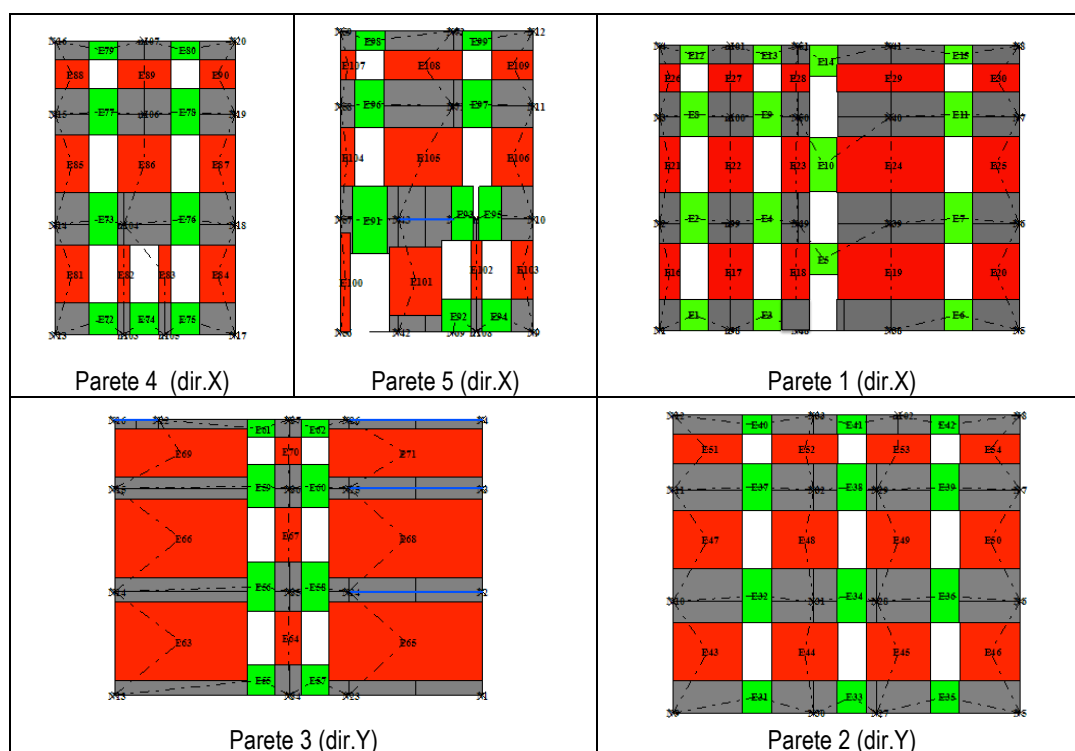


Fig. B-14 Mesh finale adottata nell'analisi di rischio

### B.6.2.2 Variabili aleatorie continue

Le indagini diagnostiche hanno confermato che le proprietà meccaniche della muratura di mattoni pieni e malta di calce sono analoghe a quelle indicate dalla Tabella di riferimento presente nella Circolare esplicativa delle NTC e si collocano tra i valori più bassi dell'intervallo. Non essendo possibile, a causa del limitato numero di prove eseguite e della loro scarsa attendibilità, caratterizzare probabilisticamente questi parametri, si assume per tutti una distribuzione lognormale, con valore medio centrato nell'intervallo utilizzato per l'analisi di sensitività e dispersione  $\beta$  ottenuta considerando gli estremi del suddetto intervallo come frattili al 16% e 84%.

I parametri che definiscono i legami costitutivi di maschi e fasce ed i relativi livelli di danno sono desunti da prove di laboratorio e non possono essere verificati in sito. La caratterizzazione stocastica è eseguita, analogamente al caso delle proprietà elastiche e di resistenza della muratura, assumendo l'intervallo usato nell'analisi di sensitività come corrispondente ai suddetti frattili. Per i valori di drift corrispondenti ai diversi livelli di danno si assume una distribuzione lognormale, mentre per le resistenze residue, parametri compresi tra 0 e 1, una distribuzione Beta.

La Tabella B-10 mostra la caratterizzazione stocastica dei parametri incerti.



**Tabella B-10. Caratterizzazione probabilistica delle variabili aleatorie (i parametri sono media  $\mu$  e deviazione standard  $\beta$  del logaritmo per le variabili lognormali, e i parametri di forma  $p$  e  $q$  per le variabili Beta).**

Set	Parametro	Variabile	Distribuzione	$\mu / p$	$\beta / q$	Valore atteso
1	Muratura	E	Lognormale	6.49	0.2	675
		G		5.40	0.2	225
		$\hat{\mu}$		-1.06	0.15	0.35
		$\bar{f}_{vm0}$		-2.32	0.2	0.1
		$f_m$		1.00	0.25	2.8
6	Legami Maschi	$\delta_{T3}$	Lognormale	-5.84	0.24	0.003
		$\delta_{T4}$		-5.32	0.22	0.005
		$\delta_{T5}$		-4.98	0.2	0.007
		$\delta_{PF3}$		-5.14	0.24	0.006
		$\delta_{PF4}$		-4.63	0.22	0.01
		$\delta_{PF5}$		-4.22	0.2	0.015
		$\beta_{T3}$	Beta	0.77	0.33	0.7
		$\beta_{T4}$		0.24	0.36	0.4
		$\beta_{PF}$		1.317	0.233	0.85
7	Legami Fasce	$\delta_{T3} = \delta_{PF3}$	Lognormale	-6.24	0.24	0.002
		$\delta_{T4} = \delta_{PF4}$		-5.15	0.25	0.006
		$\delta_{T5} = \delta_{PF5}$		-3.94	0.25	0.02
		$\beta_{T3} = \beta_{T4} = \beta_{PF}$	Beta	0.125	0.125	0.5
8	Dissipazione di energia Maschi*	$\alpha_{mT}$	Beta	0.120	0.08	0.6
		$\beta_{mT}$		Assunto deterministico		0.8
		$\gamma_{mT}$		-0.010	-0.09	0.1
		$\delta_{mT}$		Assunto deterministico		0
		$\alpha_{mPF}$		0.480	0.12	0.8
		$\beta_{mPF}$		Assunto deterministico		0.8
		$\gamma_{mPF}$		0.840	0.56	0.6
		$\delta_{mPF}$		0.750	0.75	0.5
		8		Dissipazione di energia Fasce*	$\alpha_{mT} = \alpha_{mPF}$	Beta
$\gamma_{mT} = \gamma_{mPF}$	0.330		0.77		0.30	

\* I valori delle grandezze che regolano il comportamento ciclico isteretico di maschi e fasce (oltre ad una componente viscosa) sono usati nel caso del metodo A, mentre nel caso del metodo C, è stata usata una legge di smorzamento, assumendo una variazione del parametro  $\zeta$ , valore asintotico dello smorzamento isteretico, tra 0.25 e 0.4 (valori corrispondenti ai frattili 16% e 84%).

La Figura B-15 illustra, a titolo di esempio nel caso dei maschi murari, gli effetti sulla risposta isteretica della variazione dei parametri  $\alpha_m$ ,  $\gamma_m$  e  $\delta_m$ ; in particolare, la figura illustra la massima variazione nel caso in cui ai parametri siano assegnati rispettivamente i valori al 16% e 84% frattile, con i quali si ottiene rispettivamente la minima o massima dissipazione.

Il campionamento dei 30 vettori di valori delle variabili aleatorie necessari per l'applicazione del Metodo A è stato eseguito come segue. Per ogni gruppo è stata campionata una variabile normale standard  $u$ . Il valore di ogni variabile  $X_i$  del gruppo è stato poi ottenuta mediante la trasformazione:

$$x_i = F_i^{-1}[\Phi(u)] \quad (B.3)$$

nella quale  $F_i$  e  $\Phi$  sono rispettivamente la distribuzione cumulata di  $X_i$  e quella normale standard. Il campionamento è stato eseguito indipendentemente per ciascuno dei gruppi di variabili aleatorie.

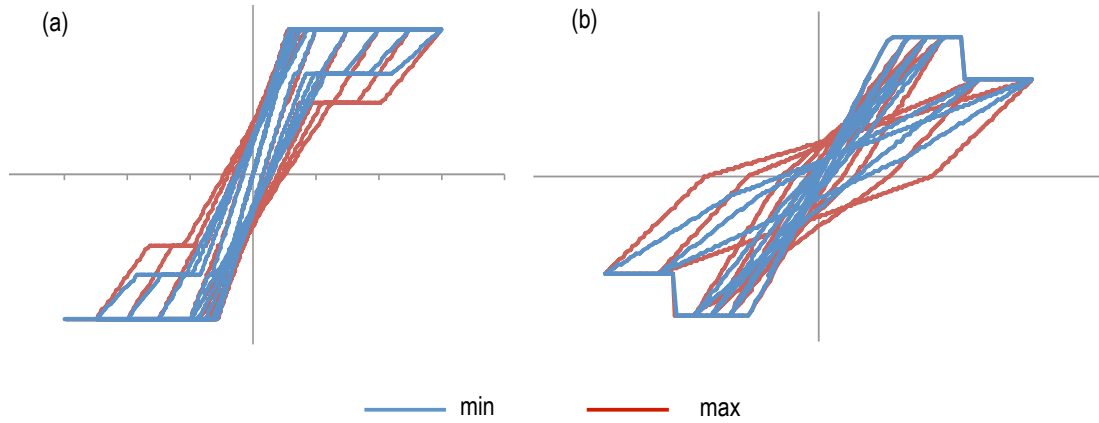


Fig. B-15 Effetto sulla risposta isteretica alla scala del singolo pannello dei parametri  $\alpha_m$ ,  $\gamma_m$  e  $\delta_m$ : caso di un maschio con risposta prevalente a pressoflessione (a) o taglio (b)

La Figura B-16 mostra le distribuzioni ottenute per quattro parametri incerti, ciascuno appartenente ad un diverso gruppo di variabili aleatorie (Tabella B-10).

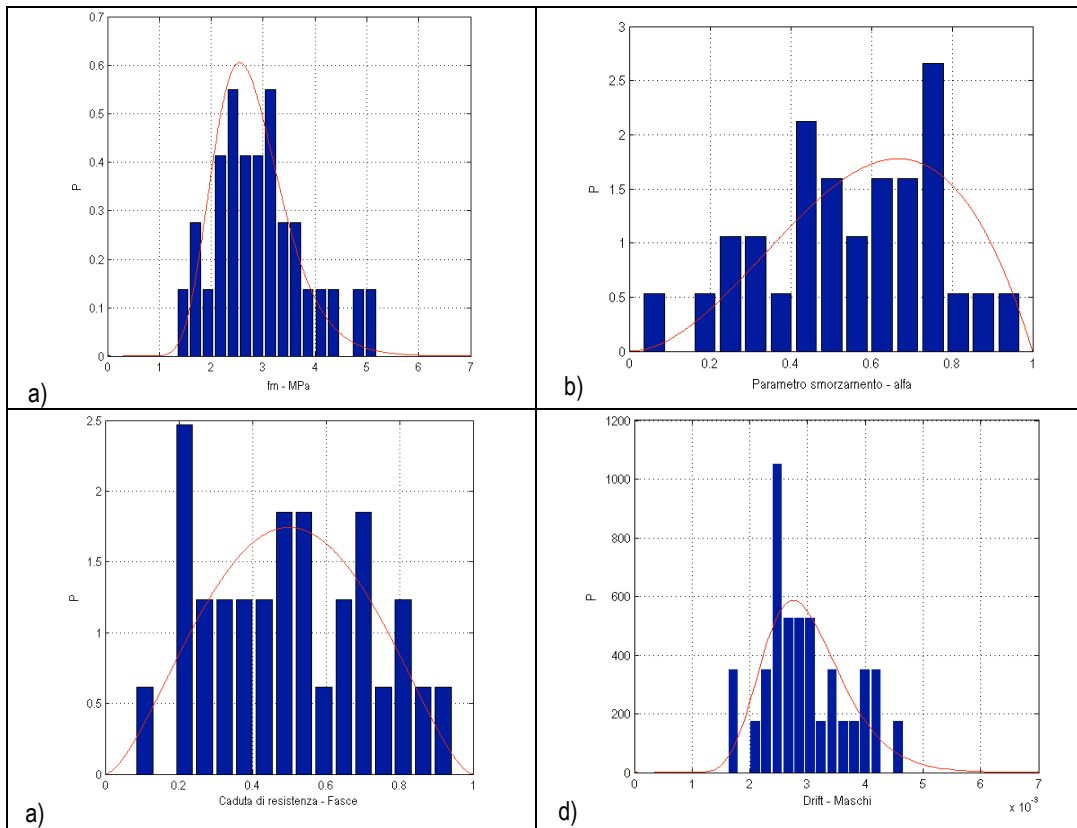


Fig. B-16 Istogrammi relativi alla distribuzione del campionamento stocastico ottenuto per alcune delle variabili appartenenti a 4 dei set di variabili aleatorie considerate: a) resistenza a compressione della muratura  $f_m$  (dal set 1 - Muratura); b)  $\alpha_{mT}$  (dal set 8 - Dissipazione di energia dei maschi); c)  $\beta_{T3}$  (dal set 7 - Legami fasce);  $\delta_{T3}$  (dal set 6 - Legami maschi).

## B.6.3 Indicatori di stato limite

Per i tre stati limite considerati sono stati utilizzati gli indicatori definiti nel §2.5, con le specifiche indicazioni per la risposta globale delle costruzioni in muratura contenute nel §3.3.1. Gli stati limite SLD e SLC sono basati su un approccio multi-scala, che considera il danneggiamento e la risposta sismica a diverse scale: gli elementi maschi e fasce, attraverso i controlli sulle cumulate del danno; le pareti murarie, attraverso il drift di interpiano (in questo caso i macroelementi solai non sono stati considerati in quanto pressoché rigidi); la risposta globale, descritta dalla curva di capacità.

Lo stato limite SLS è invece definito tramite una misura integrale del costo di riparazione di tutti gli elementi (maschi e fasce), valutato in funzione del livello di danno locale attraverso un'opportuna funzione di costo.

Nel caso di applicazione dell'approccio multi-scala all'analisi dinamica non lineare con il metodo A, si sono utilizzate le indicazioni del §3.3.1. In particolare per SLD si è utilizzata la (3.25) e per lo SLC la (3.34). Nel caso dello SLS si è assunto un costo convenzionale  $\tau_{SLS}=0.6$ . Per il calcolo della funzione di costo di riparazione globale  $C_G$  (3.32) i valori della capacità limite considerati a riferimento corrispondono ad un livello di danno dei maschi precedente a quello grave ( $C_f=0.5\theta_3$ ) e al livello di danno grave ( $C_f=\theta_3$ ) nel caso delle fasce, considerato che gli architravi sono ad arco di mattoni senza catena.

Nel caso in cui si usi l'analisi statica non lineare (metodo C), sulla curva di capacità sono individuati i punti corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite e, per SLD e SLC, l'indicatore di stato limite  $Y$  è definito dal rapporto tra domanda e capacità in termini di spostamento dell'oscillatore non lineare equivalente ad un grado di libertà. Nel caso di SLS l'indicatore di stato limite è invece calcolato attraverso la (3.33), assumendo come costo convenzionale globale il valore  $\tau_{SLS}=0.3$ , valore pari alla metà di quello adottato nel metodo A. Questa scelta è motivata dal fatto con il metodo A le due componenti del moto sismico sono applicate contemporaneamente (quindi il danno si diffonde in tutte le pareti) e queste agiscono in entrambi i versi (mentre con l'analisi statica non lineare si spinge solo in un verso). Inoltre con l'analisi dinamica il danno si diffonde maggiormente lungo l'altezza, per il contributo dei modi superiori.

## B.7 Analisi e verifica

### B.7.1 Validazione del modello

L'affidabilità del modello di calcolo adottato è stata valutata simulando la risposta sismica della struttura all'evento del 29 Maggio 2012 ( $M_L=5.8$ , profondità 9.6 km con epicentro in prossimità di Mirandola). Per la simulazione numerica sono state adottate le registrazioni relative alla stazione SAN0, ubicata in San Felice sul Panaro (a meno di 500 metri di distanza dal fabbricato in esame), installata a seguito del precedente evento del 20 Maggio 2012 ad integrazione di quelle della Rete Accelerometrica Nazionale (RAN)<sup>26</sup> già presenti in zona. La Figura B-17 illustra le registrazioni in termi-

<sup>26</sup> <http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/ran.wp>

ni di accelerazione e gli spettri di risposta relativi; la componente NS risulta agente prevalentemente in direzione X, quella EO in direzione Y.

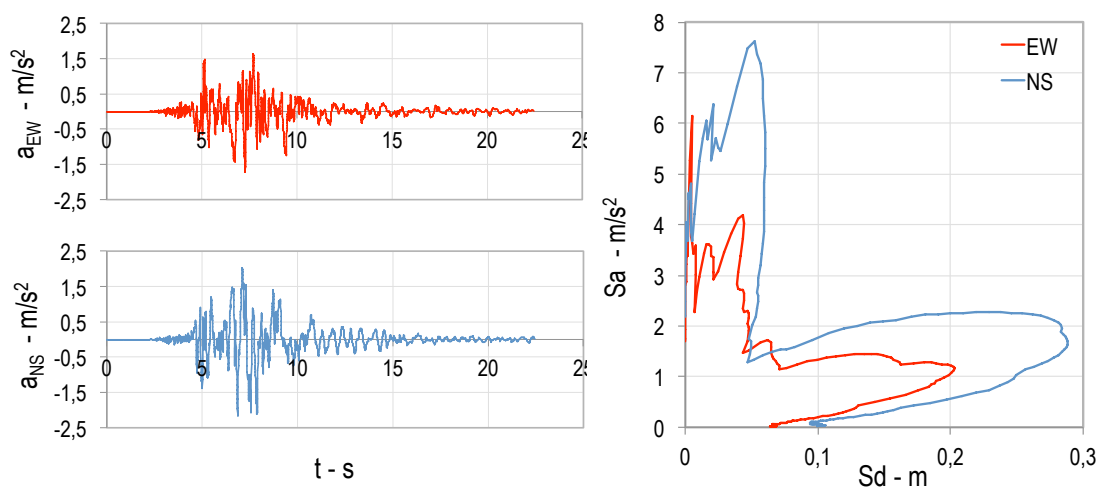


Fig. B-17 a) Accelerogrammi relativi alla registrazione SAN0 del 29 Maggio 2012; b) spettri di risposta in formato ADRS.

La simulazione numerica è stata operata eseguendo analisi non lineari statiche e dinamiche, adottando a riferimento i valori medi dei parametri meccanici come introdotti al B6.2.2.

La Figura B-18 illustra i risultati delle analisi statiche non lineari (a titolo di esempio con verso positivo) eseguite in direzione X e Y al variare di diverse distribuzioni di forze adottate, proporzionali rispettivamente: 1) alle masse; 2) al prodotto in ciascun nodo della massa per la corrispondente quota; 3) alla prima forma modale.

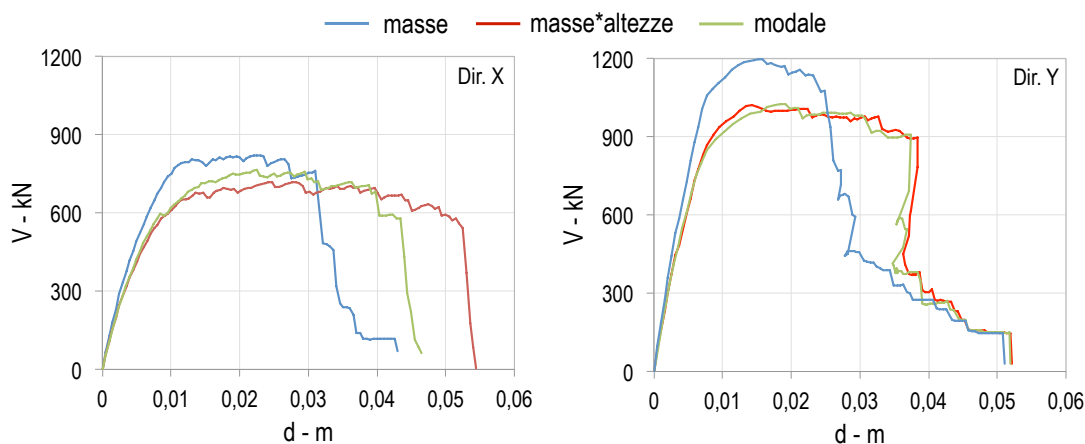


Fig. B-18 Risultati delle analisi statiche non lineari in direzione X e Y al variare di diverse distribuzioni di forza adottate

In Figura B-19 (per la direzione X) e B-20 (per la direzione Y) è illustrato il confronto in termini di curve V-d tra i risultati delle analisi non lineari dinamiche e statiche; le analisi dinamiche sono state eseguite applicando oltre alle componenti NS ed EO anche la registrazione della componente verticale (in grigio e nero sono indicati i risultati relativi all'applicazione dei segnali con verso positivo e negativo). Tra le diverse distribuzioni di forze adottate nel caso delle analisi statiche non lineari, quella proporzionale alle masse in generale trova maggiore corrispondenza con l'involuppo ottenuto dalla dinamica. Nel caso di tale distribuzione, in Figura B-19 e B-20 sono inoltre rap-

presentate le soglie di spostamento corrispondenti agli stati limite SLD, SLS e SLC definiti secondo i criteri precedentemente introdotti (§B6.3). Lo spostamento massimo ottenuto dalle analisi dinamiche risulta compreso tra le soglie degli stati limite SLD e SLS definiti dall'analisi statica, in direzione X, e poco prima dello SLD, in direzione Y. Tale risultato è in accordo con il livello di danno globale osservato sulla struttura. Tali curve evidenziano chiaramente come in direzione X la struttura abbia raggiunto un livello maggiore di non linearità della risposta; questo è coerente anche con il danno osservato, più severo nelle pareti orientate lungo NS (direzione X, Figura B-1). Inoltre, il danno simulato dalle analisi dinamiche non lineari trova un buon riscontro con quello osservato in termini di estensione, gravità e modalità di collasso prevalente (Figura B-21).

Infine, l'accelerazione massima compatibile con lo SLC, valutata con la procedura statica non lineare (utilizzando spettri sovrasmorzati a partire da quelli di Figura B-17b) risulta in direzione X compresa tra 1.64 e 2.08  $m/s^2$  (al variare della distribuzione di forza adottata), valore in buon accordo con l'accelerazione di picco al suolo, pari a 2.16  $m/s^2$ .

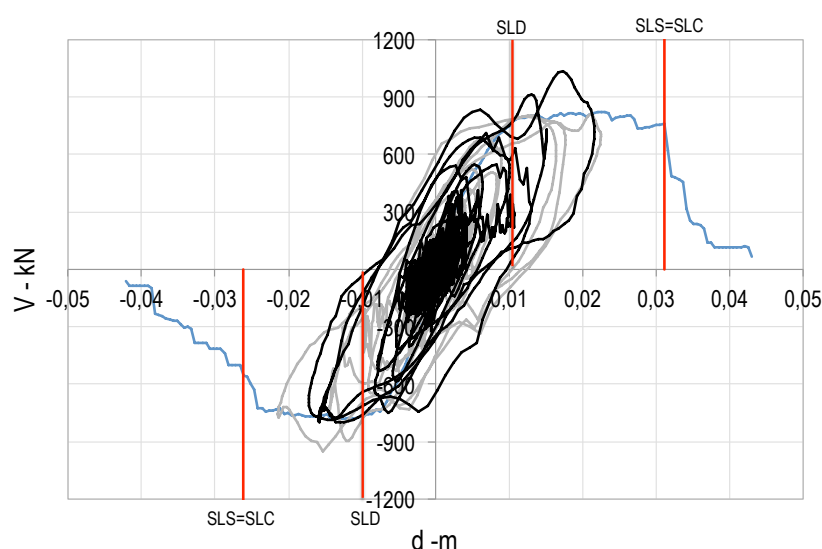


Fig. B-19 Direzione X: confronto tra i risultati delle analisi non lineari statiche e dinamiche

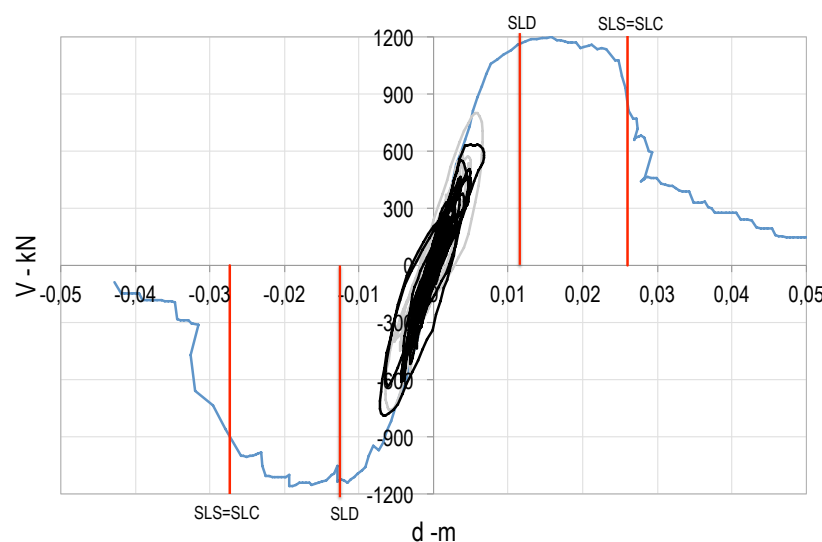


Fig. B-20 Direzione Y: confronto tra i risultati delle analisi non lineari statiche e dinamiche

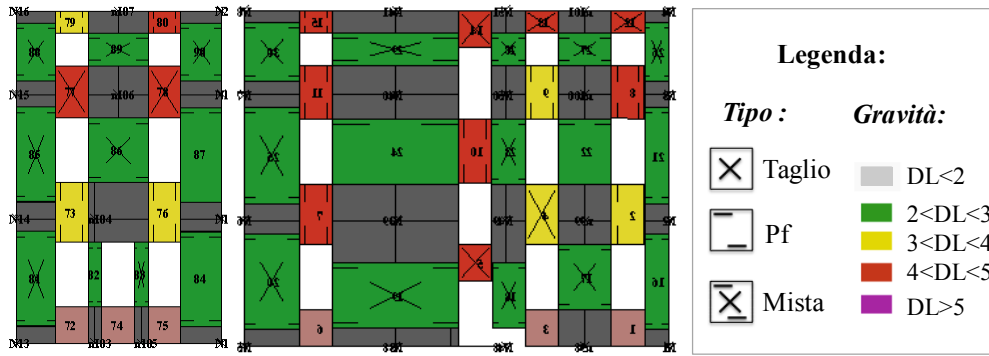


Fig. B-21 Danno simulato per le pareti 4 e 1 orientate in direzione X

### B.7.2 Analisi modale e metodi di analisi non lineare

Preliminarmente all'applicazione dei metodi per l'analisi di rischio è stata eseguita un'analisi modale sui due modelli dell'albero logico, facendo riferimento ai valori medi dei parametri (Tabella B-10). Il periodo fondamentale di vibrazione varia tra 0.26 s e 0.27 s rispettivamente per il caso del modello Amm-1 (perfetto ammortamento) e Amm-2 (connessione elastica); esso attiva una massa partecipante in direzione X pari all'86%. Il primo modo significativo in direzione Y corrisponde ad un periodo pari a 0.23 s per entrambi i modelli, con una massa partecipante compresa tra l'82% e l'86% nei due casi. In Figura B-22 sono illustrate le deformate in pianta associate ai modi fondamentali in X e Y per il modello Amm-1 (primo ramo dell'albero logico). La Figura B-23 mostra le due forme modali in altezza, attraverso gli spostamenti medi di piano; si osserva come tali deformate siano ben approssimate da un andamento triangolare. Il periodo fondamentale trova un ottimo accordo con quello che si ottiene con la formula suggerita dalle NTC (§B4), che è stato utilizzato per definire la misura di intensità sismica  $S_a(T_1)$ .

Il rapporto tra i fattori di partecipazione vale per il primo modo in direzione X:  $\Gamma_{1Y}/\Gamma_{1X} = -0.033$ , mentre per quello in direzione Y:  $\Gamma_{3X}/\Gamma_{3Y} = 0.055$ .

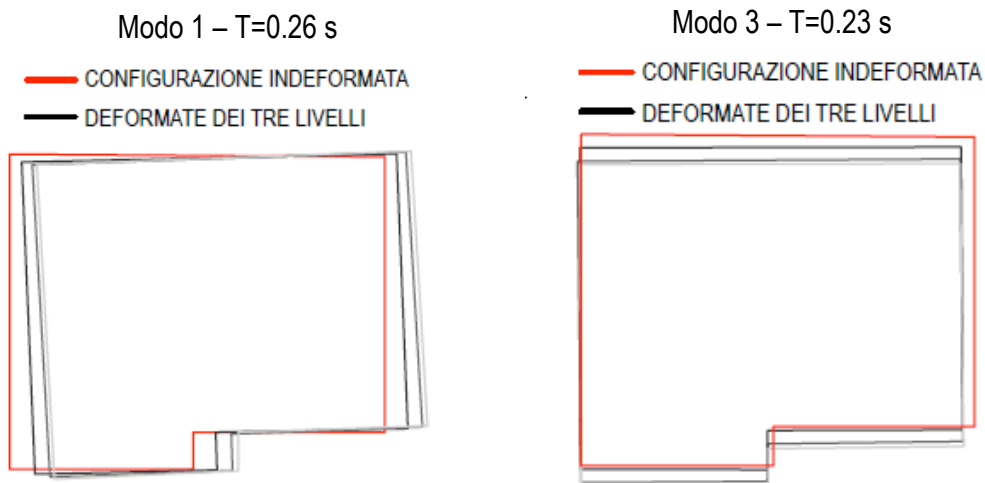


Fig. B-22 Deformata in pianta relativa ai modi 1 e 3 per il modello Amm-1 (primo ramo dell'albero logico); i diversi colori sono associati ai differenti livelli dell'edificio.

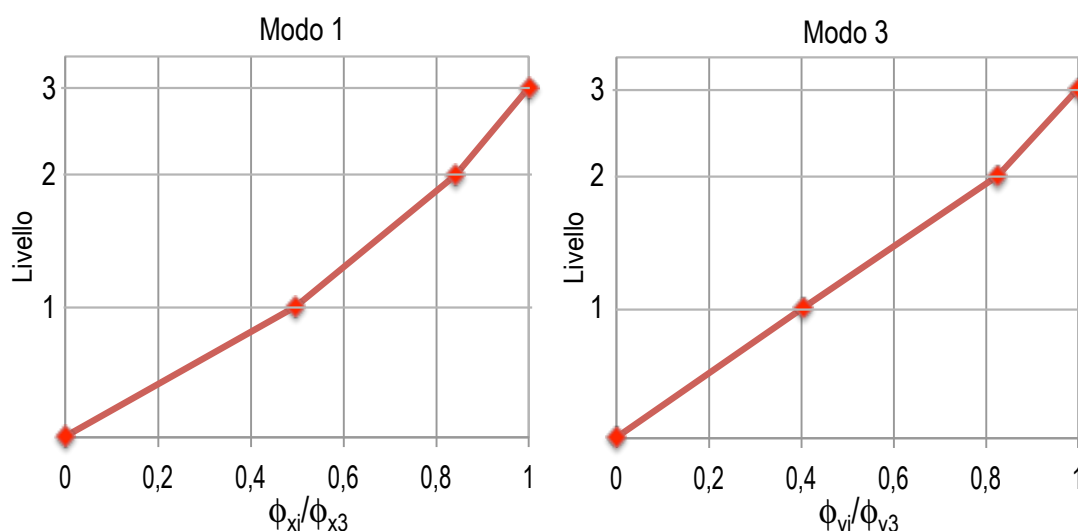


Fig. B-23 Deformata in elevato relativa ai modi 1 e 3 per il modello Amm-1 (primo ramo dell'albero logico).

Nell'applicazione con il metodo C, coerentemente con quanto indicato nel §3.2.1.5, la regolarità della risposta dinamica dell'edificio consente di eseguire, per entrambe le direzioni di verifica, l'analisi statica non lineare considerando solo il primo modo; inoltre, non è necessario considerare, per ciascuna direzione di verifica, il contributo dovuto all'eccitazione nella direzione ortogonale.

### B.7.3 Verifica con il Metodo A

Per semplicità ed economia nella descrizione del caso studio, il metodo A è applicato solo al primo ramo dell'albero logico (Amm-1).

Per l'analisi dinamica non lineare sono stati utilizzati 30 diversi modelli, caratterizzati da parametri generati in accordo alle relative distribuzioni probabilistiche, a ciascuno dei quali è associata una delle 30 registrazioni selezionate, applicando la componente NS secondo la direzione X. L'analisi dinamica incrementale è eseguita scalando le registrazioni in modo che la misura di intensità assuma valori crescenti fino a che, per ciascun evento sismico, sono raggiunti i tre stati limite.

La definizione degli indicatori di stato limite impiegati per l'applicazione dell'approccio multi-scala nel caso delle analisi dinamiche non lineari è stata discussa al §B.6.3.

Al fine di esemplificare la procedura, sono mostrati i risultati relativi all'evento 1 di Tabella B-2 (Friuli - M=6.0 - stazione ST28), le cui componenti sono illustrate in Figura C-7.

Le Fig. B-24 e Fig. B-25 illustrano la risposta ciclica (taglio alla base / spostamento medio in sommità dell'edificio), per le due direzioni dell'edificio, nei confronti dell'evento scalato a due diversi livelli di intensità  $S_a(T_I)$ : 6.25 e 10.84 m/s<sup>2</sup>. La risposta ciclica è confrontata con curve ottenute mediante analisi statica non lineare, eseguita nei due versi e con due distinte distribuzioni di forze: a) proporzionale alla prima forma modale; b) proporzionale alle masse. Su tali curve sono anche indicati i punti nei quali sono raggiunti i tre SL, con riferimento ai controlli previsti alla sola scala globale, nel caso della distribuzione proporzionale alle masse.

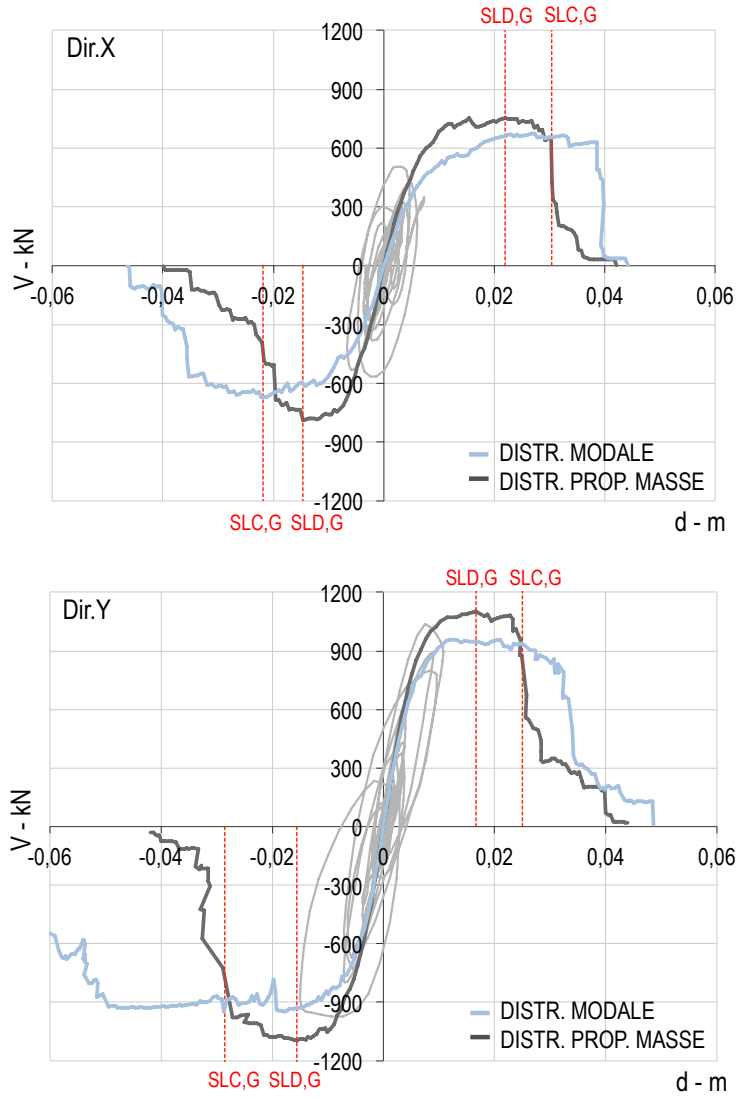
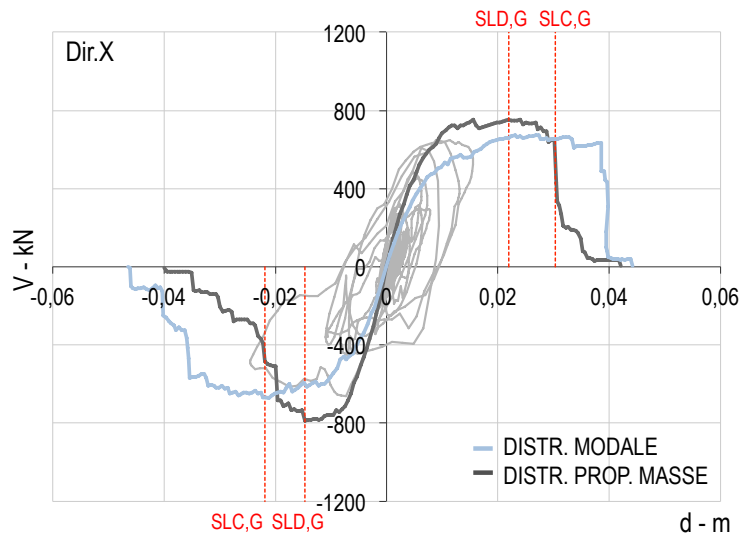


Fig. B-24 Risposta ciclica nelle due direzioni a seguito dell'applicazione della registrazione 1, scalata al valore  $S_a(T_1)=6.25 \text{ m/s}^2$ , e confronto con le curve ottenute dall'analisi statica non lineare.





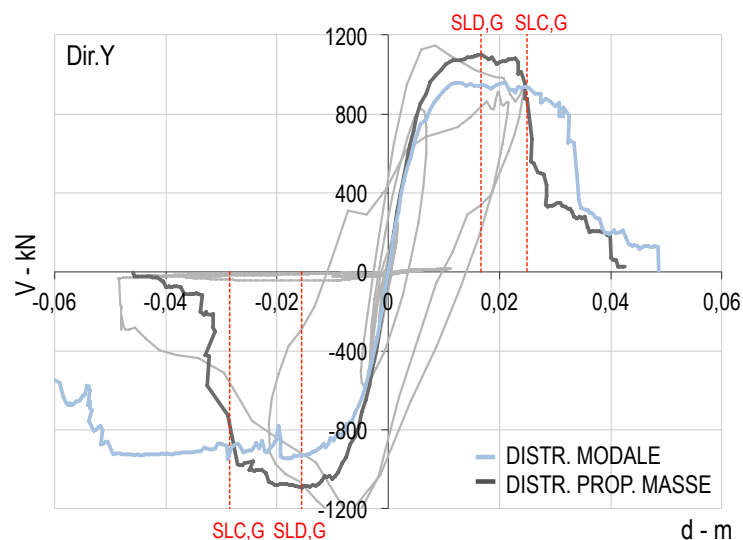
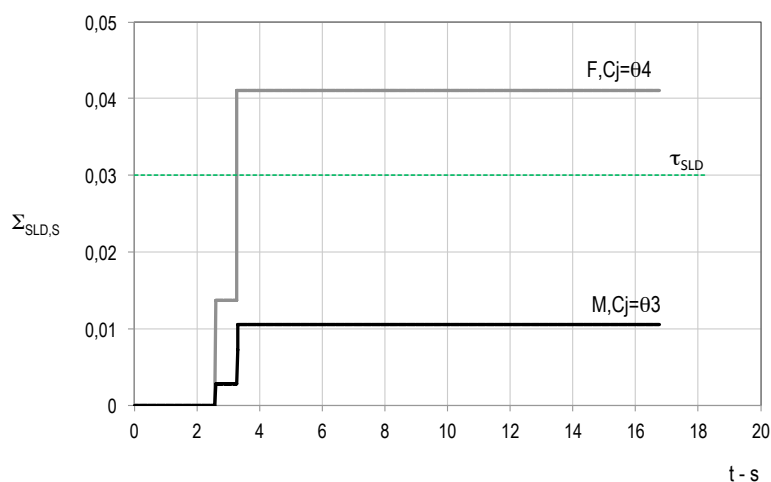


Fig. B-25 Risposta ciclica nelle due direzioni a seguito dell'applicazione della registrazione 1, scalata al valore  $S_a(T_1)=10.84 \text{ m/s}^2$ , e confronto con le curve ottenute dall'analisi statica non lineare.

Si può osservare come la risposta dinamica risulti coerente con quella risultante dall'analisi statica non lineare; in particolare, per valori relativamente bassi dell'intensità sismica (Fig. B-24), quelli che portano allo SLD, entrambe le due distribuzioni di forze risultano aderenti al comportamento dinamico, mentre al crescere dell'intensità (Fig. B-25), la risposta dinamica risulta più coerente con la previsione dello SLC ottenuta dalla distribuzione di forze proporzionale alle masse.

Per quanto riguarda i controlli multi-scala alla scala degli elementi strutturali, la Fig. B-26 mostra l'andamento nel tempo delle grandezze necessarie alla definizione delle variabili parziali di stato limite  $Y_{SLD,S}$  e  $Y_{SLS,S}$ , nel caso della risposta dinamica di Fig. B-24. Lo SLD è già stato raggiunto in quanto la cumulata del danno nelle fasce, per il livello di danno 3, ha già superato la soglia minima del 3% (mentre solo due maschi hanno raggiunto il livello di danno 2). Per lo SLS la variabile di costo  $C_G$  raggiunge alla fine dell'eccitazione il valore 0.3, inferiore al limite stabilito ( $C_{SLS}=0.6$ ). Nessuna figura è mostrata relativamente allo SLC in quanto nessun maschio ha ancora raggiunto il livello di danno 5.



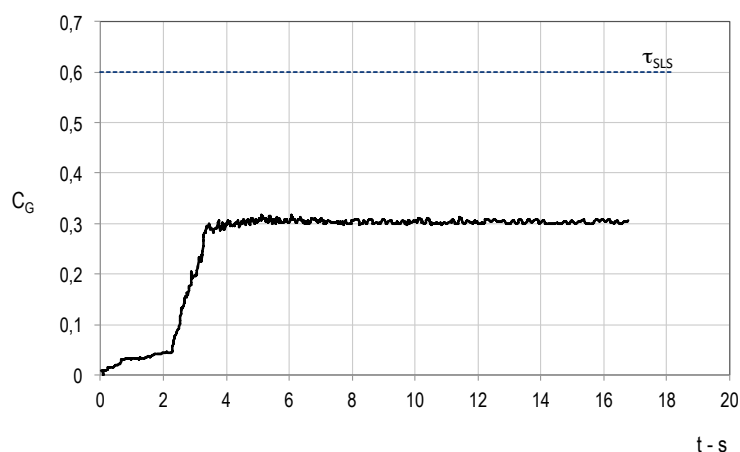


Fig. B-26 Andamento nel tempo dei parametri necessari al calcolo degli indicatori di stato limite alla scala dell'elemento (cumulata del danno  $\Sigma_{SLD}$  e funzione di costo  $C_G$ ), risultanti dall'applicazione della registrazione 1 scalata al valore  $S_a(T_1)=6.25 \text{ m/s}^2$ .

La Fig. B-27 mostra l'andamento nel tempo delle grandezze necessarie alla definizione della variabili parziali  $Y_{SL,S}$  per i tre stati limite, nel caso della risposta dinamica di Fig. B-25. Le cumulate del danno nei maschi, relativamente al livello di danno 2, e quella del danno nelle fasce, per il livello di danno 3, necessarie per il controllo locale dello SLD, sono ulteriormente cresciute rispetto al livello di intensità sismica già mostrato. La variabile di costo  $C_G$  ha superato il limite stabilito per il costo convenzionale caratteristico dello SLS ( $\tau_{SLS}=0.6$ ). Infine, per lo SLC, la cumulata dei maschi che hanno raggiunto il livello di danno 5 ha superato la soglia del 3%.

Per quanto riguarda il controllo del multi-scala alla scala dei macroelementi, la Fig. B-28 mostra l'andamento nel tempo del massimo drift (che si verifica nella parete 13 al 3° piano), ottenuto per i due livelli di intensità sismica considerati nelle Figure precedenti. Si può osservare che nel primo caso viene superata la soglia dello 0.2%, assunta come riferimento per la valutazione della variabile parziale di stato limite  $Y_{SLD,M}$ , mentre nel secondo caso si supera la soglia dello 0.6%, assunta come riferimento per la valutazione della variabile parziale di stato limite  $Y_{SLC,M}$ .

La Tabella B-11 mostra i valori delle tre variabili di stato limite per i due livelli di intensità considerati, ottenuti dalle (3.25) e (3.34) come massimo tra gli indicatori parziali di stato limite, definiti attraverso l'approccio multi-scala.

Tabella B-11. Indicatori di stato limite ottenuti dall'approccio multi-scala, dalla risposta dell'edificio mostrata nelle Figure B-25/26/27/28/29.

$S_a(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	SLD				SLS	SLC			
	$Y_{SLD,S}$	$Y_{SLD,M}$	$Y_{SLD,G}$	$Y_{SLD}$	$Y_{SLS}$	$Y_{SLC,S}$	$Y_{SLC,M}$	$Y_{SLC,G}$	$Y_{SLC}$
6.25	1.37	2.72	0.96	2.72	0.77	0.00	0.91	0.60	0.91
10.84	12.79	6.93	3.12	12.79	1.19	5.98	2.31	1.95	5.98

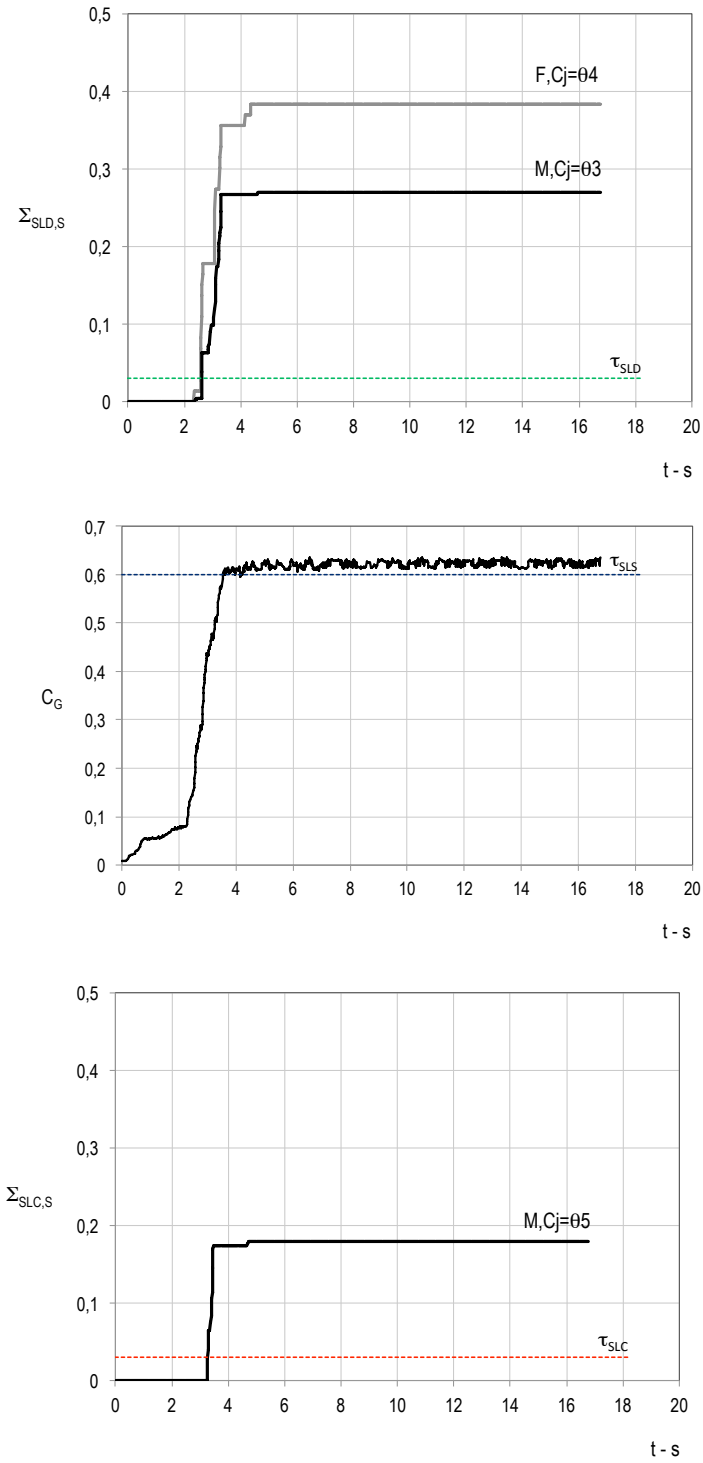
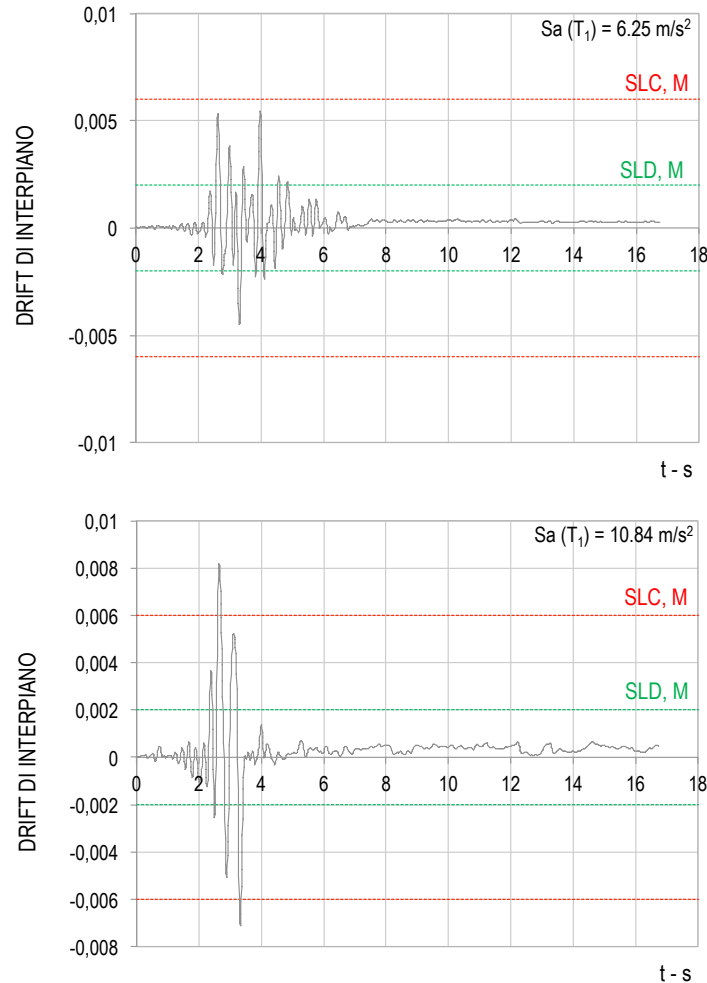


Fig. B-27 Andamento nel tempo dei parametri necessari al calcolo degli indicatori di stato limite alla scala dell'elemento (cumulate del danno  $\Sigma_{SLD}$ ,  $\Sigma_{SLC}$  e funzione di costo  $C_G$ ), risultanti dall'applicazione della registrazione 1 scalata al valore  $S_a(T_1)=10.84 \text{ m/s}^2$ .

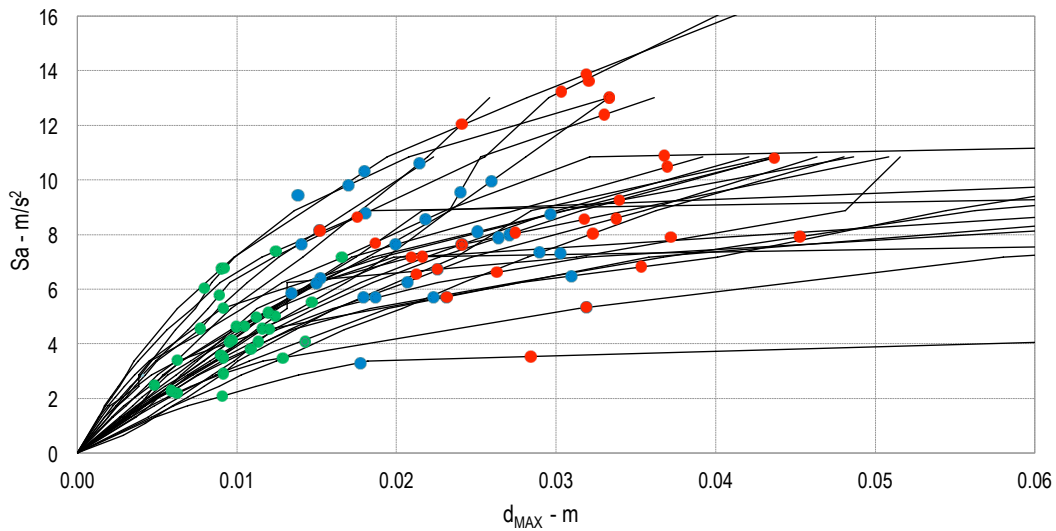


**Fig. B-28** Storia temporale del drift di interpiano, relativamente alla parete e livello che presenta i valori massimi, per i due livelli di intensità sismica mostrati nelle Figure precedenti.

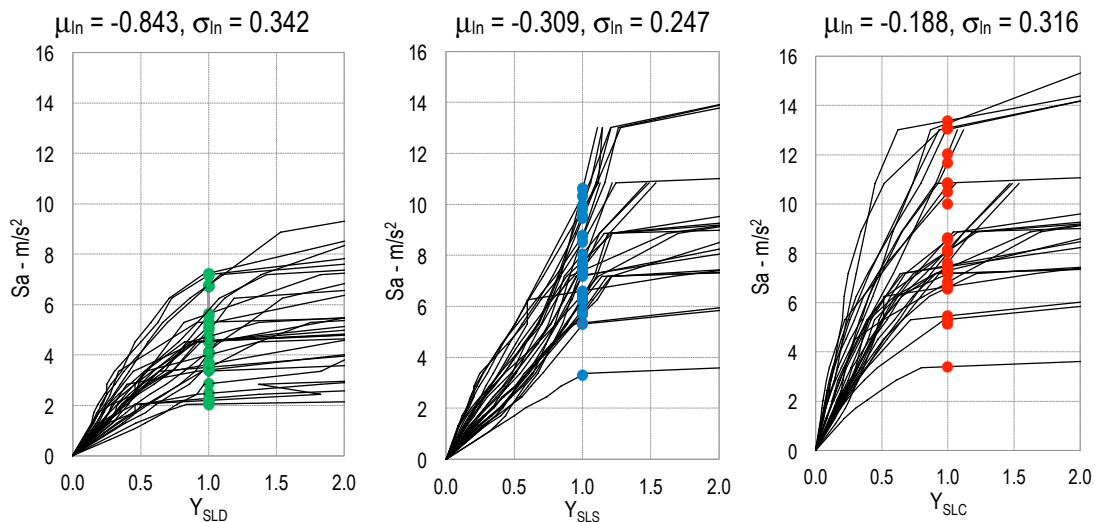
Le elaborazioni sopra descritte sono state eseguite per tutti i 30 modelli, ottenendo gli andamenti di tutti i parametri di risposta e delle variabili di stato limite in funzione dell'intensità sismica.

La Figura B-29 illustra lo spostamento massimo della sommità dell'edificio in funzione dell'intensità sismica, per i 30 modelli considerati (e le relative registrazioni); su ciascuna curva è indicato con un punto di colore diverso il raggiungimento degli stati limite. Si osserva, in particolare per gli stati limite SLS e SLC, come essi siano raggiunti per valori molto dispersi sia dell'intensità sia dello spostamento. Inoltre, in alcuni casi, coerentemente con la definizione analitica proposta per lo SLS, questi due SL coincidono; ciò accade infatti quando le condizioni di SLC si verificano prima che il danno si sia diffuso in modo significativo, ovvero la funzione di costo  $C_G < C_{SLS}$ . Questo risultato è coerente con il comportamento che spesso si verifica negli edifici in muratura, dotati di limitata duttilità e di una risposta piuttosto fragile, conseguente alla formazione di meccanismi di collasso che coinvolgono un limitato numero di elementi prima che un danno molto grave possa diffondersi in modo significativo.

La Figura B-30 mostra le curve di analisi dinamica incrementale (curve IDA) delle variabili di stato limite  $Y_{SLD}$ ,  $Y_{SLS}$  e  $Y_{SLC}$ , in funzione dell'intensità sismica  $S_a(T_1)$ . I valori di questa per la quale ciascuna curva raggiunge il valore 1 sono analizzati statisticamente, assumendo che siano distribuiti secondo una lognormale; i relativi parametri sono indicati in alto nelle tre figure.



**Fig. B-29** Curve di analisi dinamica incrementale in termini di spostamento massimo in sommità all'edificio e intensità sismica, per i 30 modelli considerati; i punti verdi, blu e rossi corrispondono al raggiungimento di SLD, SLS e SLC rispettivamente.



**Fig. B-30** Curve di analisi dinamica incrementale in termini degli indicatori di stato limite  $Y_{SL}$  (in alto i parametri statistici della distribuzione lognormale dell'intensità che porta a SLD, SLS e SLC).

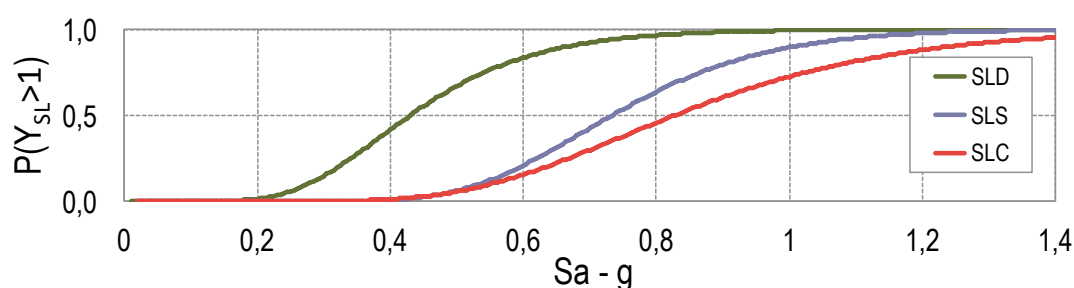
La frequenza media annua di superamento di ciascuno SL è ottenuta dalla (2.12) discretizzando la curva di hazard valutata nel §B4. I valori ottenuti sono elencati in Tabella B-11, dove sono confrontati con quelli di riferimento di Tabella 2-1, avendo assunto una classe d'uso II, essendo l'edificio privato e ad uso residenziale. L'edificio soddisfa i requisiti di sicurezza nei riguardi dello SLD e SLS, mentre risulta vulnerabile nei riguardi dello SLC.

La Fig. B-31 mostra le curve di fragilità per i tre stati limite, definite dalla (2.13). Si nota come le curve relative a SLS e SLC siano molto vicine: ciò significa che questo edificio, se non giunge a collasso, è riparabile. Appare utile richiamare che l'introduzione della funzione di costo è finalizzata a determinare la condizione limite di riparabilità associata ad un concetto di convenienza economica; i criteri alla base

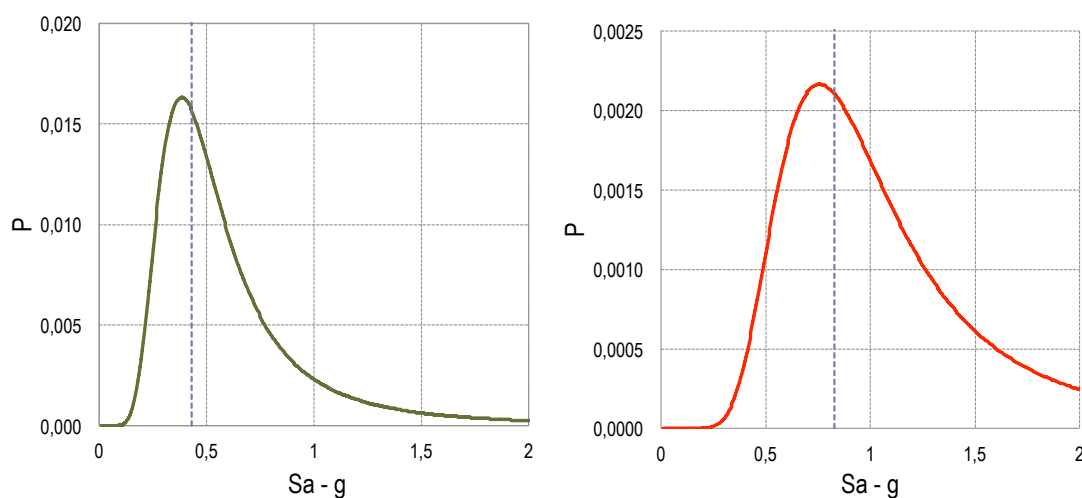
dello SLC sono invece in grado di evidenziare condizioni di fragilità della costruzione, che può giungere al collasso anche in presenza di un danno poco diffuso. Infine, la Fig. B-32 mostra il contributo dei diversi livelli di intensità sismica alla probabilità totale; è inoltre indicata la mediana della distribuzione dell'intensità sismica che porta al corrispondente SL.

**Tabella B-11. Frequenze media annua di superamento di SLD, SLS, SLC e corrispondenti periodi di ritorno; confronto con i valori di riferimento.**

	$\lambda_{SLD}$	$\lambda_{SLS}$	$\lambda_{SLC}$
Metodo A	0.0082	0.0023	0.0020
Valori ammissibili	0.045	0.0047	0.0023
	$T_{r,SLD}$	$T_{r,SLS}$	$T_{r,SLC}$
Metodo A	122	426	508



**Fig. B-31 Curve di fragilità dei tre stati limite.**



**Fig. B-32 Distribuzione di probabilità condizionata per il calcolo degli stati limite SLD e SLC (è indicata la mediana della distribuzione dell'intensità sismica che porta allo SL).**

## B.7.4 Verifica con il Metodo C

Nel seguito è illustrata l'analisi di rischio secondo il Metodo C.

In particolare, le analisi statiche non lineari sono state svolte adottando esclusivamente la distribuzione di forze proporzionale alle masse; tale scelta è motivata dal confronto tra le analisi dinamiche e statiche descritte al §B7.3, che mostrano un maggiore accordo in particolare allo SLC. Tale distribuzione è associata ad un comportamento decisamente più fragile della risposta, come evidenziato in Figura B-18, a causa di una modalità di rottura più marcatamente per piano debole al piano terra.

In termini più generali, sarebbe necessario considerare anche altre distribuzioni di forze, prendendo poi come valore finale del rischio quello ottenuto da una combinazione degli esiti tramite la tecnica dell'albero logico. Viceversa, in assenza di dati di confronto con analisi dinamiche non lineari o altre evidenze sul comportamento strutturale, quando dunque non sia possibile attribuire un grado di affidabilità a ciascuna delle distribuzioni di forze considerate, si può adottare come valore finale del rischio il maggiore tra quelli ottenuti dalle distribuzioni di forze considerate, Le Figure B-33 e B-34 illustrano i risultati delle analisi statiche non lineari in direzione X e Y (verso positivo e negativo) per i due rami dell'albero logico considerati (Amm-1 e Amm-2); le analisi si riferiscono all'adozione dei valori medi per tutte le variabili aleatorie.

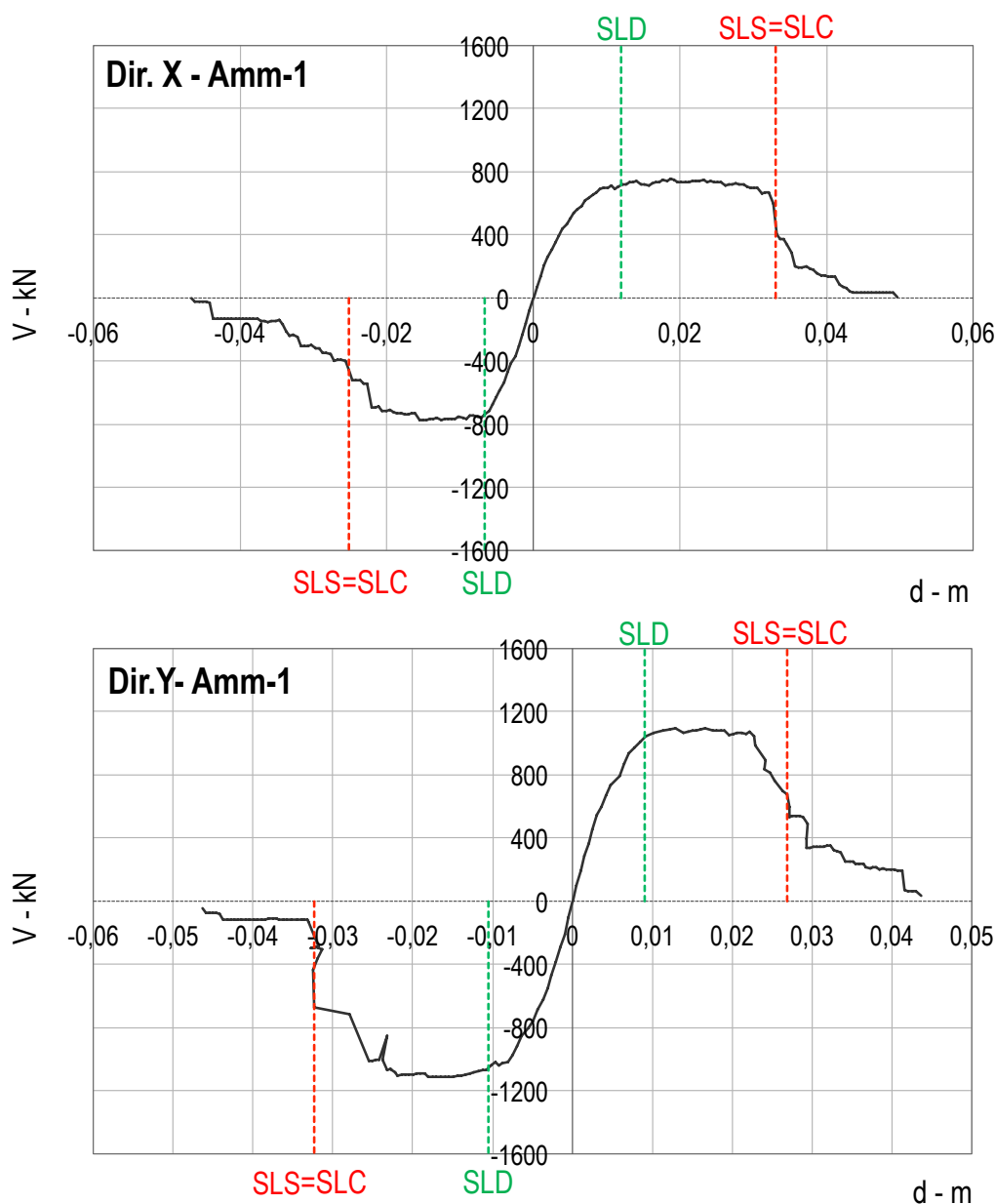


Fig. B-33 Risultati delle analisi statiche non lineari per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1) in direzione X e Y, verso positivo e negativo (valori medi per tutte le variabili aleatorie)

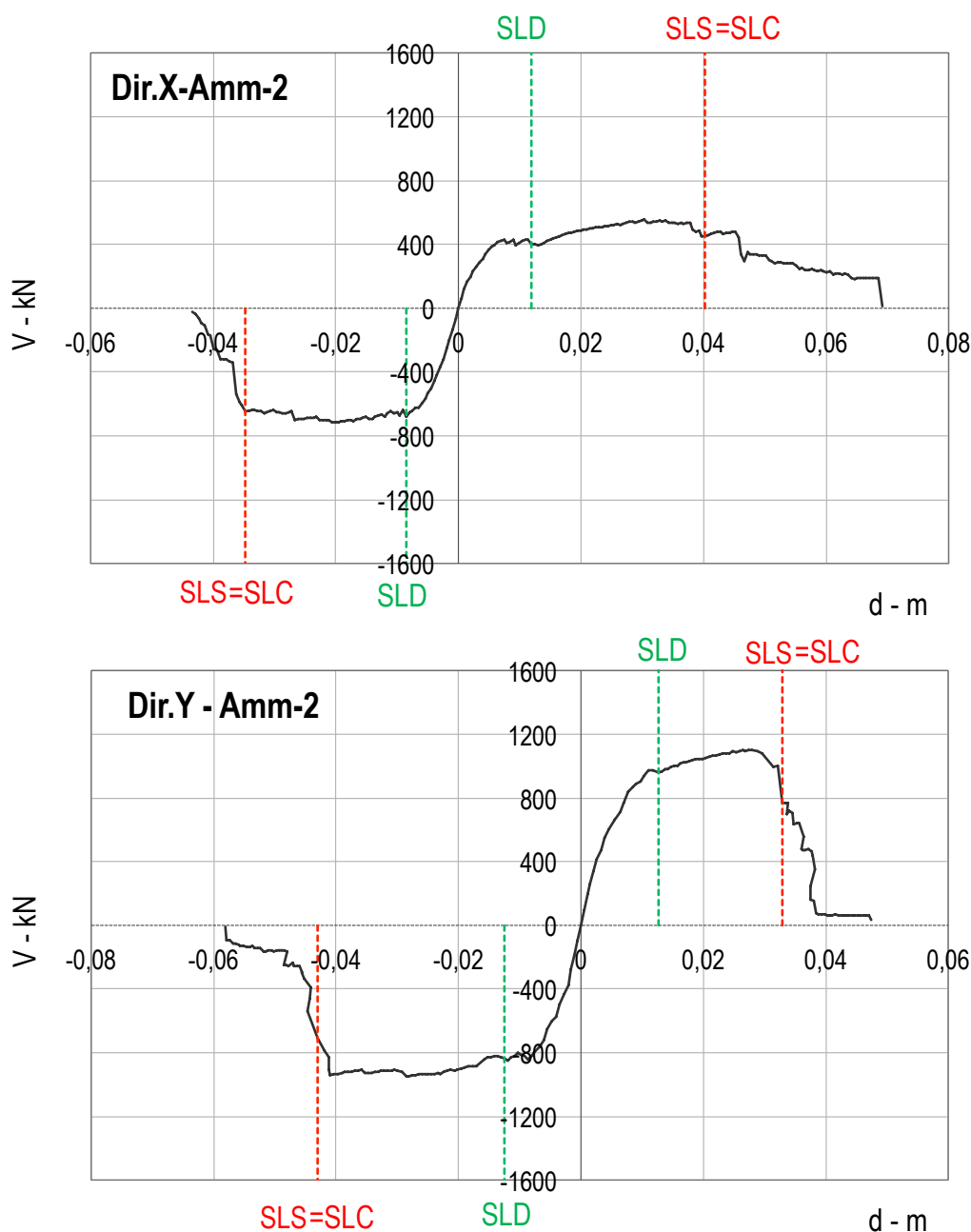


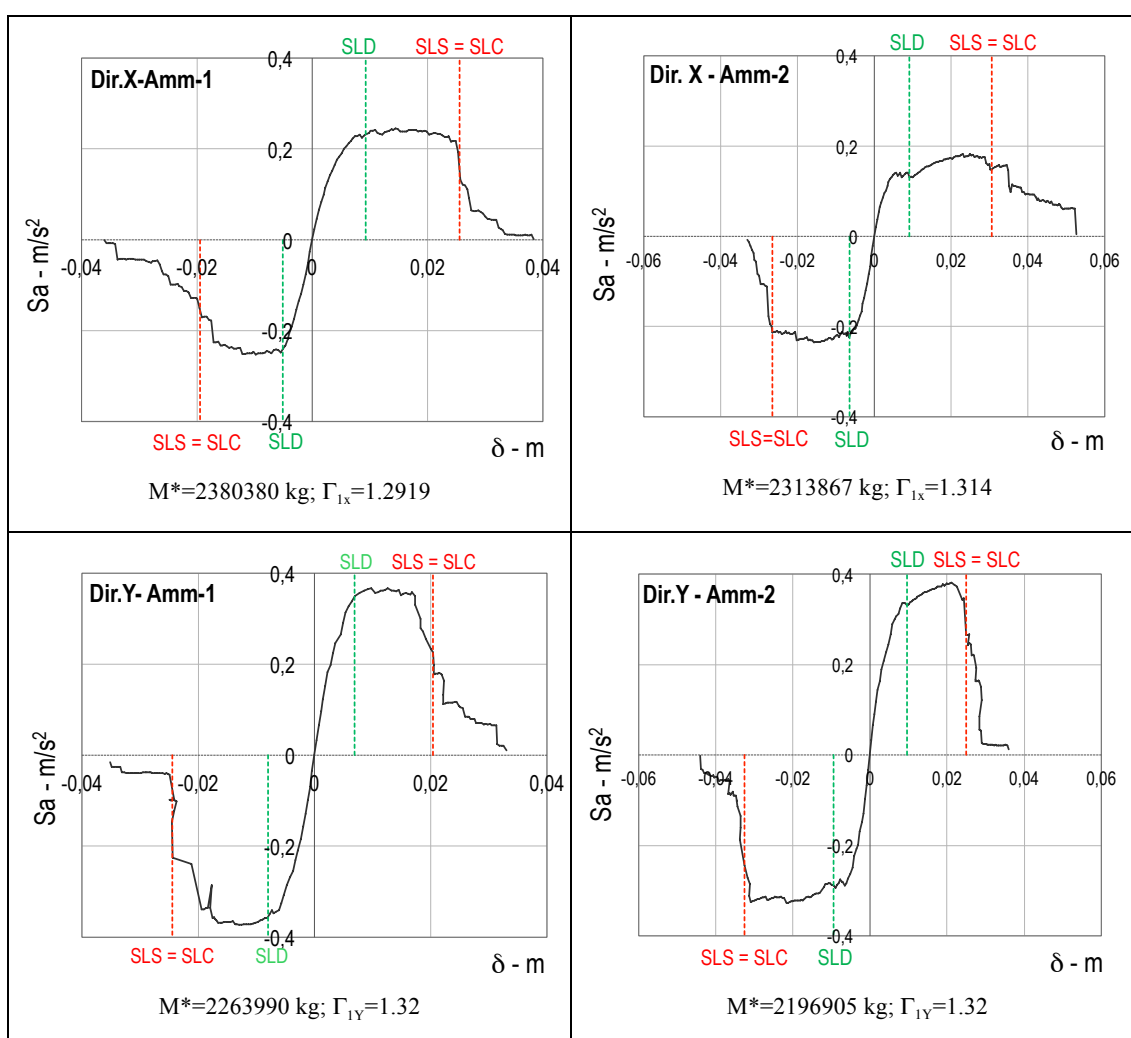
Fig. B-34 Risultati delle analisi statiche non lineari per il secondo ramo dell'albero logico (Amm-2) in direzione X e Y, verso positivo e negativo (valori medi per tutte le variabili aleatorie)

In Figura B-35 le curve pushover sono convertite nelle corrispondenti curve di capacità rappresentative dell'oscillatore equivalente (tramite il fattore  $\Gamma$  e  $m^*$ ). Queste curve di capacità sono assunte come mediane della risposta dell'edificio.

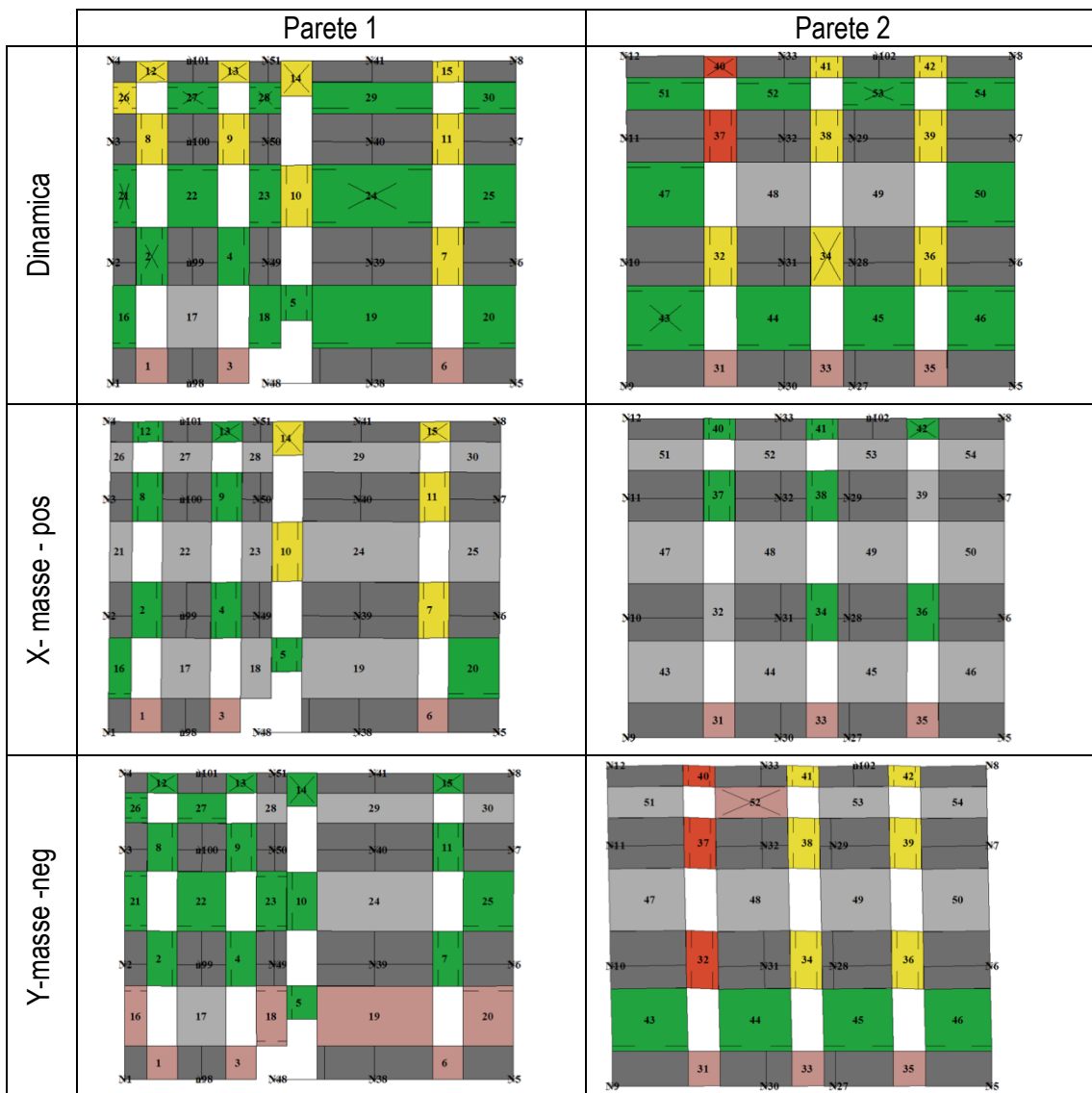
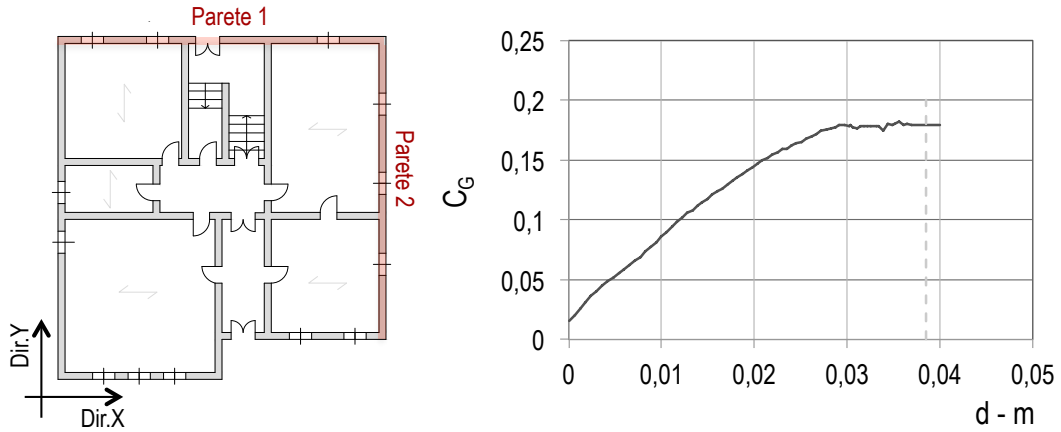
In Figura B-33, B-34 e B-35 sono evidenziate le posizioni degli stati limite (SLD, SLS e SLC) risultanti dai controlli alle diverse scale (elemento, parete e globale) richiamati al §B6.3. In questo caso gli stati limite SLS e SLC risultano coincidenti. Per la definizione dello SLS (tramite la (3.33)) è stata assunta una soglia  $\tau_{SLS}=0.3$ , pari convenzionalmente alla metà di quella adottata nel metodo A, dove la funzione di costo è calcolata mediante analisi dinamiche non lineari; tale scelta è motivata dal fatto che l'analisi pushover è eseguita applicando la distribuzione di forze esclusivamente in una direzione e secondo un unico verso. Al riguardo, la Fig.B-37 illustra il confron-



to tra il quadro di danneggiamento delle pareti 1 e 2 (come indicate in pianta in Fig.B-36a) ottenuto al termine dell'analisi dinamica (per la registrazione 1 scalata al valore  $S_a(T_1)$  pari a  $6.25 \text{ m/s}^2$ ) e quello risultante dalle analisi statiche svolte in direzione X-verso positivo e Y-verso negativo (distribuzione proporzionale alle masse) in corrispondenza del passo dell'analisi in cui si raggiunge uno spostamento pari a quello massimo ottenuto nell'analisi dinamica. In generale si osserva come nel caso dell'analisi dinamica il danno sia più diffuso (conseguenza dell'attivazione anche dei modi superiori): ad esempio, nel caso della parete 1, si noti come il danno nel caso dell'analisi statica in direzione Y sia concentrato esclusivamente nei maschi del piano terra, mentre nel caso della dinamica si estenda anche in alcuni maschi dei livelli superiori. Inoltre nel caso delle analisi statiche si conferma come il danno nelle pareti dirette ortogonalmente alla direzione di analisi sia decisamente meno diffuso e con livelli di gravità inferiori rispetto a quello ottenuti dalla dinamica. Infine, la Fig.B-36b, a titolo di esempio per l'analisi statica in direzione X, illustra l'evoluzione della funzione di costo che, in corrispondenza dello spostamento massimo, nella statica risulta pari a 0.185, quindi decisamente inferiore al valore di 0.6 ottenuto dalla dinamica.



**Fig. B-35 Risultati delle analisi statiche non lineari in termini di curva di capacità (conversione nell'oscillatore equivalente): direzione X verso positivo e negativo per i due rami dell'albero logico (valori medi per tutte le variabili aleatori)**



Le Tabelle B-12 (per il primo ramo dell'albero logico Amm-1) e B-13 (per il secondo ramo Amm-2) riportano le capacità di spostamento associate ai diversi stati limite risultanti dai controlli alle diverse scale e quelle finali associate alla condizione più punitiva.

**Tabella B-12. Capacità di spostamento per i diversi stati limite, risultanti dai controlli alla scala degli elementi (S), pareti (M) e globale (G): primo ramo dell'albero logico (Amm-1) – Valori mediani della capacità**

Dir. X (Amm-1) – Capacità mediane						
		$\delta_{SL,S}$ [m]		$\delta_{SL,M}$ [m]	$\delta_{SL,G}$ [m]	$\delta_{SL}$ [m]
SLD	+	0.0262	0.0141	0.0497	0.0120	0.0120
	-	0.0191	0.0171	0.0466	0.0066	0.0066
SLS	+	0.0497				0.0331
	-	0.0287				0.0251
SLC	+	0.0332	0.0497	0.0332	0.0331	0.0331
	-	0.0252	0.0466	0.0282	0.0251	0.0251

Dir. Y (Amm-1) – Capacità mediane						
		$\delta_{SL,S}$ [m]		$\delta_{SL,M}$ [m]	$\delta_{SL,G}$ [m]	$\delta_{SL}$ [m]
SLD	+	0.0221	0.0121	0.0437	0.0091	0.0091
	-	0.0049	0.0049	0.0069	0.0032	0.0032
SLS	+	0.0437				0.0269
	-	0.0324				0.0323
SLC	+	0.0269	0.0437	0.0271	0.0270	0.0269
	-	0.0323	0.0463	0.0323	0.0323	0.0323

**Tabella B-13. Capacità di spostamento per i diversi stati limite, risultanti dai controlli alla scala degli elementi (S), pareti (M) e globale (G): secondo ramo dell'albero logico (Amm-2) – Capacità mediana**

Dir. X (Amm-2) – Capacità mediane						
		$\delta_{SL,S}$ [m]		$\delta_{SL,M}$ [m]	$\delta_{SL,G}$ [m]	$\delta_{SL}$ [m]
SLD	+	0.0318	0,0120	0.0174	0.0258	0.0120
	-	0.0272	0,0151	0.0434	0.0085	0.0085
SLS	+	0.0692				0.0402
	-	0.0347				0.0347
SLC	+	0.0452	0.0692	0.0402	0.0463	0.0402
	-	0.0363	0.0434	0.0368	0.0366	0.0363

Dir. Y (Amm-2) – Capacità mediane						
		$\delta_{SL,S}$ [m]		$\delta_{SL,M}$ [m]	$\delta_{SL,G}$ [m]	$\delta_{SL}$ [m]
SLD	+	0.0289	0.0127	0.0127	0.0201	0.0127
	-	0.0005	0.0034	0.0068	0.0032	0.0005
SLS	+	0.0475				0.0330
	-	0.0447				0.0430
SLC	+	0.0357	0.0475	0.0330	0.0347	0.0330
	-	0.0447	0.0581	0.0430	0.0444	0.0430

Le Figure B-38 e B-39 illustrano, a titolo di esempio per le analisi in direzione X (verso negativo) e Y (verso positivo) del primo ramo dell'albero logico (Amm-1), l'evoluzione delle cumulate di danno, della variabile rappresentativa del costo di riparazione globale e dei *drift* d'interpiano di parete. In ascissa è rappresentato lo spostamento dell'oscillatore non lineare equivalente. Le linee verticali tratteggiate indicano gli spostamenti per i quali sono raggiunti gli stati limite SLD e SLC. Si osserva che la cumulata del danno nei maschi, relativamente al livello di danno 3, raggiunge la soglia del 3% per uno spostamento maggiore di quello che porta a SLD (per cui risulta condizionante in questo caso il controllo alla scala globale, come evidente dalla Tabella B-12); lo stesso avviene nelle fasce, dove deve essere controllato il livello di danno 4. La funzione di costo, nel caso di analisi in direzione X, raggiunge il valore di riferimento  $C_{SLS}=0.3$  per uno spostamento di poco superiore a quello che porta allo SLC, per cui, coerentemente con la (3.33), lo SLS viene raggiunto contemporaneamente allo SLC; in direzione Y la funzione di costo rimane al di sotto di 0.3.

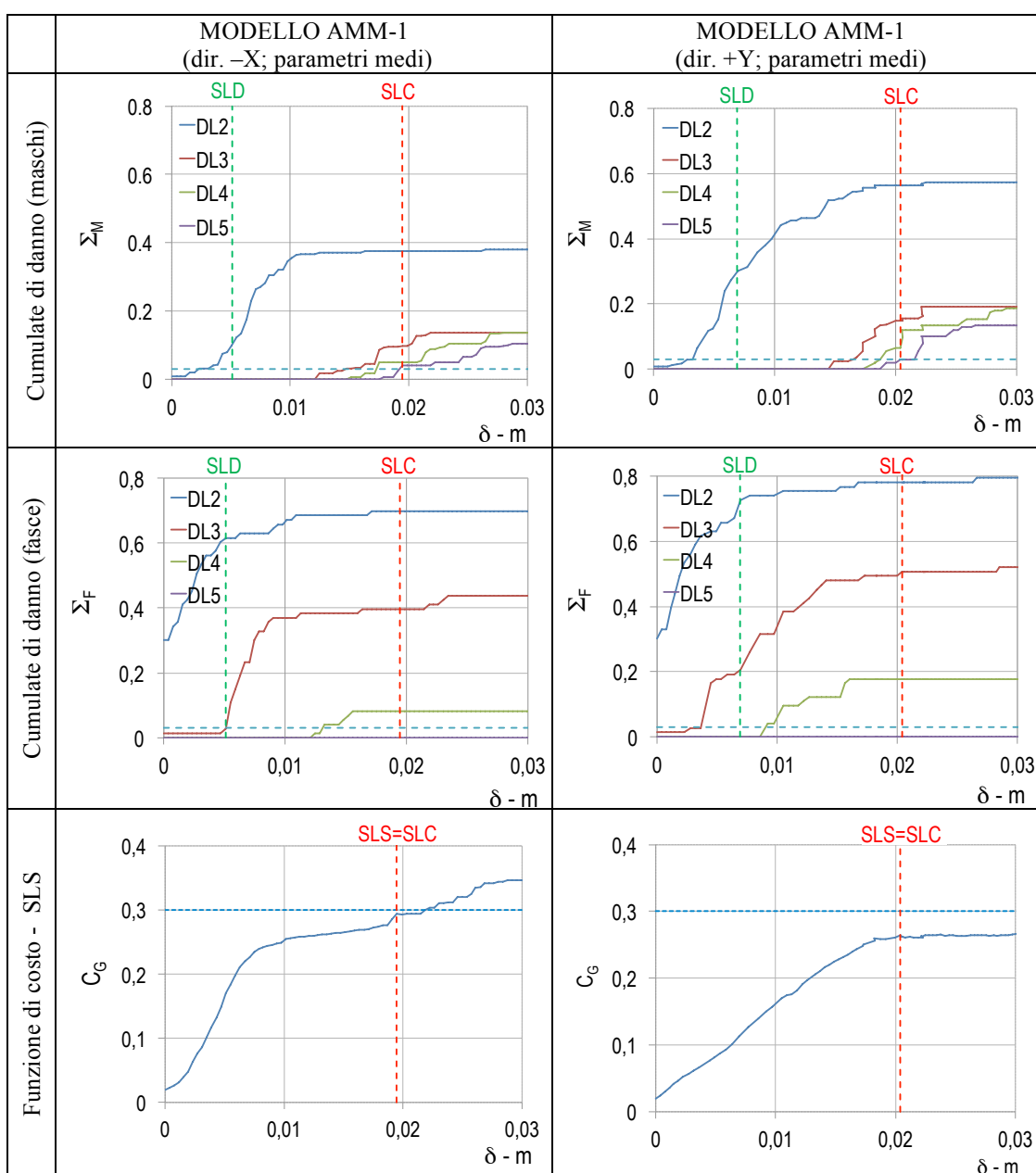


Fig. B-38 Evoluzione delle cumulate del danno e della variabile del costo di riparazione globale

La Figura B-39 mostra l'andamento dei drift di interpiano ai diversi livelli, per ciascuna parete dell'edificio; la presenza di solai piuttosto rigidi fa sì che i valori di drift siano abbastanza uniformi tra le diverse pareti. Si osserva che il drift si concentra al piano terra ma comunque raggiunge la soglia sempre dopo che lo SL è stato raggiunto sulla base di uno degli altri due controlli.

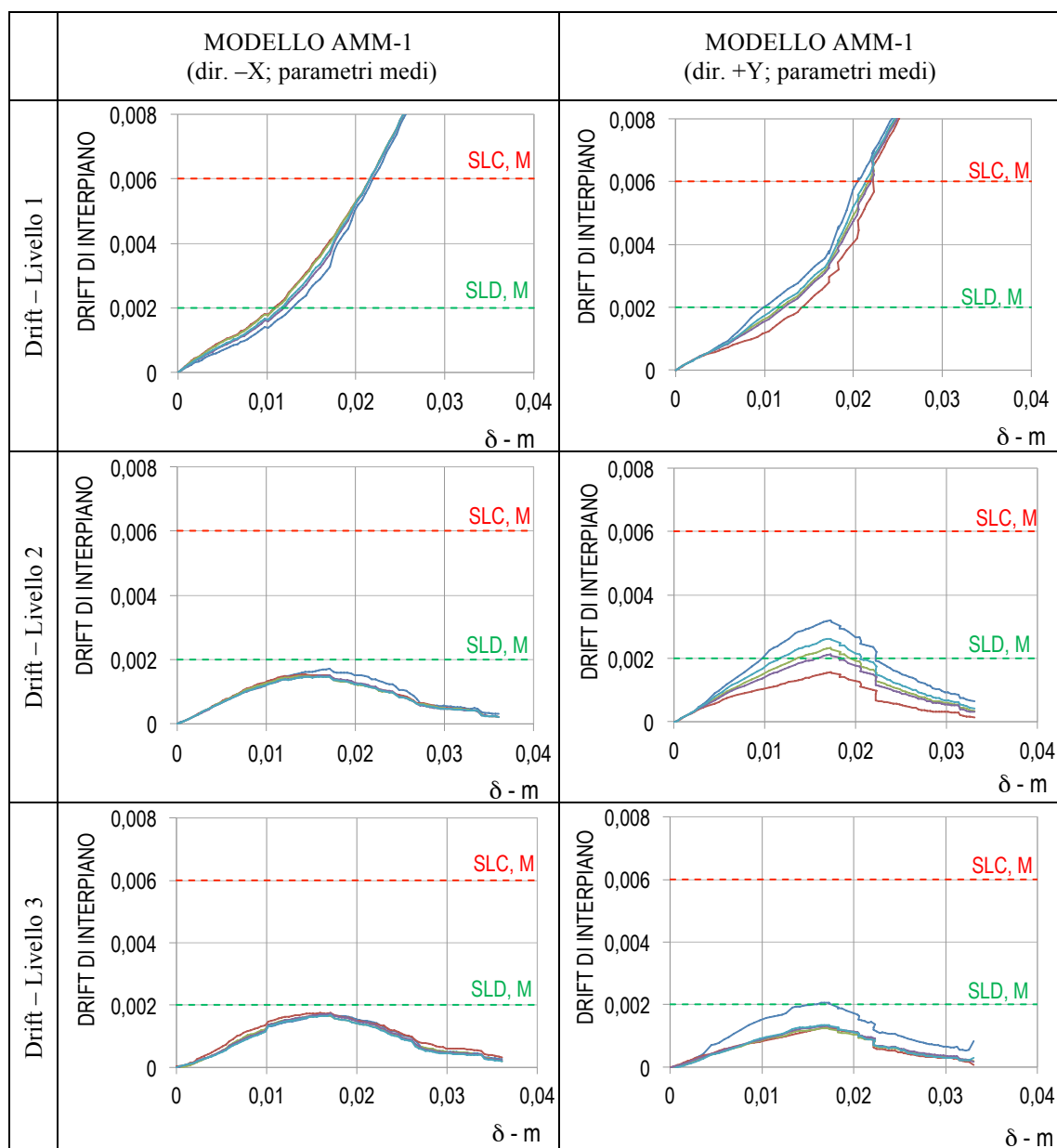


Fig. B-39 Evoluzione del drift d'interpiano di parete, ai diversi livelli dell'edificio.

Si proceda ora al calcolo della frequenza media annua di superamento dei tre stati limite in accordo a quanto illustrato al §2.4.6; in particolare essa è computata attraverso la (2.12), che richiede la valutazione della fragilità attraverso la (2.14) tramite la stima dei parametri della distribuzione di  $S_{Y=1}$ , ossia della intensità  $S$  che porta ad un dato stato limite SL ( $Y=1$ ).

Nel seguito la procedura operativa è descritta ed esemplificata in dettaglio nel caso di Amm-1 e per la direzione X.

Le Figure B-40 e B-41 illustrano le curve ISA (Incremental Static Analysis) frattili (16%, 50% e 84%) ottenute dalle analisi statiche non lineari eseguite tramite l'impiego del metodo degli spettri di risposta sovrasmorzati (§2.4.6.2). Esse sono state tracciate con riferimento allo stato limite SLD (Figura B-40) e SLC (Figura B-41), che in questo caso risulta coincidente con lo SLS, coerentemente con quanto discusso in precedenza sulla definizione degli SL per la struttura in esame (che risulta caratterizzata da un comportamento piuttosto fragile).

Sulla base di tali curve è possibile calcolare le grandezze necessarie al calcolo del contributo  $\beta_S$  relativo all'effetto su  $S_{Y=1}$  dell'incertezza della domanda sismica secondo quanto illustrato al §2.4.6.3 e, graficamente, in Figura A-8.

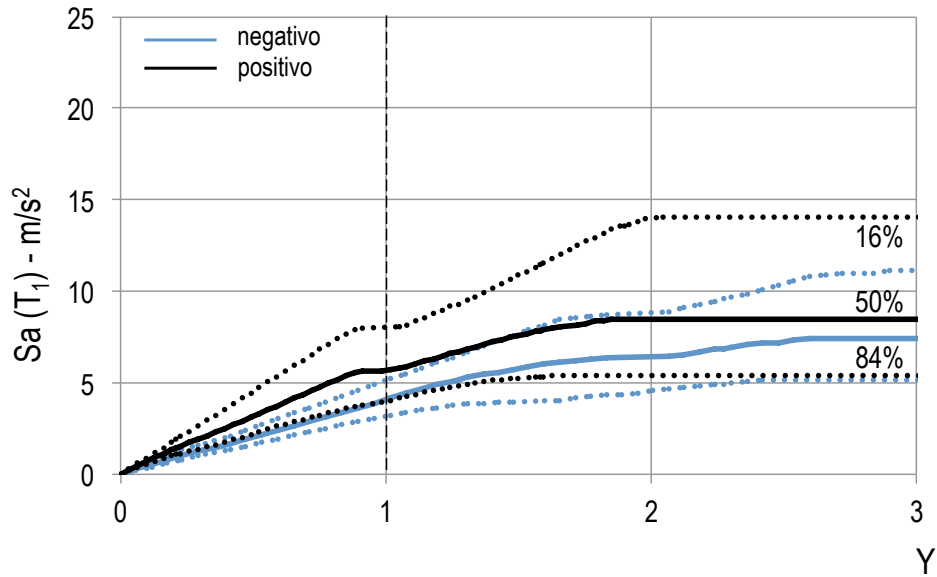


Fig. B-40 Curve ISA ottenute dal confronto tra la curva di capacità mediana e lo spettro di risposta mediano, al 16% e 84% percentile: Amm-1, direzione X (verso positivo e negativo) e SLD.

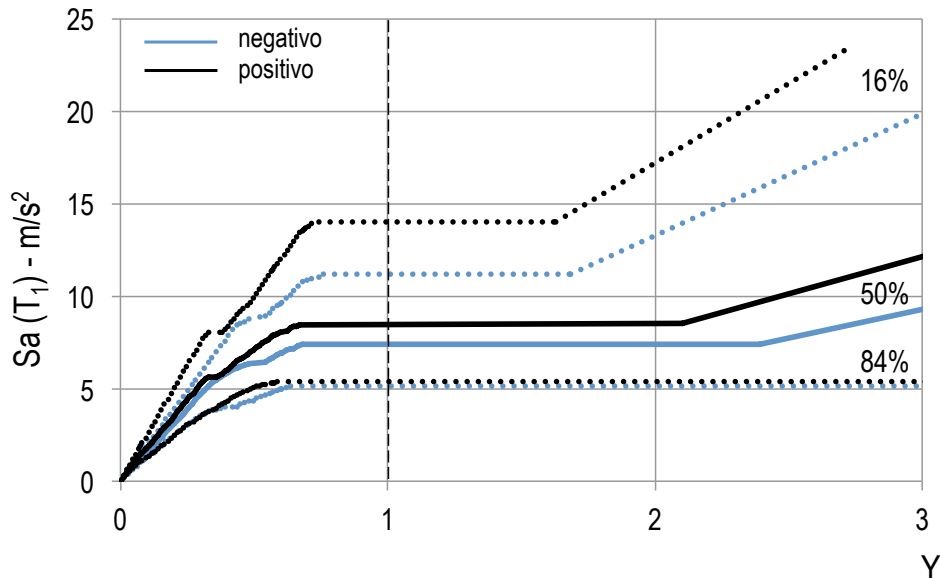


Fig. B-41 Curve ISA ottenute dal confronto tra la curva di capacità mediana e lo spettro di risposta mediano, al 16% e 84% percentile: Amm-1, direzione X (verso positivo e negativo) e SLC (che risulta in questo caso coincidente con lo SLS).

La Tabella B-14 illustra i valori risultanti di  $S_{Y=I}$  (necessari poi per il calcolo della fragilità tramite la (2.14)) e di  $S_{Y=I,16\%}$  e  $S_{Y=I,84\%}$  (impiegati per il calcolo di  $\beta_S$  tramite la (2.16)); nello specifico, per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1), sono illustrati i valori relativi ad entrambe le direzioni esaminate (X e Y) con riferimento al verso risultato più punitivo (ossia associato al valore inferiore di  $S_{Y=I}$ ).

**Tabella B-14. Valori di  $S_{Y=I}$  ottenuti dal confronto tra la curva di capacità associata ai valori medi delle variabili aleatorie (curva di capacità mediana) e gli spettri di risposta mediano, al 16% e 84% percentile per gli stati limite SLD, SLC e SLS (primo ramo dell'albero logico Amm-1)**

		SLD	SLS=SLC
Amm.1 – X (-)	$S_{Y=I}$ (m/s <sup>2</sup> )	3.495	8.486
	$S_{Y=I,16\%}$ (m/s <sup>2</sup> )	5.126	11.152
	$S_{Y=I,84\%}$ (m/s <sup>2</sup> )	3.192	5.128
Amm.1 – Y (+)	$S_{Y=I}$ (m/s <sup>2</sup> )	5.780	7.317
	$S_{Y=I,16\%}$ (m/s <sup>2</sup> )	7.347	10.816
	$S_{Y=I,84\%}$ (m/s <sup>2</sup> )	4.484	4.949

La dispersione  $\beta_C$ , associata all'effetto su  $S_{Y=I}$  dell'incertezza nella curva di capacità, è calcolata con il metodo della superficie di risposta, secondo quanto illustrato al §2.6.4.4.

In Tabella B-15 sono riassunti i 16 casi ( $M=2^N$ ) ottenuti dalla combinazione fattoriale completa a due livelli delle  $N=4$  variabili aleatorie; nella matrice degli esperimenti  $Z$  i valori -1 e +1 si riferiscono all'impiego dei frattili rispettivamente al 16% e 84% delle variabili aleatorie. In Tabella B-15 sono riportati i valori minimi di  $S_{Y=I}$ , per i tre stati limite considerati, ottenuti dal confronto tra le curve di capacità nei due versi derivanti da ciascuna delle  $M$  combinazioni e lo spettro mediano. E' possibile a questo punto procedere al calcolo dei coefficienti  $\alpha$  e di  $\beta_C$  tramite le equazioni (2.19) e (2.20).

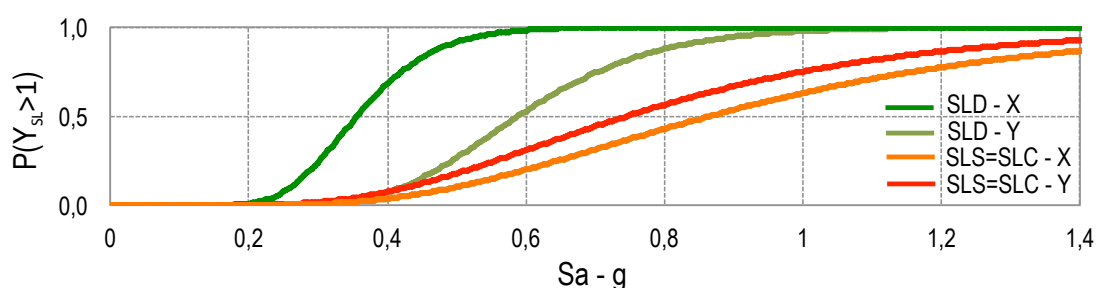
**Tabella B-15 Matrice degli esperimenti riassuntiva delle M possibili combinazioni delle N variabili aleatorie e valori di  $S_{Y=I}$  (al variare dei tre stati limite considerati) corrispondenti alle analisi eseguite in direzione X per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1)**

Matrice degli esperimenti Z				$S_{Y=I}$ (m/s <sup>2</sup> )		
Materiale muratura	Legami maschi	Legami fasce	Smorzamento	SLD	SLS	SLC
-1	-1	-1	-1	4.469	5.003	5.003
-1	-1	-1	+1	4.976	5.802	5.802
-1	-1	+1	-1	4.471	4.904	4.904
-1	-1	+1	+1	4.504	5.640	5.640
-1	+1	-1	-1	4.343	6.676	6.676
-1	+1	-1	+1	4.923	7.777	7.777
-1	+1	+1	-1	4.675	6.263	6.263
-1	+1	+1	+1	4.675	7.292	7.292
+1	+1	+1	-1	4.947	8.077	8.077
+1	+1	+1	+1	5.268	9.442	9.442
+1	+1	-1	-1	5.091	8.356	8.356
+1	+1	-1	+1	5.690	9.792	9.792
+1	-1	+1	-1	4.949	6.502	6.502
+1	-1	+1	+1	5.268	7.563	7.563
+1	-1	-1	-1	5.127	7.916	7.916
+1	-1	-1	+1	5.225	7.313	7.313

In Tabella B-16 sono riassunti i valori dei contributi  $\beta_C$  e  $\beta_S$ , nonché quelli complessivi  $\beta$ , ottenuti per le due direzioni X e Y, nel caso del primo ramo dell'albero logico (Amm.1) al variare dei tre stati limite. Sulla base di tali valori e di quelli di  $S_{Y=1}$  (già introdotti in Tabella B-14) è possibile quindi tracciare le curve di fragilità illustrate in Figura B-42. Come già osservato, lo SLS è sempre raggiunto contemporaneamente allo SLC (le curve infatti coincidono). Questo risultato è dovuto alla notevole fragilità di questo edificio in muratura e significa che l'edificio arriva a collasso con un danno non troppo diffuso (quindi se l'edificio non raggiunge SLC è sempre economicamente vantaggioso ripararlo). Inoltre, si nota che in questo caso particolare l'edificio è, nei riguardi di SLD, più vulnerabile in direzione X, mentre allo SLC in direzione Y (sebbene per questo stato limite la risposta nelle due direzioni sia più simile).

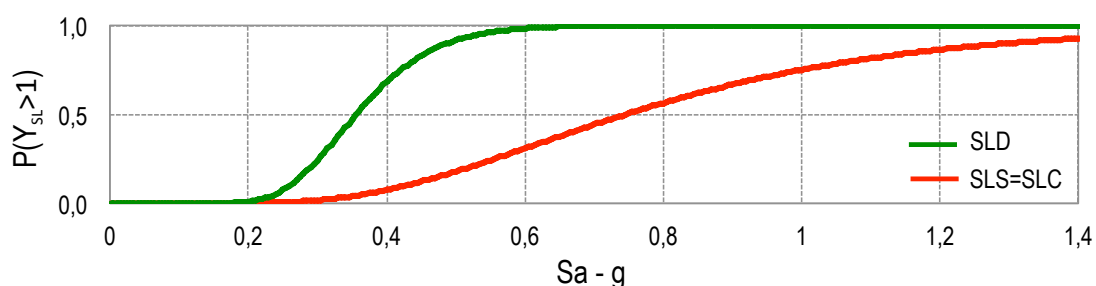
**Tabella B-16 Contributi al calcolo di  $\beta$ : primo ramo dell'albero logico (Amm-1) per le analisi eseguite in direzione X e Y**

		SLD	SLS=SLC
Amm.1 - X	$\beta_S$	0.237	0.388
	$\beta_C$	0.067	0.194
	$\beta$	0.246	0.434
Amm.1 - Y	$\beta_S$	0.247	0.391
	$\beta_C$	0.094	0.188
	$\beta$	0.264	0.434



**Fig. B-42 Curve di fragilità per i tre stati limite, ottenute per il primo ramo dell'albero logico, considerando la risposta nelle due direzioni X e Y.**

La fragilità della costruzione è ottenuta assumendo, per ciascun livello dell'intensità, il valore maggiore tra quello ottenuto nelle due direzioni X e Y. La Figura B-43 mostra le curve di fragilità finali per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1).



**Fig. B-43 Curve di fragilità per i tre stati limite, ottenute per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1).**

Ripetendo lo stesso procedimento per il secondo ramo dell'albero logico (Amm-2) si ottengono le curve di fragilità mostrate in Figura B-44, in cui sono confrontate con quelle di Figura B-43. Si osserva come, nonostante le curve di capacità ottenute per i



due modelli siano piuttosto differenti, in termini di sicurezza sismica i risultati sono molto simili, almeno per quanto concerne lo SLC.

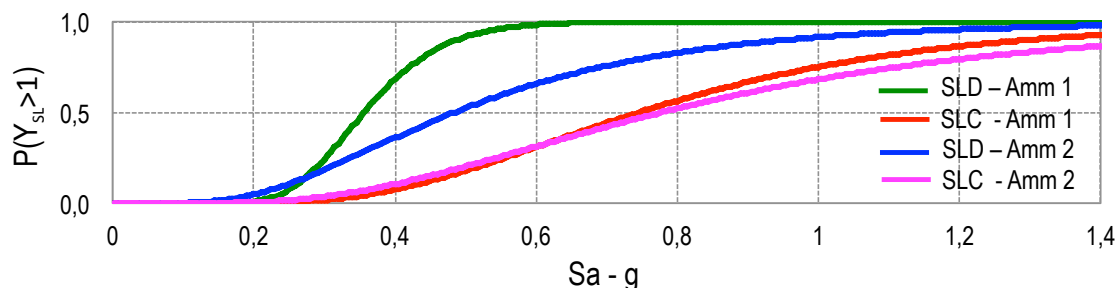


Fig. B-44 Curve di fragilità per i tre stati limite, ottenute per i due rami dell'albero logico.

Sulla base del diverso peso assunto per i due rami dell'albero logico, si ottengono facilmente le curve di fragilità finali illustrate in Figura B-45; in particolare, si richiama come sia stata attribuita una probabilità soggettiva più alta (0.6) per l'ipotesi di perfetto ammorsamento (Amm.1), e conseguentemente il valore 0.4 per il secondo ramo (Amm.2).

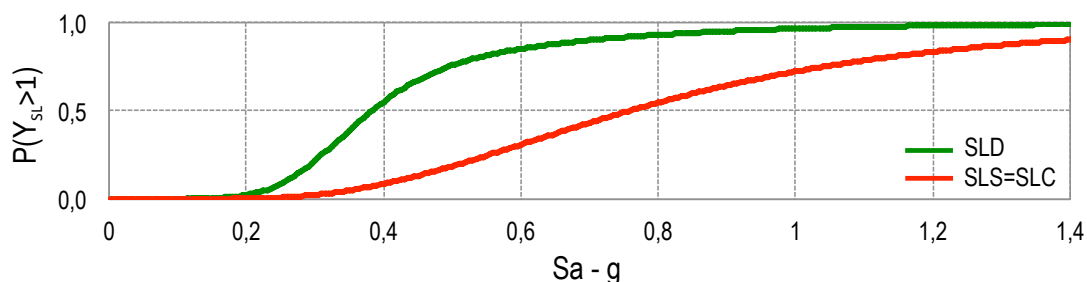


Fig. B-45 Curve di fragilità finali per i tre stati limite, ottenute combinando i risultati ottenuti nei due rami dell'albero logico (Amm-1 e Amm-2).

Infine si procede al calcolo della frequenza media annua di superamento ( $\lambda_{SL}$ ) applicando il teorema delle probabilità totali, ossia applicando la (2.12). Il calcolo dell'integrale richiede l'estensione della sommatoria ad un numero di punti tali da rendere stabile la stima di  $\lambda_{SL}$ ; in particolare, a tal fine, si richiama come la curva di pericolosità media sia stata adattata tramite una funzione quadratica nello spazio logaritmico i cui parametri sono definiti in (B.1).

La Tabella B-17 mostra i valori della frequenza media annua di superamento degli stati limite, per i due rami dell'albero logico. La stima di  $\lambda_{SL}$  è ottenuta pesando con le probabilità soggettive i valori relativi ai casi di perfetto ammorsamento (Amm-1, probabilità 0.6) e di connessione elastica (Amm-2, probabilità 0.4). La verifica è eseguita confrontando tali valori con quelli di riferimento (Tabella 2.1); nel caso in esame, trattandosi di un edificio residenziale, sono state assunte le soglie proposte per la Classe d'uso II.

Nel caso specifico la costruzione non risulterebbe verificata nei riguardi di SLC.

**Tabella B-17 Calcolo della frequenza media annua di occorrenza degli stati limite, combinando gli esiti dei due rami dell'albero logico**

	$\lambda_{SL}$ (Amm-1)	$\lambda_{SL}$ (Amm-2)	$\lambda_{SL}$	Target (Classe II)	Verifica	$T_{r,SL}$
SLD	0.01080	0.00891	0.00997	0.045	SI	100
SLS	0.00301	0.00336	0.00315	0.0047	SI	318
SLC	0.00301	0.00336	0.00315	0.0023	NO	318

### B.7.4.1 Valutazione con il metodo descritto in §A.1.1.1

Nel seguito è esemplificata l'applicazione del metodo alternativo per la valutazione della fragilità illustrato nell'Appendice A.1.1.1, nel caso di analisi statiche non lineari. In questo caso, i parametri che definiscono la fragilità (passo preliminare necessario per il calcolo della frequenza media annua di superamento dello stato limite) sono calcolati rispetto alla variabile di stato limite  $Y_{SL}$  in funzione del livello di intensità  $S=s$ , anziché rispetto alla variabile  $S_{Y=1}$  come illustrato al B.7.4.

La procedura richiede che per ciascun valore dell'intensità sia valutata la fragilità relativamente ad entrambe le direzioni e sia quindi scelto il valore maggiore. Analogamente a quanto operato nell'illustrazione del Metodo C, nel seguito la procedura operativa è descritta ed esemplificata nel caso di Amm-1 e per la direzione X.

La Figura B-46 illustra a titolo di esempio le curve ISA ottenute adottando il metodo basato sugli spettri sovrasmorzati; le curve si riferiscono al confronto tra le curve di capacità mediane (ottenute dalle analisi con verso positivo e negativo) con lo spettro mediano; in ascisse è riportato in questo caso il valore della domanda di spostamento  $\delta$ . Entrando in tale curva con un generico valore dell'intensità si ottiene la domanda di spostamento  $e$ , da questa, si calcola la variabile di stato limite  $Y_{SL}$  che serve al calcolo della fragilità.

A titolo di esempio, la Tabella B-18 illustra i valori risultanti di  $\delta^+$  e  $\delta^-$  che rapportati agli spostamenti corrispondenti ai diversi SL nei due versi (Tabella B-12), consentono di valutare i valori di  $Y_{SL}$ , per valori dell'intensità corrispondenti ad alcuni dei periodi di ritorno considerati dalla pericolosità INGV.

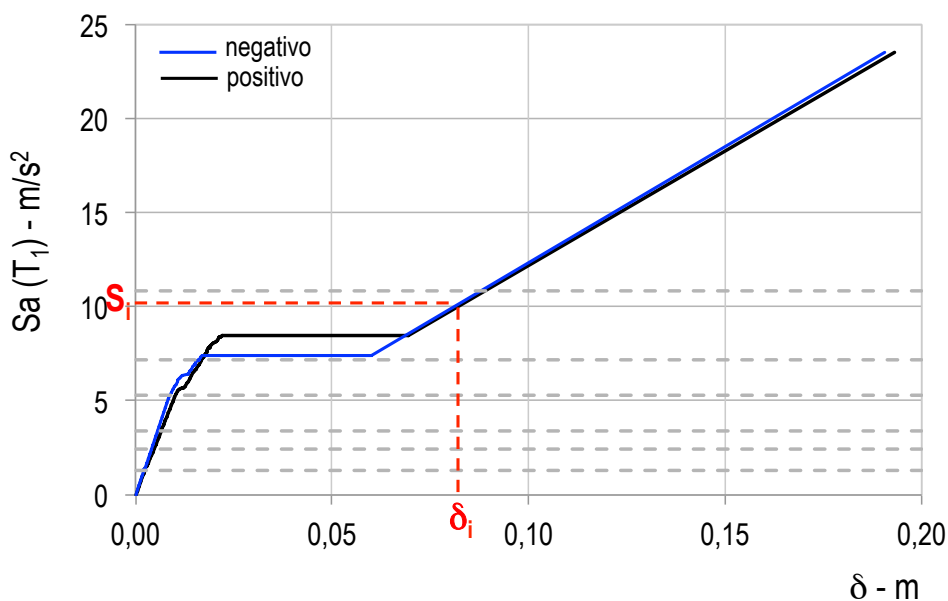


Fig. B-46 Curve ISA ottenute dal confronto tra la curva di capacità mediana e lo spettro di risposta mediano al variare del verso positivo e negativo (direzione X -Amm.1): le linee tratteggiate orizzontali esemplificano il potenziale utilizzo di tali curve al variare dei 6 valori di intensità sismica illustrati in Tabella B-18.

Tabella B-18. Valori di  $Y_{SL}$  ottenuti dal confronto tra la curva di capacità associata ai valori medi delle variabili aleatorie e lo spettro mediano (primo ramo dell'albero logico Amm-1)

$T_R$	30	101	201	475	975	2475
$S_a(T_1)$	0.131	0.245	0.337	0.528	0.713	1.063
$\delta+$ [m]	0.00223	0.00452	0.00623	0.00977	0.01614	0.08553
$\delta-$ [m]	0.00194	0.00387	0.00533	0.00838	0.01533	0.08442
$Y_{SLD}$	0.38	0.76	1.04	1.64	3.00	16.55
$Y_{SLS}$	0.10	0.20	0.27	0.43	0.79	4.34
$Y_{SLC}$	0.10	0.20	0.27	0.43	0.79	4.34

Si procede ora al calcolo dei diversi contributi di  $\beta$  (deviazione standard totale del logaritmo della variabile  $Y_{SL}$ ) secondo la procedura illustrata nell'Appendice A.6..

Il contributo  $\beta_S$  dovuto all'incertezza sulla forma dello spettro di risposta è valutato considerando la *capacità* mediana e la *domanda* di spostamento prodotta dagli spettri di risposta frattili al 16% e 84%. La Figura B-47 mostra le curve ISA risultanti per i due versi di spinta in direzione X; le linee orizzontali tratteggiate corrispondono ai valori dell'intensità considerati in Tabella B-18. Il calcolo di  $\beta_S$  è effettuato attraverso la (A.13) ed il risultato è mostrato in Tabella B-19; si noti come in questo caso si ottenga un valore di  $\beta_S$  di stato limite per ciascun livello di intensità, e non un unico valore come nel caso dell'applicazione del Metodo C illustrato al §2.6.4 ed esemplificato in §B.7.4. Si osserva che la dispersione  $\beta_S$  è molto contenuta per i bassi periodi di ritorno, quando la risposta è pressochè lineare e l'accelerazione spettrale al periodo  $T_1$  è una buona misura dell'intensità sismica, mentre al crescere di  $T_R$ , con la struttura che entra in campo non lineare, la variabilità della forma dello spettro di domanda incrementa in modo significativo  $\beta_S$ . Si osserva inoltre che, fissato il periodo di ritorno, il valore di  $\beta_S$  è quasi sempre indipendente dallo SL; ciò avviene perché il verso di spinta secondo il quale la costruzione risulta più vulnerabile è quasi sempre lo stesso.

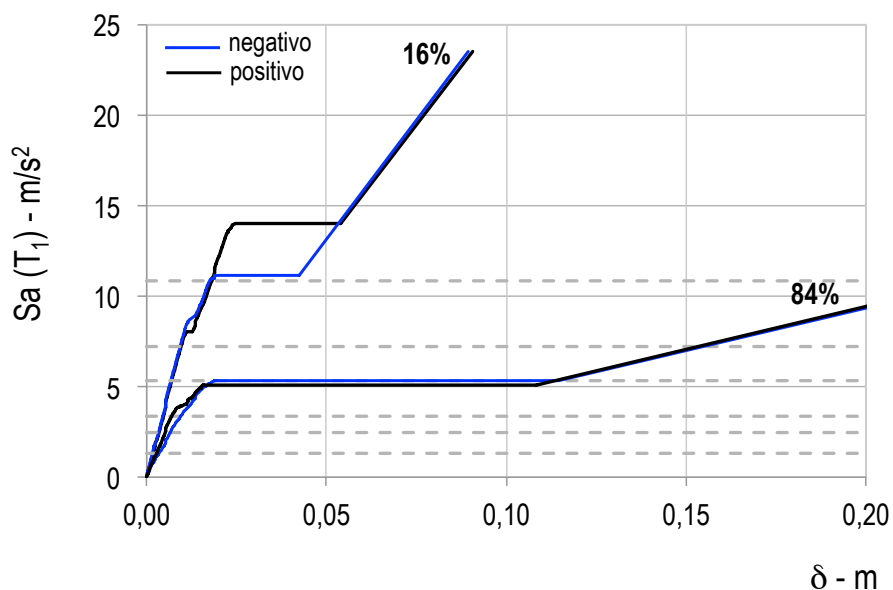


Fig. B-47 Curve ISA calcolate confrontando la curva di capacità mediana con gli spettri di risposta al 16% e 84% percentile

**Tabella B-19. Valori di  $\beta_S$  calcolati secondo l'approccio illustrato in Appendice A.6– primo ramo dell'albero logico (Amm-1)**

	$T_R$	30	101	201	475	975	2475
$\beta_S$	SLD	0.278	0.225	0.240	1.399	1.399	1.295
	SLS	0.278	0.232	0.250	1.399	1.399	1.295
	SLC	0.278	0.232	0.250	1.399	1.399	1.295

La dispersione  $\beta_C$  dovuta all'aleatorietà nella curva di capacità si ottiene con il metodo della superficie di risposta.

In Tabella B-20 sono riassunti i 16 casi ( $M=2^N$ ) ottenuti dalla combinazione fattoriale completa a due livelli delle  $N=4$  variabili aleatorie e la matrice degli esperimenti  $Z$ . In Tabella B-20 sono riportati i valori massimi di  $Y_{SL}$  ottenuti dal confronto tra le curve di capacità nei due versi derivanti da ciascuna delle  $M$  combinazioni e lo spettro mediano: a titolo di esempio sono riportati i valori corrispondenti all'intensità sismica con periodo di ritorno pari a  $T_R=201$  anni.

E' possibile a questo punto procedere al calcolo dei coefficienti  $\alpha$  e di  $\beta_C$  tramite le equazioni (2.19) e (2.20).

**Tabella B-20 Matrice degli esperimenti riassuntiva delle  $M$  possibili combinazioni delle  $N$  variabili aleatorie e valori di  $Y_{SL}$  corrispondenti a  $T_R = 201$  anni primo ramo dell'albero logico (Amm-1)**

Matrice degli esperimenti $Z$				$T_R=201$ anni		
Materiale muratura	Legami maschi	Legami fasce	Smorzamento	$Y_{SLD}$	$Y_{SLS}$	$Y_{SLC}$
-1	-1	-1	-1	0.830	0.218	0.218
-1	-1	-1	+1	0.830	0.218	0.218
-1	-1	+1	-1	0.830	0.218	0.218
-1	-1	+1	+1	0.830	0.218	0.218
-1	+1	-1	-1	0.831	0.218	0.218
-1	+1	-1	+1	0.830	0.218	0.218
-1	+1	+1	-1	0.830	0.218	0.218
-1	+1	+1	+1	0.830	0.218	0.218
+1	+1	+1	-1	0.742	0.195	0.195
+1	+1	+1	+1	0.701	0.184	0.184
+1	+1	-1	-1	0.763	0.200	0.200
+1	+1	-1	+1	0.663	0.174	0.174
+1	-1	+1	-1	0.742	0.195	0.195
+1	-1	+1	+1	0.701	0.184	0.184
+1	-1	-1	-1	0.752	0.197	0.197
+1	-1	-1	+1	0.660	0.173	0.173

Noti i valori di  $\beta_S$  e  $\beta_C$  per i tre stati limite e i livelli di intensità considerati, è possibile combinarli attraverso la (2.15) al fine di definire il valore della dispersione totale  $\beta$ . La Tabella B-21 riassume i valori parziali e complessivi. Si noti come al crescere del livello di intensità sismica  $s$ , in particolare a partire da  $T_R=475$  anni, il contributo di  $\beta_S$  diventi preponderante rispetto a quello associato alla capacità.

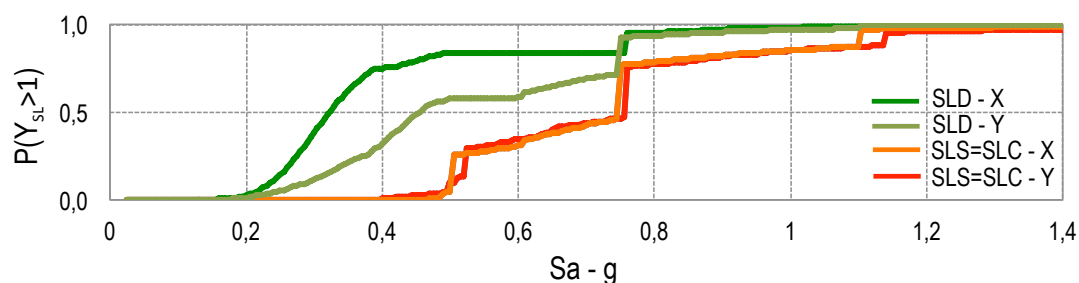
Ripetuta l'analisi per la direzione  $Y$ , si ottengono, per i diversi livelli dell'intensità sismica, i valori di  $Y_{SLD}$ ,  $Y_{SLS}$  e  $Y_{SLC}$ , e le corrispondenti dispersioni  $\beta_{SLD}$ ,  $\beta_{SLS}$  e  $\beta_{SLC}$ . Attraverso la (2.14) si può quindi calcolare la fragilità.

La Figura B-48 mostra le curve di fragilità ottenute, per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1), considerando la risposta nelle due direzioni  $X$  e  $Y$ .

**Tabella B-21 Contributi al calcolo di  $\beta$ : primo ramo dell'albero logico (Amm-1) – direzione X.**

	$T_R$	30	101	201	475	975	2475
$\beta_s$	SLD	0.278	0.225	0.240	1.399	1.399	1.295
	SLS	0.278	0.232	0.250	1.399	1.399	1.295
	SLC	0.278	0.232	0.250	1.399	1.399	1.295
$\beta_c$	SLD	0.106	0.087	0.083	0.405	0.606	0.167
	SLS	0.327	0.318	0.314	0.641	0.835	0.322
	SLC	0.327	0.318	0.315	0.642	0.836	0.323
$\beta$	SLD	0.297	0.241	0.254	1.457	1.525	1.305
	SLS	0.429	0.393	0.401	1.539	1.629	1.334
	SLC	0.429	0.394	0.402	1.539	1.630	1.334

Si nota come l'andamento delle curve di fragilità non è quello di una distribuzione lognormale, e risulta piuttosto irregolare in quanto il valore della dispersione stimato con la procedura proposta non è costante. Nel caso specifico dell'esempio, la dispersione aumenta al crescere dell'intensità, in quanto aumentano sia la dispersione della forma spettrale sia la variabilità della curva di capacità.

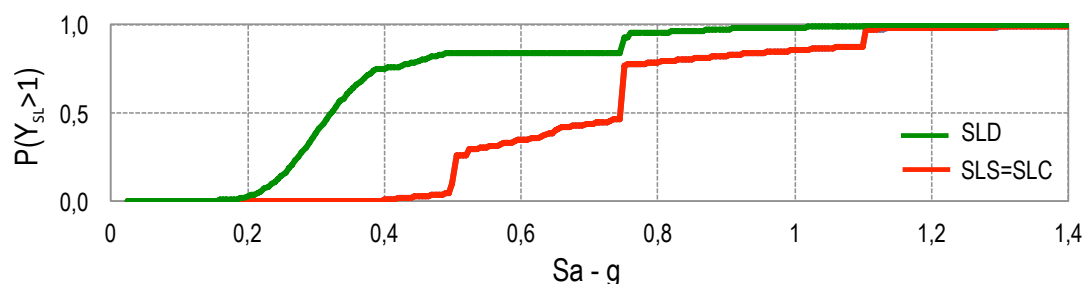


**Fig. B-48** Curve di fragilità per i tre stati limite, ottenute per il primo ramo dell'albero logico, considerando la risposta nelle due direzioni X e Y secondo l'approccio proposto nell'Appendice A.6.

La fragilità della costruzione è ottenuta assumendo, per ciascun livello dell'intensità, il valore maggiore tra quello ottenuto nelle due direzioni X e Y. La Figura B-49 mostra le curve di fragilità finali per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1).

Ripetendo lo stesso procedimento per il secondo ramo dell'albero logico (Amm-2) si ottengono le curve di fragilità mostrate in Figura B-50 e confrontate con quelle di Figura B-49. Si osserva come, nonostante le curve di capacità ottenute per i due modelli siano piuttosto differenti, in termini di sicurezza sismica i risultati sono meno dissimili.

Infine i risultati sono combinati attraverso la tecnica dell'albero logico, analogamente a quanto illustrato in §B.7.4 assumendo la probabilità soggettiva pari 0.6 per l'ipotesi di perfetto ammorsamento (Amm.1); le curve di fragilità risultanti sono illustrate in Figura B-51.



**Fig. B-49** Curve di fragilità per i tre stati limite, ottenute per il primo ramo dell'albero logico (Amm-1).

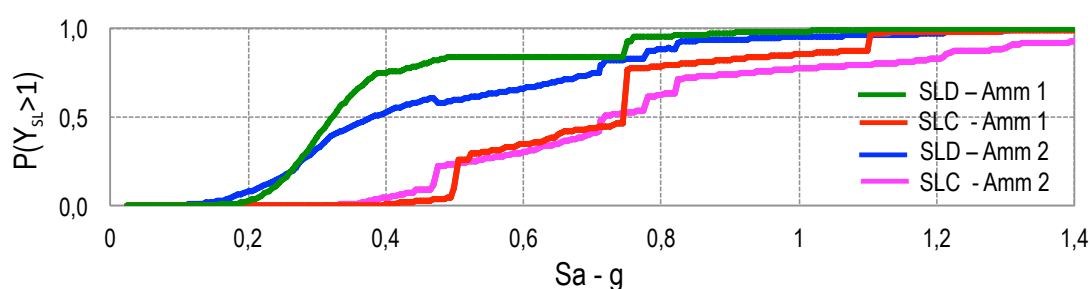


Fig. B-50 Curve di fragilità per i tre stati limite, ottenute per i due rami dell'albero logico.

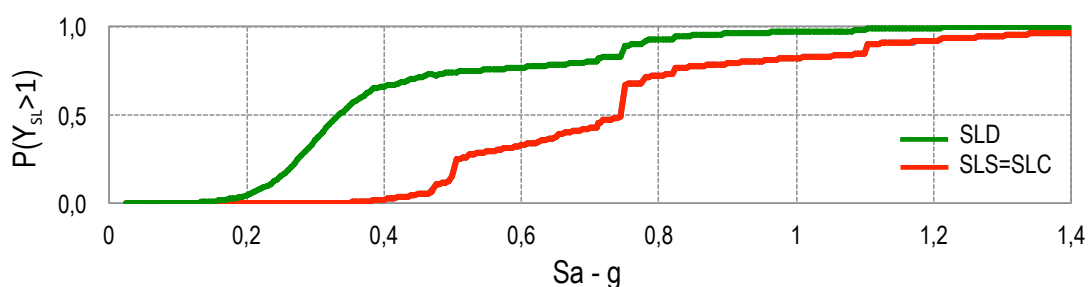


Fig. B-51 Curve di fragilità finali per i tre stati limite, ottenute combinando i risultati ottenuti nei due rami dell'albero logico (Amm-1 e Amm-2).

Si può procedere quindi al calcolo della frequenza media annua di superamento applicando il teorema delle probabilità totali, come già illustrato in §B.7.4.1. Si richiama come, in questo caso, il calcolo dell'integrale deve essere eseguito necessariamente in forma numerica, poichè i valori dei parametri che definiscono la fragilità ( $\mu, \beta$ ) variano in funzione del livello di intensità  $S=s$ . La Tabella B-22 illustra i valori ottenuti.

Tabella B-22 Calcolo della frequenza media annua di occorrenza degli stati limite secondo l'approccio proposto nell'Appendice A.6, combinando gli esiti dei due rami dell'albero logico

	$\lambda_{LS}$ (Amm-1)	$\lambda_{LS}$ (Amm-2)	$\lambda_{LS}$	Target (Classe II)	Verifica	$T_{r,SL}$
SLD	0.0125	0.0120	0.0123	0.045	SI	81
SLS	0.00260	0.00262	0.00261	0.0047	SI	383
SLC	0.00260	0.00262	0.00261	0.0023	NO	383

Si proceda nel seguito al confronto tra i risultati ottenuti applicando il Metodo C illustrato in §B.7.4.1 e la procedura alternativa proposta nell'Appendice A.6.

La Figura B-52 illustra il confronto in termini di curve di fragilità per i tre stati limite considerati, la Tabella B-23 in termini invece di valori di frequenza media annua di superamento (e relativi periodi di ritorno).

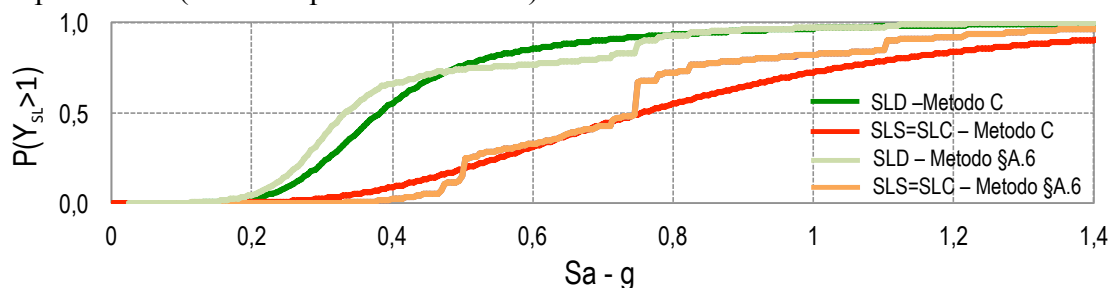


Fig. B-52 Curve di fragilità finali per i tre stati limite a confronto come ottenute dal Metodo C e dal metodo illustrato in §A.6 (dalla combinazione dei rami dell'albero logico)

Si osserva come i risultati siano in buon accordo e sostanzialmente forniscano esiti analoghi in termini di verifica.

Tabella B-23 Confronto tra le frequenza media annua di occorrenza degli stati limite ottenute dall'applicazione del Metodo C e da quello proposto nell'Appendice A.6

	Metodo C		Metodo Appendice A.6	
	$\lambda_{SL}$	$T_{r,SL}$	$\lambda_{SL}$	$T_{r,SL}$
SLD	0.00997	100	0.0123	81
SLS	0.00315	318	0.00261	383
SLC	0.00315	318	0.00261	383

### B.7.5 Confronto dei due metodi

Il confronto tra i risultati ottenuti per l'edificio in muratura utilizzando i metodi A e C conferma la loro attendibilità nella valutazione delle sicurezza sismica attraverso metodi di analisi non lineare. I due metodi sono del tutto analoghi dal punto di vista del calcolo della fragilità, computata rispetto all'intensità sismica  $S$  che porta ad un dato stato limite SL ( $Y=1$ ).

In Figura B-53 sono confrontate le curve di fragilità ottenute per i tre stati limite; la Tabella B-24 riassume i valori delle grandezze che descrivono la fragilità ( $S_{Y=1}$  e  $\beta$ ) nei due casi.

Si osserva come il metodo C sia sempre un poco più cautelativo del metodo A, come auspicabile aspettarsi essendo basato su un metodo di analisi più approssimato (ossia statico anziché dinamico), ancorché non lineare. Il metodo A consente inoltre di distinguere una minima differenza tra gli stati limite SLS e SLC, che nel caso del Metodo C invece coincidono data la natura piuttosto fragile della risposta esaminata come discusso in §B.7.4.

Il valore mediano dell'intensità sismica  $S_{Y=1}$  risulta in buon accordo nei due casi; in generale, il valore ottenuto dal Metodo C risulta più cautelativo, salvo il caso dello SLS che tale metodo non riesce a distinguere dallo SLC; in tale caso il valore ottenuto è comunque di poco superiore. I valori di  $\beta$  risultano superiori nel caso del Metodo C per gli SLS e SLC, mentre si osserva una minore dispersione nel caso del primo stato limite.

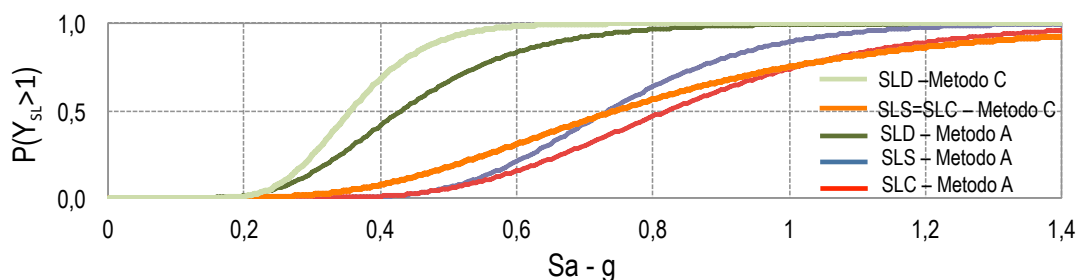


Fig. B-53 Curve di fragilità finali per i tre stati limite, ottenute combinando i risultati ottenuti nei due rami dell'albero logico (Amm-1 e Amm-2).

**Tabella B-24. Confronto tra i risultati forniti dai metodi A e C: valore mediano dell'intensità che porta ai tre stati limite in esame e valori di  $\beta$  corrispondenti**

		SLD	SLS	SLC
Metodo A	$S_{Y=1}$	4.224	7.201	8.126
	$\beta$	0.342	0.247	0.315
Metodo C	$S_{Y=1}$	3.495	7.317	7.317
	$\beta$	0.246	0.434	0.434

Nella Tabella B-25 sono infine confrontati i valori delle frequenze medie annue di superamento degli stati limite SLD, SLS, SLC ed i corrispondenti periodi di ritorno di occorrenza. Come è naturale aspettarsi, già dal confronto delle curve di fragilità, i valori forniti dai due metodi sono simili e cautelativi nel caso del Metodo C.

**Tabella B-18. Confronto tra i risultati forniti dai metodi A e C: frequenze medie annue di superamento di SLD, SLS, SLC e corrispondenti periodi di ritorno (confronto con i valori di riferimento).**

	$\lambda_{SLD}$	$\lambda_{SLS}$	$\lambda_{SLC}$
Metodo A	0.0082	0.0023	0.0020
Metodo C	0.0108	0.0030	0.0030
Valori ammissibili	0.045	0.0047	0.0023
	$T_{r,SLD}$	$T_{r,SLS}$	$T_{r,SLC}$
Metodo A	122	426	508
Metodo C	100	318	318
Valori ammissibili	22	213	435



## C Esempio applicativo a un edificio in cemento armato

### C.1 Premessa

La procedura di valutazione della sicurezza sismica relativa alle strutture in c.a. di cui ai capitoli 2 e 4, è stata applicata ad un edificio scolastico realmente esistente, del quale tuttavia sono state variate sia la posizione, e quindi la pericolosità del sito, che le proprietà dei materiali.

L'analisi del rischio è stata ripetuta adottando sia una modellazione *senza degrado* che una *con degrado* (§2.4). La prima corrisponde all'attuale stato dell'arte dell'analisi non lineare delle strutture in c.a., e riposa su basi da considerare consolidate sia dal punto di vista procedurale che dei modelli a disposizione.

Si è tuttavia scelto di introdurre anche la seconda, pur riconoscendo che essa è oggetto di ricerche in corso la cui conoscenza non è ancora diffusa presso la comunità tecnico-scientifica. Mancano ad esempio proposte per l'interazione tra le sollecitazioni e in particolare il comportamento biassiale. I risultati sperimentali a supporto della modellazione di comportamenti estremi come il collasso dei pilastri per perdita di portanza verticale sono ancora in numero inadeguato. Inoltre si deve constatare che questi modelli presentano un livello di robustezza computazionale inferiore ai modelli consolidati di cui sopra.

Pertanto, il valore di questa seconda via è quello di fornire un quadro di riferimento in attesa di ulteriori sviluppi della ricerca e al contempo un ordine di grandezza significativo delle differenze che ci si possono attendere dall'applicazione dei due approcci.

### C.2 Descrizione dell'edificio

Il complesso scolastico è composto da tre corpi di fabbrica separati. L'applicazione si riferisce al corpo principale, di cui si mostrano due prospetti in Fig. C-1 e Fig. C-2. La geometria spaziale del telaio e una pianta sono mostrate in seguito, rispettivamente in Fig. C-10 e in Fig. C-11.

La struttura è stata verosimilmente edificata nei primi anni '60. Essa è costituita da un telaio in cemento armato con travi emergenti presenti nelle due direzioni e si sviluppa su tre livelli (piano interrato, piano terra e primo piano); l'altezza media dei piani fuori terra è ~3.8m, del piano interrato ~4.4m.

La pianta dell'edificio (~530 m<sup>2</sup>) è molto irregolare con riseghe percentualmente ampie su tutti fronti. Il piano interrato non occupa tutto l'ingombro ma due distinte porzioni: una parte a sud-ovest direttamente accessibile dall'esterno (~150 m<sup>2</sup>), e una porzione più contenuta (~90 m<sup>2</sup>) in corrispondenza del vano scale a nord-ovest. Le fondazioni sono tipo diretto e poste su quote differenti. Le pareti contro terra dei vani interrati sono realizzate con muri in c.a. pieni.

I solai sono di tipo latero-cemento con spessori stimati di 20+5cm. Le campate dei solai alternano luci piuttosto irregolari: da un minimo di 3m ad un massimo di 9m (copertura atrio piano terra).

All'esame visivo lo stato di conservazione della struttura appare discreto.



Fig. C-1 Foto prospetto NE.



Fig. C-2 Foto prospetto NO.

### C.3 Procedura di valutazione

L'esempio applicativo presentato è svolto con riferimento al metodo di valutazione B descritto al paragrafo 2.6.3. La corrispondente procedura di valutazione del grado di protezione rispetto ai tre stati limite SLD, SLV e SLC per l'edificio in esame consta dei seguenti passi (tra parentesi è indicato il paragrafo in cui ogni passo è descritto in dettaglio per il caso in esame):

1. Determinazione della sismicità del sito in esame (§C.4)

- a. Acquisizione dei dati di pericolosità del sito (§C.4.1) in termini di ordinate spettrali in accelerazione (frattili 16%, 50% e 84%, per i nove periodi di ritorno delle NTC2008) ed eventualmente dei valori di M ed R dalla disaggregazione della pericolosità.
- b. Selezione di un insieme di N registrazioni del moto (§C.4.2, tre componenti ortogonali) compatibili con la pericolosità di cui al punto 1.a, secondo i criteri indicati in §2.2.2 e §A.4.
2. Acquisizione degli elementi di conoscenza relativi al terreno, materiali costruttivi, carpenteria, armature e dettagli costruttivi (§C.5)
3. Valutazione dei dati disponibili e modellazione delle incertezze mediante albero logico e variabili aleatorie (§C.6)
  - a. Scelta delle incertezze modellate mediante albero logico, dei corrispondenti livelli (rami) e pesi (§C.6.1)
  - b. Determinazione della distribuzione di probabilità delle altre variabili aleatorie
4. Scelta del metodo di analisi (in questo caso il metodo B, §C.7)
5. Istituzione di un modello di calcolo (§C.8) appropriato per il metodo di analisi e per le prescelte modalità di quantificazione degli stati limite (modello con degrado o senza degrado, in questo esempio vengono presentate entrambe le opzioni)
  - a. Modellazione del sito per la risposta sismica locale (§C.8.1)
  - b. Modellazione della struttura (§C.8.2)
6. Per ogni ramo dell'albero logico:
  - a. Campionamento di N realizzazioni delle variabili aleatorie. Ogni realizzazione è associata a una delle N registrazioni di cui al punto 1.b e determina una realizzazione distinta del modello sito-struttura.
  - b. Esecuzione dell'analisi modale su ogni modello strutturale. Scelta dei modi significativi. Determinazione del periodo fondamentale *medio*  $T_1$
  - c. Determinazione a partire dai dati di cui al punto 1.a della curva *media* di pericolosità (§2.2.1) su roccia per l'ordinata spettrale al periodo fondamentale  $S_a(T_1)$
  - d. Per ogni modello:
    - i. In accordo al metodo di valutazione B, e alla prescelta variante di analisi statica non lineare (metodo di *pushover* modale, §C.7.1), si effettuano due analisi di spinta (verso positivo e negativo) con distribuzione di forze modali per ogni modo significativo (punto 6.b)
    - ii. Determinazione delle caratteristiche dell'oscillatore equivalente (non simmetrico) per ogni modo significativo (§C.7.1.1)
    - iii. Determinazione della curva di analisi dinamica incrementale combinando le risposte dinamiche degli oscillatori equivalenti al moto sismico corrispondente (almeno due componenti orizzontali, §C.7.1.2)
  - e. Determinazione delle curve di fragilità per i tre SL
  - f. Determinazione delle frequenze medie annue di superamento dei tre SL,  $\lambda_{SLD}$ ,  $\lambda_{SLV}$  e  $\lambda_{SLC}$ .

Il passo 6.d è il solo specifico del metodo di valutazione B, gli altri sono comuni a tutti i metodi.

## C.4 Azione sismica

Come indicato in §2.2.1, l'azione sismica è definita da una curva di pericolosità e da un insieme di registrazioni di moti naturali (o storie temporali artificiali) compatibili con i meccanismi generatori degli eventi dominanti al sito, entrambi su roccia/suolo rigido. Le due sezioni successive presentano la derivazione della curva di pericolosità media per il sito a partire dai dati forniti nelle NTC2008, e la selezione delle registrazioni naturali in numero pari al minimo indicato di venti in §2.2.2.

### C.4.1 Curva di pericolosità

I dati di partenza per la determinazione della curva media di pericolosità sono i frattili al 16%, 50% e 84% delle ordinate spettrali in accelerazione forniti per nove periodi medi di ritorno nelle NTC2008. La Fig. C.3 mostra i nove spettri di risposta *mediani*.

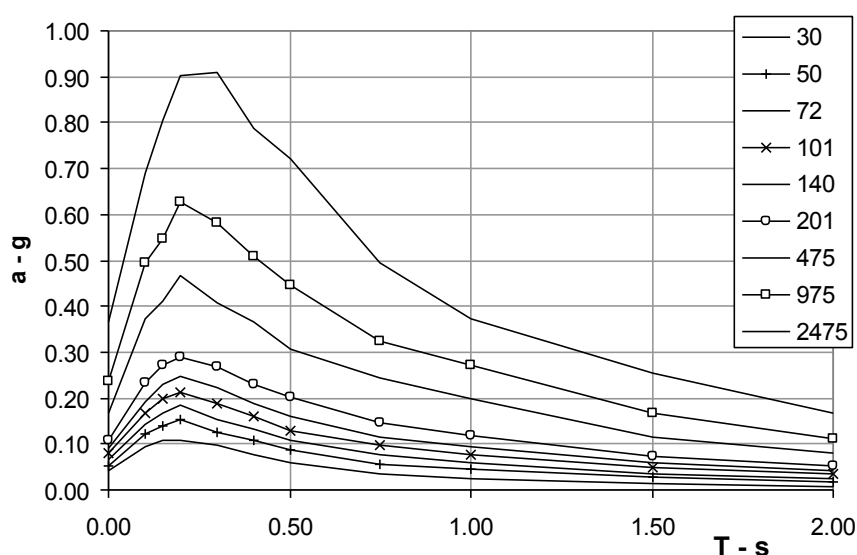


Fig. C.3 Spettri isoprobabili mediani su roccia per il sito in esame.

La Tabella C-1 riporta i valori dei tre parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  della forma spettrale di normativa adattati agli spettri iso-probabili al 16%, 50% e 84%. La tabella mostra anche la corrispondente frequenza  $\lambda_S = 1/T_r$ . La Fig. C-4 mostra le curve di pericolosità frattili in termini di accelerazione di picco al suolo (nero) e di accelerazione spettrale al periodo medio dei modelli (vedi §C.8.2) relativi al primo ramo dell'albero logico (§C.6.1).

La differenza tra i frattili permette di ricavare il valore del termine di incertezza epistemica sulla pericolosità  $\beta_H$  in accordo all'equazione (2.3), calcolato di seguito con riferimento al primo ramo dell'albero logico:

$$\beta_H = \frac{\ln S_{84\%} - \ln S_{16\%}}{2} \quad (C.1)$$

Tale valore permette di amplificare la curva mediana per ottenere quella media, in accordo all'equazione (2.2). I valori calcolati per i nove periodi di ritorno sono riportati in Tabella C-2.

**Tabella C-1 Parametri della forma spettrale di normativa adattata allo spettro di risposta isoprobabile e dell'evento dominante al variare della frequenza media di superamento per il sito in esame.**

$T_r$	$\lambda$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_{g16\%}$	$a_{g84\%}$
30	3.33E-02	0.041	2.549	0.278	0.032	0.047
50	2.00E-02	0.054	2.565	0.295	0.045	0.062
72	1.39E-02	0.066	2.480	0.329	0.056	0.081
101	9.90E-03	0.079	2.477	0.340	0.068	0.098
140	7.14E-03	0.092	2.487	0.350	0.080	0.115
201	4.98E-03	0.109	2.474	0.386	0.094	0.137
475	2.11E-03	0.168	2.515	0.388	0.137	0.210
975	1.03E-03	0.236	2.417	0.414	0.186	0.295
2475	4.04E-04	0.365	2.329	0.430	0.268	0.471

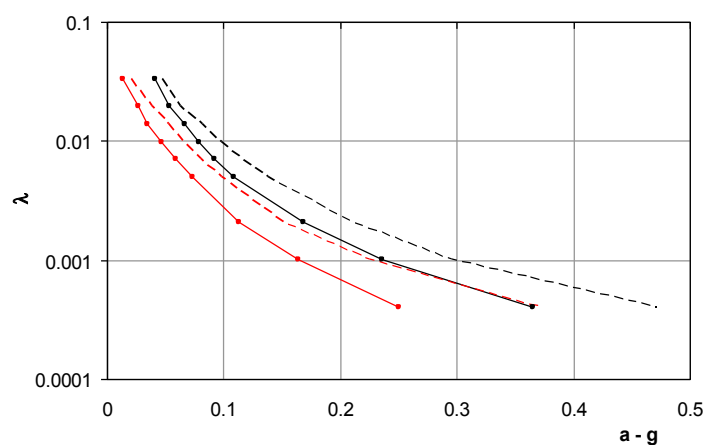
**Tabella C-2 Primo ramo dell'albero logico: calcolo dell'incertezza sulla curva di pericolosità e passaggio alla curva media.**

$T_r$	$\lambda$	$S_a(T_1)_{16\%}$	$S_a(T_1)_{50\%}$	$S_a(T_1)_{84\%}$	$\beta_h$	$\lambda_m$
30	3.33E-02	0.008	0.013	0.020	0.43	3.66E-02
50	2.00E-02	0.019	0.026	0.037	0.34	2.12E-02
72	1.39E-02	0.026	0.035	0.052	0.34	1.47E-02
101	9.90E-03	0.034	0.046	0.065	0.32	1.04E-02
140	7.14E-03	0.044	0.059	0.080	0.30	7.48E-03
201	4.98E-03	0.054	0.073	0.098	0.30	5.20E-03
475	2.11E-03	0.086	0.113	0.151	0.28	2.19E-03
975	1.03E-03	0.122	0.163	0.224	0.31	1.07E-03
2475	4.04E-04	0.188	0.250	0.371	0.34	4.28E-04

Alla curva media, definita in nove punti, viene infine adattata una funzione quadratica nello spazio logaritmico data dall'espressione (2.13). I parametri che minimizzano lo scarto valgono in questo caso:

$$k_0 = 8.134 \times 10^{-5} \quad k_1 = 3.254 \quad k_2 = 0.303$$

(C.2)



**Fig. C-4 Curve di pericolosità mediana (tratto continuo) e frattile 84% (tratteggiato), in termini di accelerazione di picco al suolo (nero) e di ordinata spettrale  $S_a(T_1 \approx 1.52 \text{ s})$  (rosso) per il sito in esame.**

## C.4.2 Scelta delle registrazioni del moto sismico

La Tabella C-3 riporta i dati di disaggregazione (relativi alla curva di pericolosità mediana in termini di accelerazione di picco al suolo) per il sito in esame. Sono evidenziati i valori di magnitudo e distanza relativi ai periodi medi di superamento di circa 500 e 1000 anni. I valori per tutti i periodi sono rappresentati graficamente in Fig. C-5.

Tabella C-3 Disaggregazione del valore mediano della frequenza media di superamento dell'accelerazione di picco al suolo per il sito in esame.

Tr	$\lambda$	M	R <sub>epi</sub>	e
30	3.33E-02	5.644	51.221	0.233
50	2.00E-02	5.703	43.917	0.280
72	1.39E-02	5.728	38.624	0.317
101	9.90E-03	5.742	34.767	0.348
140	7.14E-03	5.755	31.585	0.381
201	4.98E-03	5.765	28.666	0.422
475	2.11E-03	5.810	23.058	0.566
975	1.03E-03	5.877	20.526	0.718
2475	4.04E-04	6.025	18.779	0.958

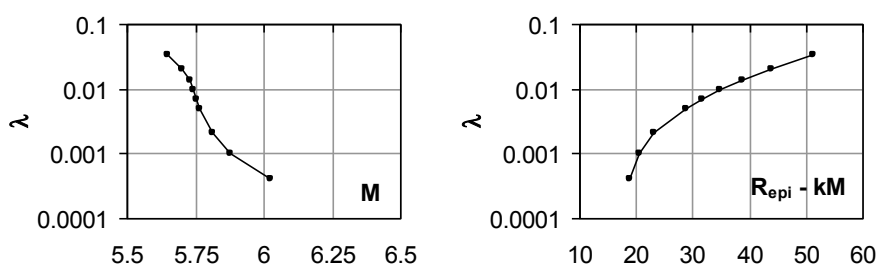


Fig. C-5 Magnitudo e distanza dall'evento dominante fornite dalla disaggregazione in funzione della frequenza media di superamento.

Le registrazioni sono state selezionate in un intervallo di magnitudo compresa tra i valori 5.6 e 6.5, e di distanza compresa tra i 10km e i 30km. Tali intervalli, indicati in §2.2.2 come scelta generalmente appropriata in assenza di dati specifici di disaggregazione, risultano in questo caso anche approssimativamente centrati intorno ai valori di disaggregazione. La Fig. C-6 mostra l'intervallo indicato e le registrazioni selezionate, all'interno della base dati utilizzata (aggregazione delle basi dati europea ESD, e delle basi dati italiane SIMBAD e ITACA).

La Tabella C-4 fornisce dettagli delle registrazioni selezionate. In particolare, essa fornisce i valori di accelerazione di picco al suolo e di accelerazione spettrale al periodo fondamentale medio sui modelli relativi al primo ramo dell'albero logico (§C.6.1). Ogni moto, che consta di due componenti ortogonali di accelerazione orizzontale, è mostrato nelle figure successive, insieme al corrispondente spettro di risposta. Le figure riportano in didascalia anche il nome dei *file* contenenti le serie temporali, in accordo alla denominazione della base dati utilizzata.

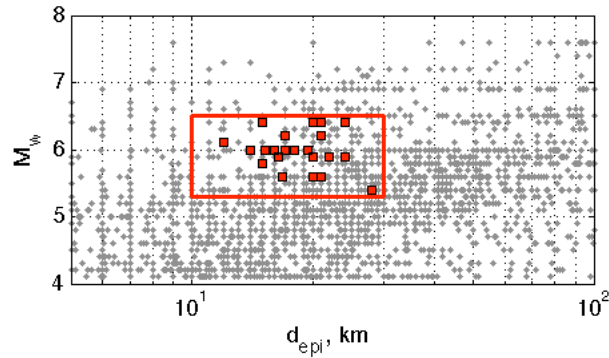


Fig. C-6 Coppie magnitudo-distanza delle registrazioni della base dati ( $5 \text{ km} < R_{\text{epi}} < 100 \text{ km}$ ). Sono evidenziate le coppie relative alle registrazioni selezionate e gli estremi degli intervalli obiettivo.

Tabella C-4. Caratteristiche dei moti selezionati ( $R_{\text{epi}}$  in km, accelerazioni di picco al suolo e spettrale in  $\text{m/s}^2$ , "as" indica una scossa di replica).

#	DB	evento	M	stazione	$R_{\text{epi}}$	$a_{gX}$	$S_{aX}(T_1)$	$a_{gY}$	$S_{aY}(T_1)$
1	E	Friuli (as)	6.0	ST28	14.0	1.386	1.029	2.322	1.734
2	E	Montenegro (as)	6.2	ST75	17.0	1.731	0.750	2.721	0.840
3	E	Preveza	5.4	ST123	28.0	1.404	0.522	1.330	0.537
4	E	Umbria Marche (as)	5.6	ST86	20.0	0.963	0.629	1.316	1.353
5	E	Umbria Marche (as)	5.6	ST265	21.0	1.073	1.201	0.802	1.077
6	E	Izmit (as)	5.8	ST575	15.0	0.716	0.522	3.118	0.524
7	E	Ano Liosia	6.0	ST1100	16.0	2.611	0.924	3.018	1.054
8	E	Ano Liosia	6.0	ST1101	17.0	1.173	0.571	1.070	0.805
9	E	Ano Liosia	6.0	ST1257	18.0	1.091	0.835	0.843	0.544
10	E	Ano Liosia	6.0	ST1258	14.0	2.392	1.039	2.164	0.763
11	E	South Iceland (as)	6.4	ST2482	21.0	1.088	0.579	1.622	0.921
12	E	South Iceland (as)	6.4	ST2557	15.0	1.251	1.135	1.140	0.559
13	E	South Iceland (as)	6.4	ST2497	20.0	0.505	0.736	1.033	0.758
14	E	South Iceland (as)	6.4	ST2556	20.0	1.047	0.946	0.849	0.875
15	S	Near Miyakejima Island	6.4	TKY011	21.0	1.276	1.070	1.972	1.006
16	S	NW Kagoshima Pref.	6.1	KGS002	12.0	5.431	0.711	7.999	0.552
17	S	NW Kagoshima Prefecture	6.0	KGS002	16.0	4.529	1.517	7.818	0.952
18	S	South Iceland	6.4	102	24.0	1.275	0.842	0.618	0.562
19	S	South Iceland	6.4	105	21.0	1.108	0.580	1.662	0.920
20	S	South Iceland	6.4	305	20.0	0.539	0.760	1.057	0.732
21	S	South Iceland	6.4	306	20.0	1.067	0.927	0.892	0.839
22	S	Umbria-Marche (3rd shock)	5.6	NRC	20.0	1.314	1.355	0.939	0.615
23	S	L'Aquila (as)	5.6	GSA	16.8	2.811	0.582	2.485	0.668
24	S	Parkfield	6.0	36177	19.4	3.430	1.487	2.248	0.921
25	S	Parkfield	6.0	36445	15.2	1.437	2.332	2.225	2.784
26	S	East Fukushima Pref	5.9	FKS011	24.0	1.798	1.583	1.564	1.363
27	S	Mid Niigata Pref	6.2	NIG021	21.0	2.499	0.764	2.799	0.873
28	S	Mt Fuji Region	5.9	SZO009	22.0	1.442	0.660	1.225	0.581
29	S	Mt Fuji Region	5.9	YMN006	20.0	2.373	0.797	1.629	0.552
30	I	Friuli (4th Shock)	5.9	SRC0	16.4	1.288	0.937	2.444	1.933

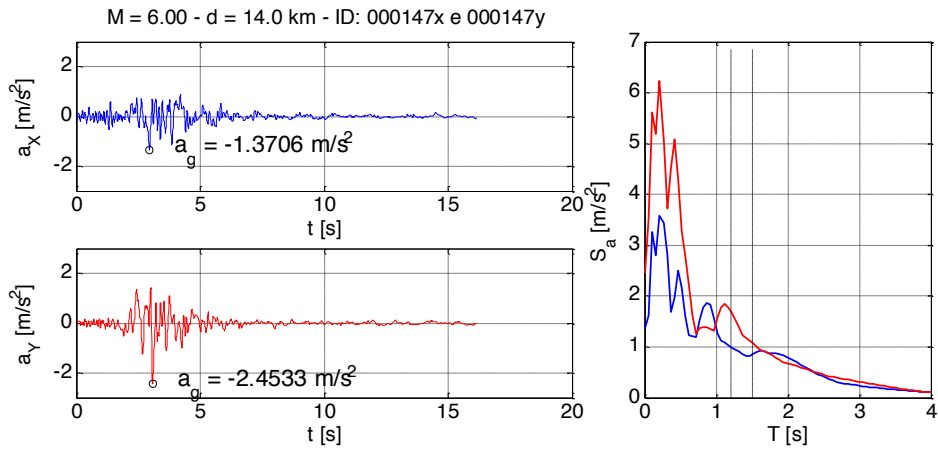


Fig. C-7 Moto n°1: storie temporali delle componenti ortogonali di accelerazione orizzontale, e relativi spettri di risposta (le due linee verticali indicano l'intervallo di variazione dei periodi fondamentali sulle 30 realizzazioni del modello A o B).

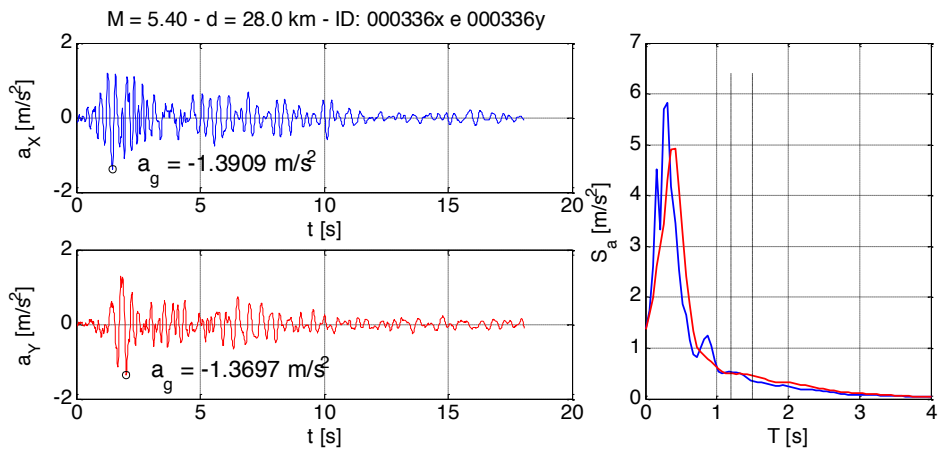


Fig. C-8 Moto n°3: storie temporali delle componenti ortogonali di accelerazione orizzontale, e relativi spettri di risposta.

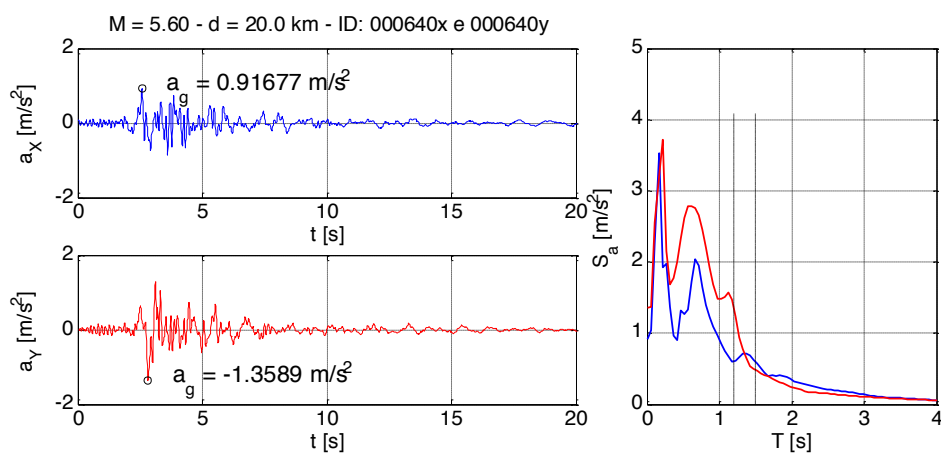


Fig. C-9 Moto n°4: storie temporali delle componenti ortogonali di accelerazione orizzontale, e relativi spettri di risposta.



## C.5 Elementi di conoscenza

Per la struttura in esame non sono disponibili documenti del progetto strutturale originale. Sulla base di un pre-esistente rilievo architettonico, è stato quindi effettuato un rilievo strutturale ex-novo, che ha permesso di ricostruire le carpenterie. Sulla base di queste carpenterie e di valori stimati per i carichi, e assunti per i materiali e i quantitativi di armatura (percentuali geometriche nei pilastri da normativa vigente all'epoca della costruzione e armatura nelle travi da progetto simulato), è stato istituito un modello preliminare lineare che ha permesso di valutare in via approssimata il diverso livello di impegno degli elementi che è stato quindi utilizzato per indirizzare la successiva campagna prove. La Fig. C-10 mostra il modello (i solai, modellati con bielle equivalenti come necessario nel programma OpenSees utilizzato per le successive analisi non lineari, non sono mostrati). La figura indica anche in rosso la disposizione e l'intensità relativa dei carichi riportati alle travi in funzione delle tessiture.

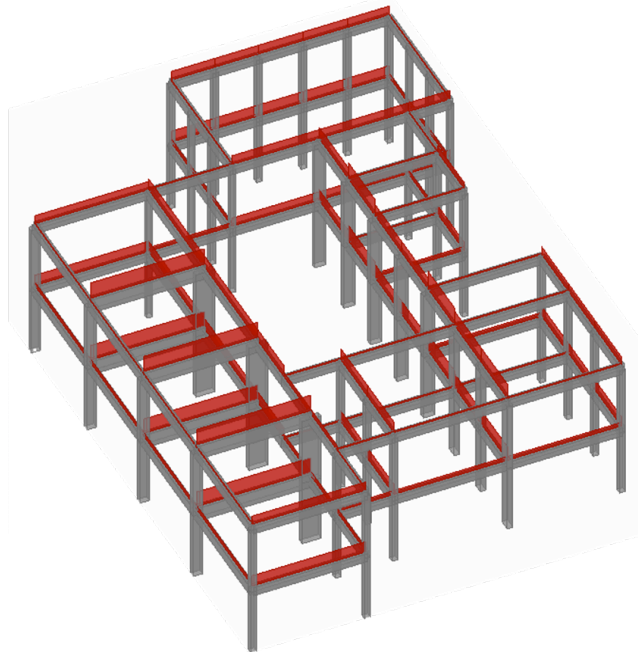


Fig. C-10 Modello preliminare e distribuzione dei carichi dei solai sulle travi.

Il modello preliminare costituisce il primo passo del modello finale descritto in §C.8.2, nel quale la geometria (nodi, elementi, masse) è quella definitiva, mentre per gli elementi è stato adottato un legame lineare con rigidezze fessurate. L'analisi svolta è di tipo modale con spettro di risposta e il livello di impegno negli elementi (calcolato con riferimento ai soli pilastri) è misurato con il rapporto:

$$y = \sqrt{\left(\frac{M_2}{M_{y2}}\right)^2 + \left(\frac{M_3}{M_{y3}}\right)^2} \quad (C.3)$$

dove i momenti agenti nei due piani di flessione sono quelli ottenuti per combinazione modale.

La Fig. C-11 mostra la pianta del piano terra del fabbricato con l'indicazione dei pilastri maggiormente impegnati e di quelli scelti per effettuare i saggi sulle armature e i prelievi di materiale per le prove di resistenza. I pilastri sono stati scelti in generale tra

quelli più impegnati e sempre in accordo a un principio di ripetitività. I prelievi di armatura sono stati effettuati in corrispondenza dei pilastri di sezione maggiore tra quelli scelti, ma al piano interrato (non modellato). I risultati dei saggi sono riportati in Tabella C-5.

Per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo, il valore medio delle prove è 14.7 MPa, con una deviazione standard di 2.82 MPa. Si è scelto di adottare nel seguito una media di 14 MPa con un coefficiente di variazione del 20%. Per quanto riguarda la resistenza allo snervamento dell'acciaio si è scelto di adottare il valore medio di 355 MPa, con una dispersione di letteratura pari al 10%.

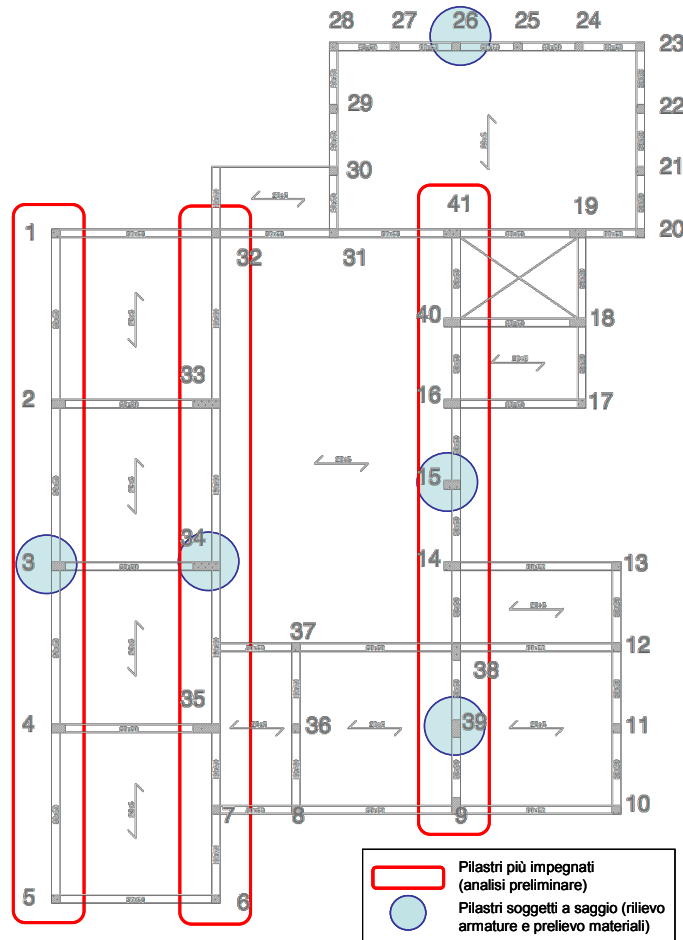


Fig. C-11 Posizione degli elementi soggetti a prova.

Tabella C-5. Risultati saggi sui pilastri

Elemento	B (mm)	H (mm)	Arm.long.	Arm.trasv.	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)
P3	300	500	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 6/200	16.7	-
P15	300	600	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 6/200	15.4	-
P26	300	300	4 $\phi$ 12	2 $\phi$ 6/200	17.8	-
P34	300	1000	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 6/200	11.9	337
P39	300	500	6 $\phi$ 12	2 $\phi$ 6/200	11.6	370

## C.6 Modellazione delle incertezze

### C.6.1 Albero logico

Ai fini di questa applicazione è stata modellata mediante albero logico solo l'incertezza epistemica relativa all'effetto delle tamponature sulla risposta della struttura. Come noto, le tamponature possono avere un effetto positivo o negativo, in funzione della loro distribuzione in pianta e in elevazione, e dei rapporti di rigidezza e resistenza rispetto a quelle della struttura. Alle due scelte vengono assegnati pesi uguali. La Fig. C-12 mostra la distribuzione in pianta delle tamponature principali a cui si può attribuire una funzione strutturale. La modellazione a bielle equivalententi è descritta nel successivo §C.8.2.

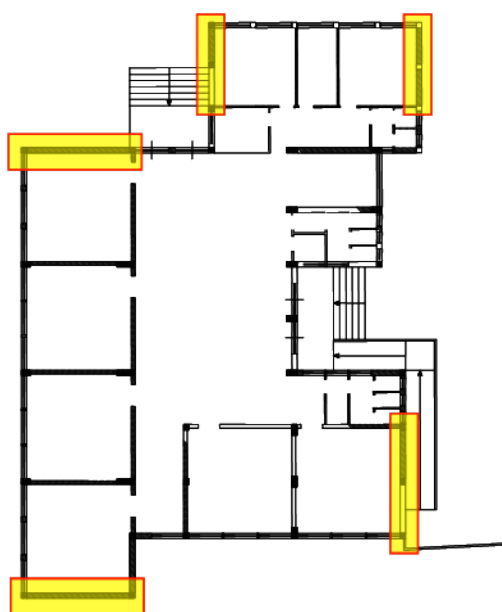


Fig. C-12 Distribuzione in pianta delle tamponature.

### C.6.2 Variabili aleatorie continue

In questa applicazione le variabili aleatorie continue utilizzate descrivono le seguenti aleatorietà:

- Incertezza nella resistenza dei materiali  $f_c$  ed  $f_y$ , e nella deformabilità ultima del calcestruzzo  $\epsilon_{cu}$ ;
- Incertezza di modello relativa alle soglie di deformazione *monotone*,  $\theta_y$ ,  $\Delta\theta_f$  e  $\Delta\theta_a$ , nei legami fenomenologici di sezione degli elementi di trave-colonna per il modello con degrado (vedi §C.8.2);
- Incertezza di modello relativa alle soglie di deformazione *cicliche*,  $\theta_r$ ,  $\theta_f$  e  $\theta_a$ , per il controllo a posteriori degli elementi trave-colonna nel modello senza degrado (vedi §C.8.2);
- Incertezza relativa al parametro di degrado ciclico degli elementi  $\gamma$ ;

- Incertezza relativa a resistenza e deformabilità delle tamponature  $N_{tu}$  e  $u_{tu}$ , per il ramo dell'albero logico in cui esse vengono incluse.

Per tutte le variabili indicate si è adottata una distribuzione marginale di tipo lognormale, definita da due soli parametri: mediana e deviazione standard del logaritmo  $\beta$ . Per quanto riguarda la dipendenza statistica tra le variabili, in generale variabili di tipo diverso sono state considerate indipendenti le une dalle altre (ad es:  $f_c \perp f_y$ ), con le eccezioni costituite da:

- le variabili  $K_{40}$  e  $K_y$ , rappresentanti l'errore nella rigidezza al 40% dello snervamento e allo snervamento, che sono considerate perfettamente correlate per assicurare le condizioni  $K_{40} > K_y$ . In pratica quindi viene campionata un'unica variabile normale standard  $\varepsilon \sim N(0,1)$ , che viene amplificata della dispersione specifica di ogni variabile ottenendo i fattori  $\exp(\varepsilon\sigma_{\ln K_{40}})$  e  $\exp(\varepsilon\sigma_{\ln K_y})$  che moltiplicano le corrispondenti mediane.
- le variabili  $\Delta\theta_f$  (Haselton *et al* 2007) e  $\Delta\theta_a$  (Zhu *et al* 2007), che rappresentano la soglia monotona di deformazione al picco di resistenza nel legame costitutivo dell'elemento e la soglia ciclica al collasso per perdita di portanza verticale per il controllo a posteriori, sono considerate perfettamente correlate per evitare situazioni incoerenti nelle quali un elemento molto duttile ( $\Delta\theta_f \gg 1$ ) si trovi a perdere portanza verticale prematuramente ( $\Delta\theta_a \ll 1$ ). Come nel caso precedente si procede campionando un'unica variabile normale standard e amplificandola con la dispersione appropriata.

Per quanto riguarda invece la dipendenza statistica per variabili dello stesso tipo tra un elemento e un altro (distribuzione spaziale delle proprietà meccaniche dei materiali, o correlazione tra i termini di errore dei modelli di deformazione), si è adottato in via semplificata un modello di equicorrelazione, con i valori indicati insieme ai parametri della distribuzione marginale nella Tabella C-6.

Per quanto riguarda le variabili che descrivono le proprietà dei materiali la correlazione costante adottata è una semplificazione che trascura la dipendenza dalla distanza tra gli elementi (un modello alternativo avrebbe potuto adottare un andamento con decadimento del coefficiente di correlazione all'aumentare della distanza, più lento per elementi dello stesso piano e più rapido da un piano all'altro, per riflettere le modalità costruttive).

Per quanto riguarda gli errori di modello, i valori di correlazione indicati sono assegnati sulla base di giudizio esperto, in quanto il modello adottato (l'insieme di soglie di deformazione di Haselton *et al* 2007) non riporta la correlazione tra gli errori<sup>27</sup>.

**Tabella C-6. Variabili aleatorie continue: mediana, dispersione e correlazione**

Variabile	Mediana	Dispersione	Correlazione
$f_c$ (MPa)	14.0	0.2	0.7
$\varepsilon_{cu}$	0.006	0.2	0.7
$f_y$ (MPa)	338.0	0.1	0.8
$K_{40}$	Eq.(4.16)	0.38	0.8
$K_y$	Eq.(4.17)	0.36	0.8
$\theta_v$	Eq.(4.11)	0.33	0.8

<sup>27</sup> E' necessario imporre comunque una correlazione a tali termini in quanto il campionamento di variabili indipendenti porterebbe inevitabilmente a un numero elevato di combinazioni irrealistiche, per le quali tra l'altro l'analisi strutturale non troverebbe la convergenza.

$\Delta\theta_f$	Eq.(4.11)	0.61	0.8
$\Delta\theta_\alpha$	Eq.(4.15)	0.72	0.8
$\theta_f$	Eq.(4.9)	0.35	0.8
$\theta_f$	Eq.(4.12)	0.27	0.8
$\theta_\alpha$	Eq.(4.13)	0.35	0.8
$\gamma$	Eq.(4.19)	0.5	0.8
$N_{uu}$	Eq.(C.20)	0.25	0.7
$u_{uu}$	§C.8.2	0.25	0.7

La simulazione dei valori correlati avviene esprimendo il generico errore lognormale  $\varepsilon$  (che moltiplica la mediana corrispondente) come prodotto di variabili lognormali indipendenti<sup>28</sup>:

$$\varepsilon_i = \tilde{\varepsilon}_i \eta \quad (\text{C.4})$$

nella quale  $\tilde{\varepsilon}_i \sim \text{LN}(0, \beta_\varepsilon)$ ,  $\tilde{\varepsilon}_i \perp \tilde{\varepsilon}_j$ , e  $\eta \sim \text{LN}(0, \beta_\eta)$ . Quest'ultima viene campionata una sola volta per l'intero vettore  $\mathbf{\varepsilon}$ . Le dispersioni  $\beta_\varepsilon$  e  $\beta_\eta$  si trovano in funzione della dispersione totale di modello e del coefficiente di correlazione assegnato mediante le espressioni:

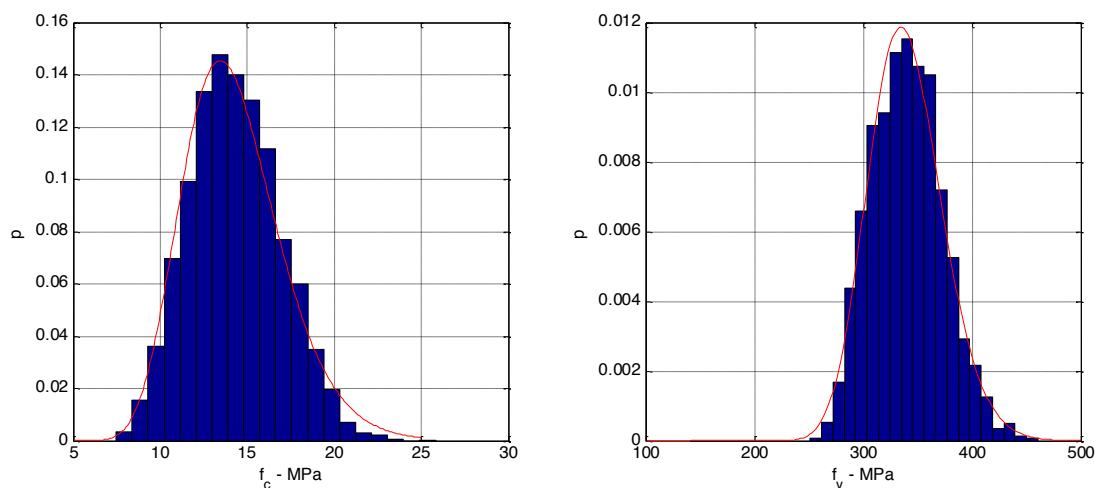
$$\beta_\eta = \sqrt{\ln\left(1 + \rho\left(e^{\beta^2} - 1\right)\right)} \quad (\text{C.5})$$

$$\beta_\varepsilon = \sqrt{\beta^2 - \beta_\eta^2} \quad (\text{C.6})$$

In pratica quindi per ogni quantità aleatoria (ad esempio la resistenza del calcestruzzo), se  $m$  è il numero degli elementi strutturali, si campionano  $m+1$  variabili lognormali indipendenti (le  $m$  variabili  $\tilde{\varepsilon}_i$  ed  $\eta$ ).

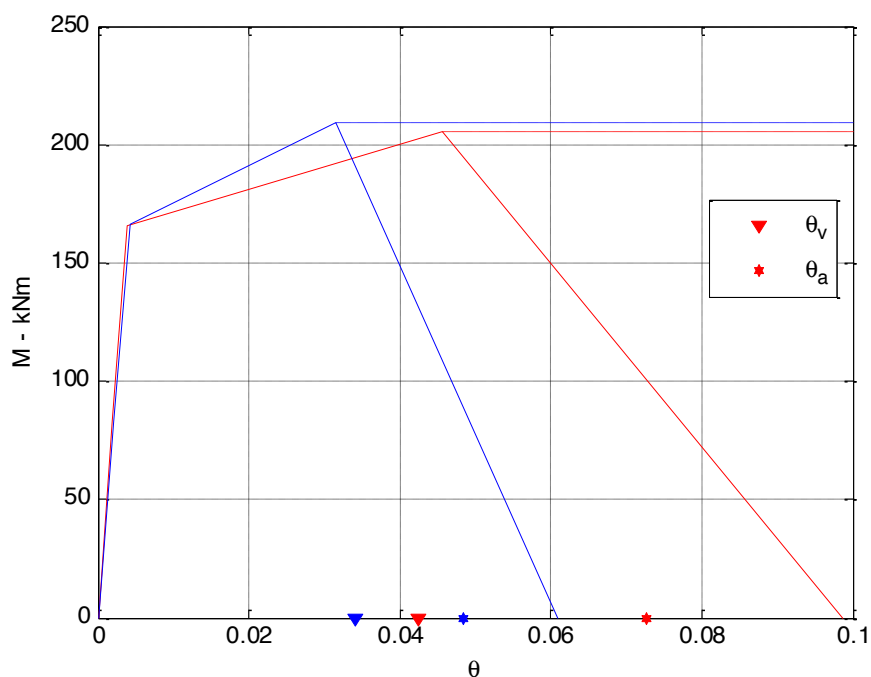
La Fig. C-13 mostra gli istogrammi delle frequenze relative dei valori campionati delle variabili di resistenza del calcestruzzo,  $f_c$ , e dell'acciaio,  $f_y$ . Nel grafico si riportano anche le densità lognormali da cui i valori sono stati campionati (i cui parametri sono quelli riportati in Tabella C-6).

<sup>28</sup> I due fattori nell'espressione dell'errore di modello corrispondono alla componente comune a tutti gli elementi dello stesso tipo e a quella che varia da un elemento all'altro, anche se nominalmente uguali. Il termine  $\eta$  corrisponde ad esempio a quelle tra le eventuali *variabili nascoste* non presenti nel modello, che assumono valori uguali per elementi dello stesso tipo, come anche al *lack of fit*, che è caratteristico della forma analitica scelta per il modello e non dell'elemento. Il secondo termine  $\tilde{\varepsilon}_i$  corrisponde alle *variabili nascoste* che assumono valori diversi per elementi nominalmente uguali.



**Fig. C-13** Proprietà dei materiali: istogrammi della frequenza relativa dei valori campionati e corrispondenti densità di campionamento (gli istogrammi sono ottenuti con tutti i valori campionati, cioè per tutti gli elementi in tutte le  $N$  simulazioni).

La Fig. C-14 mostra l'effetto dell'aleatorietà dei materiali e degli errori di modello sul legame costitutivo  $M-\theta$  di cerniera plastica. La figura riporta a tratto blu i legami con degrado (continuo) e senza degrado (tratteggiato dopo il picco) ottenuti con i valori mediani di tutte le variabili aleatorie. I legami ottenuti con una realizzazione delle variabili sono mostrati a tratto rosso. La realizzazione delle resistenze è sotto la mediana, mentre quella delle soglie di deformazione è al di sopra. In figura sono anche riportate sull'asse delle ascisse le soglie cicliche corrispondenti all'inizio del degrado e al collasso assiale (§C.8.3).



**Fig. C-14** Errore dei modelli: legame costitutivo  $M-\theta$  relativo a un elemento con valori mediani delle variabili aleatorie (blu) e per uno dei campionamenti (rosso).

## C.7 Analisi

Come già indicato al §2.6.3 il metodo di valutazione B condivide le limitazioni dell'analisi statica non lineare adottata.

In letteratura esistono diverse proposte per le determinazione della curva di analisi dinamica incrementale a partire da analisi statiche non lineari, ad esempio (Vamvatsikos e Cornell, 2005)(Dolsek e Fajfar, 2005)(Han e Chopra, 2006).

Tra queste varianti si è scelta quella di (Han e Chopra, 2006) che si basa sull'analisi statica non lineare di tipo modale (Chopra e Goel, 2002). Questo metodo è di facile implementazione nei programmi commerciali, in quanto utilizza distribuzioni di forze invarianti, ed è direttamente applicabile alle costruzioni reali con geometria spaziale (Reyes e Chopra, 2011).

### C.7.1 Metodo di analisi statica modale

Il metodo di analisi statica non lineare di tipo modale è stato introdotto da Chopra e Goel (2002) con riferimento a telai piani. Il metodo è stato poi esteso a strutture spaziali con pianta regolare o irregolare, ancora soggette a una sola componente orizzontale del moto sismico, ed infine a strutture spaziali eccitate da due componenti ortogonali (Reyes e Chopra, 2011a).

Nel seguito si presentano i passaggi fondamentali del metodo con riferimento alle strutture spaziali. La variante proposta differisce da quella in (Reyes e Chopra, 2011a) nella quale si prescrivono due analisi separate per le due componenti del moto e l'utilizzo di una regola di combinazione direzionale (ad esempio la SRSS).

Le equazioni del moto di un sistema dinamico discreto a  $n$  gradi di libertà soggetto a due componenti ortogonali  $a_X(t)$  e  $a_Y(t)$  dell'accelerazione sismica si scrivono:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}(\mathbf{u}) = -\mathbf{M}(\mathbf{t}_X a_X + \mathbf{t}_Y a_Y) \quad (\text{C.7})$$

nella quale  $\mathbf{M}$  e  $\mathbf{C}$  sono le matrici massa e smorzamento,  $\mathbf{F}(\mathbf{u})$  è il vettore delle forze resistenti, funzione non lineare degli spostamenti (secondo la modellazione adottata, §C.8.2),  $\mathbf{t}_X$  e  $\mathbf{t}_Y$  sono i vettori di trascinamento in direzione X e Y (le cui componenti sono pari a 1 se il grado di libertà è una traslazione in direzione X o Y, e zero altrimenti), e per semplicità la dipendenza dal tempo dell'eccitazione e della risposta è stata omessa.

Il metodo prevede di adottare in approssimazione la decomposizione modale anche in presenza di forze resistenti non lineari. L'equazione (C.7) prende quindi la forma:

$$M_i \ddot{q}_i + C_i \dot{q}_i + F_i = -(L_{iX} a_X + L_{iY} a_Y) \quad i = 1, \dots, n \quad (\text{C.8})$$

dove  $q_i$  è l' $i$ -esima coordinata modale,  $M_i = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i$  e  $C_i = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_i$  sono le corrispondenti massa e smorzamento modali,  $F_i = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{F}(\mathbf{u})$  è la proiezione delle forze resistenti sull' $i$ -esimo modo, e  $L_{iX,Y} = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{t}_{iX,Y}$ . Dividendo per la massa modale si ottiene ancora:

$$\ddot{q}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i + \frac{F_i}{M_i} = -(\Gamma_{iX} a_X + \Gamma_{iY} a_Y) \quad i = 1, \dots, n \quad (\text{C.9})$$

nella quale  $\xi_i$  e  $\omega_i$  sono lo smorzamento e la frequenza naturale dell'i-esimo modo, e  $\Gamma_{iX}$  e  $\Gamma_{iY}$  sono i fattori di partecipazione modale delle due componenti ortogonali dell'eccitazione. Dividendo per il fattore di partecipazione maggiore (ad esempio quello in direzione X), corrisponente alla direzione "prevalente" del modo, si ottiene:

$$\ddot{D}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{D}_i + \frac{F_i}{L_{iX}} = -\left(a_X + \frac{\Gamma_{iY}}{\Gamma_{iX}}a_Y\right) \quad i=1,\dots,n \quad (C.10)$$

L'equazione precedente è quella di un oscillatore non lineare avente forza resistente  $F_i/L_{iX}$ , soggetto all'eccitazione  $-(a_X + a_Y\Gamma_{iY}/\Gamma_{iX})$ , nella quale la componente parallela alla direzione secondaria viene pesata mediante il rapporto tra i fattori di partecipazione. I passaggi seguenti, descritti nel successivo paragrafo, sono necessari alla determinazione del legame costitutivo non lineare dell'oscillatore modale a partire da un'analisi statica non lineare.

### C.7.1.1 Determinazione dell'oscillatore equivalente

Come già indicato al punto 6.d.i della procedura di valutazione (§C.3), per ogni modo significativo si effettuano due analisi statiche non lineari, corrispondenti ai due versi di spinta positivo e negativo. Se la struttura è simmetrica rispetto al modo considerato è sufficiente un'analisi statica non lineare.

Il risultato dell'analisi statica non lineare consiste in una base dati di risposte locali della struttura, denominata nel seguito  $db$  e contenente ad esempio matrici di spostamenti nei nodi, o forze e deformazioni negli elementi (di dimensioni rispettivamente pari a  $n_{passi} \times n_{nodi}$  e  $n_{passi} \times n_{elementi} \times n_{deformazioni}$ ) e in una curva che esprime il legame tra il taglio alla base  $V_b$  e lo spostamento in un grado di libertà di controllo  $u_c$ .

Le curve relative ai primi modi prevalenti nelle due direzioni ortogonali in pianta saranno tipicamente caratterizzate da un primo tratto ascendente, da un picco o plateau e da un tratto a rigidezza negativa (il cui punto di inizio e pendenza dipendono dal tipo di modellazione adottata e corrisponderanno a una crisi più precoce della struttura nel caso di modello *con degrado* dove oltre al degrado di resistenza dovuto alla rigidezza geometrica si sommerà quello di natura meccanica). Le curve relative ai modi superiori potranno invece avere un andamento assimilabile a quasi lineare o bilineare senza rigidezza negativa.

Per strutture spaziali il taglio alla base è quello nella direzione "prevalente" del modo, cioè quella per cui il fattore di partecipazione è maggiore. Se ad esempio la direzione prevalente è la X, il taglio alla base è dato dall'espressione:

$$V_{biX} = \mathbf{t}_X^T \mathbf{F}_i \quad (C.11)$$

Dividendo il taglio alla base per il corrispondente fattore di partecipazione si ottiene:

$$\frac{V_{biX}}{\Gamma_{iX}} = \frac{\mathbf{t}_X^T \mathbf{F}_i}{\left( \frac{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{t}_X}{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i} \right)} = \frac{\mathbf{t}_X^T \lambda \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i}{\mathbf{t}_X^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i} \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i = \lambda M_i \quad (C.12)$$

nella quale si è sostituito  $\mathbf{F}_i = \lambda \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i$  dove  $\lambda$  è il moltiplicatore dei carichi ed  $\mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i$  esprime la distribuzione delle forze modali dell'i-esimo modo. L'ultimo termine



dell'espressione precedente coincide con la forza resistente dell'oscillatore nell'equazione (C.4), a meno del fattore  $L_{iX}$ :

$$F_i = \boldsymbol{\varphi}_i^t \mathbf{F}_i = \boldsymbol{\varphi}_i^t \lambda \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i = \lambda M_i \quad (\text{C.13})$$

Si trova pertanto la regola di trasformazione dei risultati dell'analisi statica non lineare nel legame dell'oscillatore modale equivalente, per quanto riguarda la forze resistente:

$$\frac{F_i}{L_{iX}} = \frac{1}{L_{iX}} \frac{V_{biX}}{\Gamma_{iX}} = \frac{V_{biX}}{L_{iX}^2} M_i \quad (\text{C.14})$$

Per quanto riguarda lo spostamento, assumendo che mantenga validità in campo non lineare il fatto che gli spostamenti provocati da una distribuzione di forze proporzionale a  $\mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_i$  siano proporzionali a  $\boldsymbol{\varphi}_i$  (cioè  $u_c = \boldsymbol{\varphi}_{i,c} q_i$ ) e tenendo conto che  $q_i = \Gamma_{iX} D_i$ , si ottiene la regola di trasformazione degli spostamenti:

$$D_i = \frac{u_c}{\Gamma_{iX} \phi_{ic}} \quad (\text{C.15})$$

Il passo successivo consiste nell'approssimazione del legame ottenuto F/L-D con un legame analitico isteretico generalmente di tipo multi-lineare. La Fig. C-15 mostra, a sinistra con riferimento al modello A, il legame  $V_b-u_c$  per i due versi di spinta relativamente alle distribuzioni di forze del primo, secondo e terzo modo, e relative approssimazioni trilineari. Nella figura si osserva il caso generale in cui l'analisi pure spinta ben oltre il picco entro il tratto discendente, non converge fino al punto di annullamento del taglio alla base, laddove invece arriva il legame trilineare adattato alla curva. Si può quindi verificare durante l'analisi dinamica incrementale seguente il caso in cui lo spostamento massimo dell'oscillatore  $D_{max}$  corrisponda a un spostamento massimo del punto di controllo  $u_c(D_{max})$  superiore a quello massimo  $u_{c,end}$  disponibile nella base dati *db*.

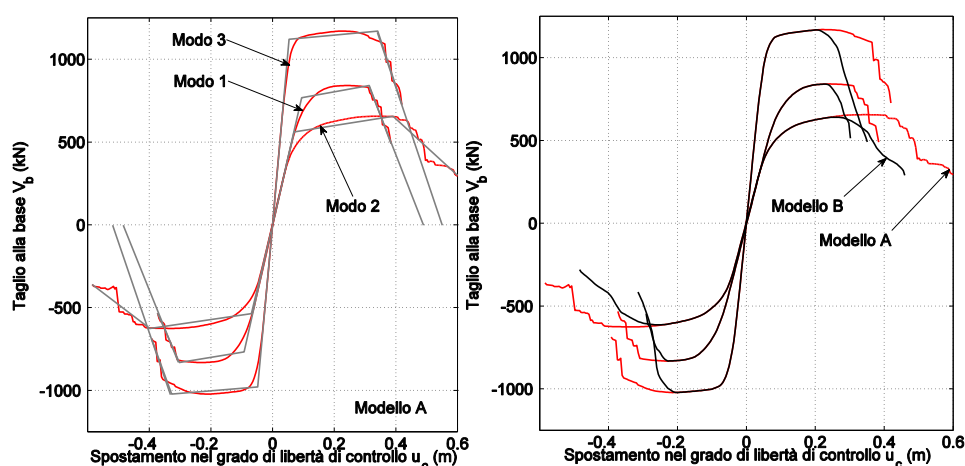


Fig. C-15 Curve di capacità: approssimazione trilineare per il modello A, senza degrado, a sinistra, e confronto tra modello A e modello B con degrado, destra. La tangente negativa nel modello senza degrado è dovuta al contributo geometrico alla rigidità.

La figura, a sinistra, mostra il confronto tra modello A e modello B in termini di curve  $V_b-u_c$  per le tre distribuzioni modali precedenti, che evidenzia come le curve coincidano fino al valore dello spostamento nel grado di libertà di controllo corrispondente alla prima rottura locale, identificata sol dal modello B durante l'analisi.

L'approssimazione della curva  $F/L-D$  mediante un legame multi-lineare può essere svolta in modi diversi. Con riferimento ai modi per i quali l'analisi ha prodotto una curva con un plateau e un tratto a rigidità negativa e, ad esempio, a un legame tri-lineare come quello di Ibarra et al (2005), la cui curva di carico monotono è definita dalle coppie forza-spostamento di tre punti (snervamento, picco o capacità, e ultimo), o da loro trasformazioni, si può procedere come in (Fragiadakis e Vamvatsikos, 2010) determinando prima i parametri dei primi due segmenti (lineare e inelastico), per poi determinare la pendenza negativa del ramo post-picco<sup>29</sup>:

1. Si individua il punto di massimo nella curva  $D_{max}-(F/L)_{max}$
2. Si trovano le rigidità iniziale  $k_{el}$  e post-elastica  $k_h$ , ad esempio con il criterio delle aree uguali (sottese dalla bilineare e dalla curva  $D-F/L$  nel tratto compreso tra  $D = 0$  e  $D = D_{max}$ )
3. Si trova la rigidità post-picco  $k_c$  di un ramo lineare passante per  $D_{max}-(F/L)_{max}$ , di equazione  $F/L-(F/L)_{max} = k_c(D-D_{max})$ , minimizzando lo scarto quadratico medio rispetto alla curva di calcolo nel tratto  $D > D_{max}$ .

Nei casi in cui la curva prodotta dall'analisi presenti andamenti diversi, come può accadere per distribuzioni di spinta corrispondenti ai modi superiori, si dovrà adottare una schematizzazione lineare o bilineare.

Nel caso di modelli con degrado, il legame costitutivo è completato dall'appropriato valore dei parametri di degrado ciclico dell'oscillatore. A rigore la determinazione di tali parametri dovrebbe essere eseguita sottoponendo l'intera struttura a deformazione ciclica imposta: il relativo onere di calcolo sarebbe tuttavia non coerente con l'approssimazione del metodo B. In approssimazione si possono adottare, ad esempio, valori dei parametri di degrado: a) medi su tutti i pilastri della struttura, b) medi sui pilastri del piano più impegnato, se esso risulta evidente dall'esame della deformata inelastica, c) medi pesati con la deformata, ad esempio al picco  $(F/L)_{max}$ . Nell'applicazione si è scelto di adottare il valore medio sui pilastri.

### C.7.1.2 Determinazione della curva di analisi dinamica incrementale

Per ciascuno degli  $n$  modi significativi si procede eseguendo un'analisi dinamica incrementale del corrispondente oscillatore equivalente non simmetrico sottoposto al segnale  $-(a_x + a_y \Gamma_{iy} / \Gamma_{ix})$  o  $-(a_y + a_x \Gamma_{ix} / \Gamma_{iy})$ , a seconda della direzione prevalente del modo in esame.

Il risultato consiste in un insieme di  $n$  curve IDA che esprimono il legame tra l'intensità del sisma  $S$ , in ordinata, e lo spostamento dell'oscillatore  $D$ , in ascissa ("curva IDA").

<sup>29</sup> Nell'applicazione si è di fatto utilizzata una procedura di ottimizzazione che determina contemporaneamente i tre punti di snervamento, picco e ultimo, risultando in un errore complessivo leggermente più basso.

Per ogni curva, utilizzando l'equazione (C.9), è possibile ricavare ad ogni livello di intensità il corrispondente valore dello spostamento nel grado di libertà di controllo  $u_{c,i}(S = s)$ , e con questo è possibile determinare, interpolando nella base dati  $db_i$  (vedi §C.7.1.1), tutte le risposte locali di interesse (in particolare, per l'applicazione in esame, le distorsioni  $\theta$  nei pilastri<sup>30</sup> e gli scorrimenti interpiano  $\Delta$ , come indicato in seguito in §C.8.3) relative al modo  $i$ -esimo.

Nell'eseguire l'interpolazione, allo scopo di ottenere risposte modali ad intensità omogenee per produrre mediante un'appropriata regola di combinazione modale (SRRS o CQC) la risposta complessiva della struttura, è necessario tenere conto del fatto che, in generale, le curve non avranno lo stesso numero di punti e che questi non saranno a livelli omogenei di intensità  $S$ . In particolare, le curve relative a quegli oscillatori equivalenti il cui legame non presenta un tratto a rigidità negativa non avranno un *plateau* corrispondente all'instabilità dinamica (Vamvatsikos e Cornell, 2005) (Han e Chopra, 2006), come mostrato in Fig. C-16 (sinistra). Le quantità di deformazione contenute nella base dati del modo la cui curva IDA presenta un plateau all'intensità inferiore  $s_{\min}$  (il Modo 1 in figura<sup>31</sup>) avranno valori molto elevati all'approssimarsi di tale intensità. Pertanto, qualunque sia la regola di combinazione prescelta, gli spostamenti della struttura saranno condizionati da quelli di tale modo e presenteranno incrementi notevoli per piccole variazioni dell'intensità vicino ad  $s_{\min}$ . Nell'interpolazione<sup>32</sup>, non è quindi necessario considerare intensità superiori a  $s_{\min}$  in quanto la curva globale ha già raggiunto il plateau di instabilità dinamica. Si sceglieranno un numero di punti adeguato a determinare la relazione tra gli indicatori di stato limite (riportati al successivo §C.8.3) e l'intensità  $S$ , equispaziati nell'intervallo di estremi  $S = 0$  e  $S = s_{\min}$  (ad esempio dieci punti), come mostrato in Fig. C-16 (sinistra).

<sup>30</sup> Il fatto che vengano considerati solo i pilastri permette la semplificazione di evitare la sottrazione della risposta dovuta ai carichi gravitazionali da quella di ogni modo, e la sua somma al risultato della combinazione modale, come indicato in (Chopra e Goel, 2002)(Han e Chopra, 2006) e (Reyes a Chopra, 2011).

<sup>31</sup> La figura mostra due curve IDA caratterizzate da un plateau, quelle relative ai modi primo e secondo. La figura rappresenta schematicamente la situazione tipica di un edificio tridimensionale in cui esistono due "primi modi", uno prevalente in direzione X e l'altro in direzione Y. La differenza di intensità massima riflette una differenza nella resistenza tra i due modi. Il terzo modo rappresenta un modo superiore che è incluso in quanto ha una partecipazione ancora non trascurabile, ma comunque ridotta e tale da lasciare la struttura in campo sostanzialmente elastico.

<sup>32</sup> Può accadere che, come indicato in §C.7.1.1, ad alcune intensità prossime a  $s_{\min}$ , lo spostamento  $D_{\max}$  corrisponda a uno spostamento del grado di libertà di controllo superiore a quello massimo  $u_{c,end}$  nella base dati. In questi casi in approssimazione si può *estrapolare* la deformata modale all'ultimo punto  $u_{end}$  amplificandola del fattore  $u_{c(D_{\max})}/u_{c,end}$ .

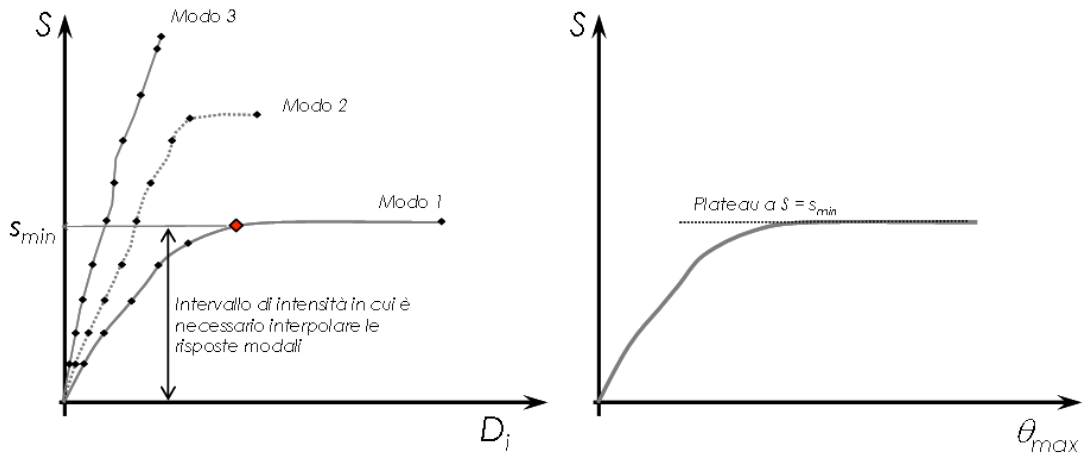


Fig. C-16 Le curve IDA dei modi (a sinistra) e quella dell'intera struttura (a destra).

La figura (a destra) mostra anche la curva IDA corrispondente alla coppia modello-registrazione considerata (combinazione modale), espressa in termini di intensità sismica  $S$  e del parametro comunemente adottato per esprimere la deformazione massima in un edificio,  $\theta_{max}$ . Quest'ultimo è definito nell'applicazione come la distorsione flessionale massima nei pilastri, e cioè come il rapporto scorrimento interpiano massimo depurato della rotazione delle travi. In particolare, l'espressione adottata nell'applicazione è:

$$\theta_{max} = \max_j \max(\theta_{12,j}, \theta_{13,j}) \quad j = 1, \dots, n_{elementi} \quad (C.16)$$

che tiene conto dei due piani di flessione (vedi §4.2 e §C.8.3).

Ottenuta la curva IDA complessiva  $S-\theta_{max}$ , si potrà determinare l'intensità corrispondente al raggiungimento di ogni stato limite,  $s_{SL}$  interpolando al valore unitario del corrispondente indicatore  $Y_{SL} = 1$ . Queste intensità si potranno rappresentare come mostrato in Fig. C-17, dove si mostrano in termini qualitativi sia il caso di modello con degrado, che quello di modello senza degrado.

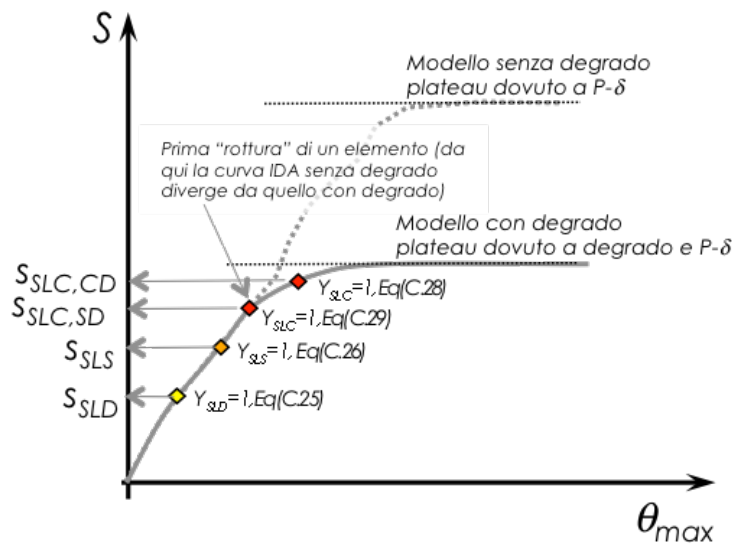


Fig. C-17 La curva IDA dell'intera struttura e la rappresentazione del raggiungimento dei tre SL, per le due modellazioni considerate.

## C.8 Modellazione

### C.8.1 Modellazione della risposta di sito

Come indicato in §2.2.2, la modifica delle caratteristiche del moto associata alla risposta sismica del sito in esame richiede in linea di rigore un'analisi di risposta sismica locale, che tenga in conto l'incertezza sui parametri meccanici del terreno.

In questa applicazione, in via di semplificazione, si è scelto di non trattare questo aspetto e di tenere conto dell'amplificazione con un fattore deterministico indipendente dal periodo di vibrazione e dall'intensità pari a 1.25.

### C.8.2 Modellazione per l'analisi strutturale

Le analisi strutturali (statiche non lineari sul modello tridimensionale e dinamiche non lineari incrementali sugli oscillatori equivalenti) sono state effettuate con il codice di calcolo OpenSees (McKenna et al, 2010).

Non è stato modellato il comportamento dei nodi trave-pilastro.

Travi e pilastri sono stati modellati con un assemblaggio di un elemento elastico e due elementi *zeroLength* alle estremità. Alle due sezioni di estremità sono stati assegnati legami uniassiali indipendenti ai diversi gradi di libertà (lineare in particolare per la torsione). Il legame momento-rotazione adottato è quello trilineare di Ibarra et al (2005) modellato con il legame *ModIMKpeakOriented* (Lignos e Krawinkler, 2012), come mostrato in Fig. C-18a.

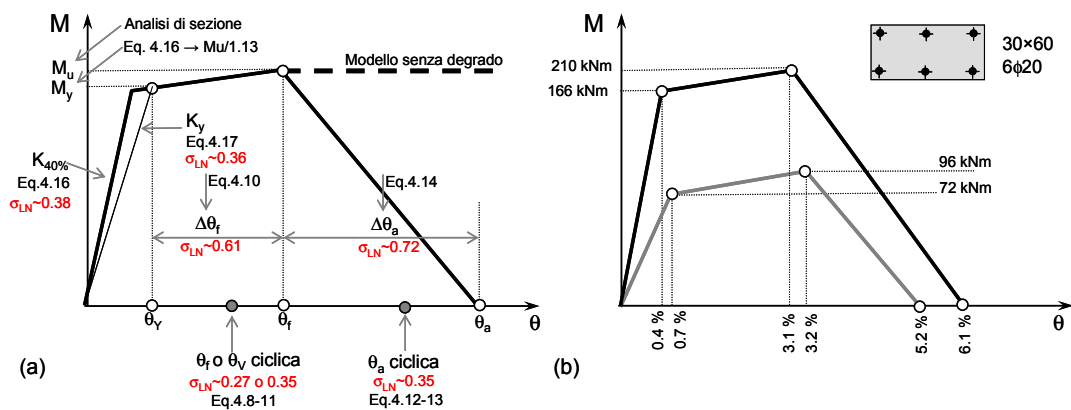


Fig. C-18 Legame costitutivo di cerniera plastica (a) e legami nei due piani di flessione per un pilastro rettangolare (b).

Un'alternativa concettualmente equivalente sarebbe quella di utilizzare l'elemento finito *beamWithHinges* (Scott e Fenves, 2006). La strategia di modellazione adottata è però più robusta sul piano computazionale in quanto lascia sempre all'algorithm globale, sul quale l'utente ha maggiore controllo, il compito di ridurre le forze sbilanciate durante l'analisi. L'analisi è stata infatti svolta anche con l'elemento *BeamWithHin-*

*ges*<sup>33</sup> ottenendo risultati assolutamente comparabili, ma con problemi di convergenza rilevanti.

Per i pilastri si sono stabiliti due legami distinti e indipendenti nei due piani di flessione (Fig. C-18b). Le figure mostrano anche i corrispondenti legami *senza degrado*. I legami sono stati valutati per uno sforzo normale costante pari a zero per le travi e a quello prodotto dai carichi verticali nella combinazione sismica, ottenuto da un'analisi statica sul modello preliminare, per i pilastri.

L'equazione che fornisce il rapporto  $M_u/M_y$  è stata usata per ottenere  $M_y$  da  $M_u$ , e si è trascurata la dispersione, peraltro molto bassa ( $\sigma_{LN} = 0.10$ ). La figura mostra anche le soglie cicliche di deformazione, più basse delle corrispondenti soglie monotone, utilizzate nella determinazione degli indicatori di stato limite come spiegato in §C.8.3. Tali soglie cicliche sono calcolate con i modelli di Zhu *et al* (2007) e per discriminare il collasso per taglio duttile da quello per flessione si è utilizzato il criterio di classificazione fornito dagli autori che prevede rottura a taglio (fragile o duttile) se la percentuale geometrica di armatura a taglio  $\rho_{sh} \leq 0.002$ , oppure se l'elemento è tozzo  $L_v/h \leq 2$  o il rapporto tra taglio plastico  $V_p = 2M_u/L$  e taglio resistente (valutato in accordo al modello di Sezen e Mohele, Eq.4.21) è  $V_p/V_R \geq 1.05$ . Le equazioni indicate sono state utilizzate per determinare le mediane delle quantità corrispondenti, moltiplicate per le variabili aleatorie lognormali descritte in §C.6.2. Nel caso in cui in accordo al criterio indicato la rottura sia risultata a flessione (Modo 3), si è assegnato  $\theta_a = \theta_f$  (in quanto il modello di  $\theta_a$  prevede che la rottura che lo precede sia di Modo 1 o 2).

Per ogni pilastro sono stati anche campionati mediante l'Eq. 4.17,  $N$  valori dell'energia isteretica totale normalizzata  $\gamma$  che entra nel modello di degrado ciclico di Ibarra *et al* (2005).

E' necessario osservare che il parametro di degrado fornito dall'Eq. 4.17 è definito in Haselton *et al* (2007) in accordo a (Rahnama e Krawinkler, 1993) e (Ibarra *et al*, 2005) come il rapporto tra l'energia isteretica totale  $E_t$  e il prodotto  $M_y\theta_y$ . Il modello *ModIMKpeakOriented* utilizzato in OpenSees implementa il legame di Ibarra *et al* modificato da Lignos e Krawinkler (2012), nel quale l'energia isteretica totale è normalizzata rispetto al prodotto  $M_y\theta_p$  tra il momento di snervamento e la parte plastica della rotazione, risultando quest'ultima un parametro più stabile. Infine, l'implementazione *ModIMKpeakOriented* richiede in ingresso il valore della cosiddetta rotazione plastica cumulativa  $\Lambda = \lambda\theta_p$  (Lignos e Krawinkler, 2012). E' quindi necessario tenere conto nell'assegnazione del valore di  $\gamma$  al legame costitutivo di questa differenza:

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{E_t}{M_y\theta_y} \\ \lambda &= \frac{E_t}{M_y\theta_p} \\ \Lambda &= \lambda\theta_p \end{aligned} \right\} \rightarrow \Lambda = \gamma\theta_y \quad (C.17)$$

<sup>33</sup> Nell'assegnare i legami momento-rotazione alle sezioni in questo caso si sono divise le soglie di deformazione per la stessa lunghezza di cerniera plastica richiesta tra i dati di ingresso dall'elemento *beamWithHinges*, per la quale si è adottata l'espressione:  $l_p = 0.1L_v + 0.17h + 0.24\phi f_y / \sqrt{f_c}$

Come indicato in precedenza (§C.7.1.1) ai fini dell'analisi dinamica incrementale all'oscillatore equivalente è stato assegnato il valore medio di  $\gamma$  (in realtà il valore  $\bar{\Lambda} = \bar{\gamma}D_y$ ). La Fig. C-19 mostra la distribuzione di  $\gamma$  sui pilastri della struttura per due delle  $N$  simulazioni.

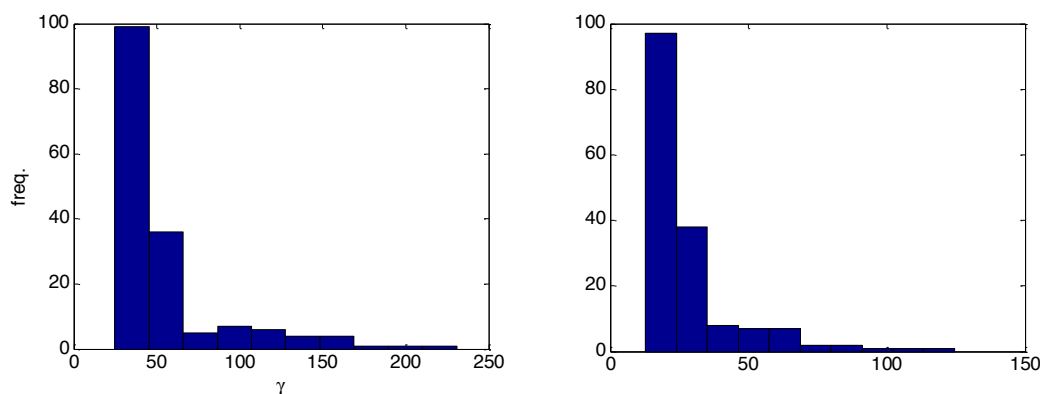


Fig. C-19 Distribuzione di  $\gamma$  sui pilastri per due delle  $N=30$  simulazioni.

Le tamponature sono state modellate, nel ramo corrispondente dell'albero logico per il caso di modello *con degrado*, mediante bielle equivalenti. Tra le possibili modellazioni alternative a bielle (Asteris *et al*, 2011) si è scelta la più semplice, con due sole bielle che uniscono i nodi trave-pilastro. Questa modellazione non permette di cogliere effetti locali di incremento di taglio su travi e pilastri, ma consente di descrivere l'effetto sulla risposta globale di una distribuzione irregolare in pianta ed elevazione dei pannelli.

Alle bielle equivalenti è stata assegnata una sezione di larghezza pari all'effettivo spessore  $t = 0.15\text{m}$  della parte in muratura piena e altezza  $w$  determinata in funzione della lunghezza della biella  $d$  in accordo a (Bertoldi *et al*, 1993):

$$\frac{w}{d} = \frac{K_1}{\lambda^* H} + K_2 \quad (\text{C.18})$$

nella quale  $H$  è l'altezza del campo di telaio tamponato e  $\lambda^*$  è un parametro di rigidità relativa tamponatura-telaio proposto da Stafford-Smith (1962, 1966) dato dall'espressione:

$$\lambda^* = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I H_m}} \quad (\text{C.19})$$

dove  $E_m = 5 \text{ GPa}$  ed  $E_c$  sono rispettivamente i moduli di Young di muratura e calcestruzzo,  $\theta$  l'angolo di inclinazione della diagonale rispetto all'orizzontale,  $I$  il momento d'inerzia dei pilastri adiacenti e  $H_m$  l'altezza libera della tamponatura. I due parametri  $K_1$  e  $K_2$  si determinano in funzione del prodotto  $\lambda^* H$  (Tabella C-7).

Tabella C-7. Parametri  $K_1$  e  $K_2$  del modello di biella equivalente.

Coefficiente	$\lambda^* H < 3.13$	$3.13 < \lambda^* H < 7.85$	$7.85 < \lambda^* H$
$K_1$	1.300	0.707	0.470
$K_2$	-0.178	0.010	0.040

La resistenza a compressione della biella equivalente può essere ottenuta come prodotto:

$$N_u = t \cdot w \cdot \min(\sigma_u) \quad (C.20)$$

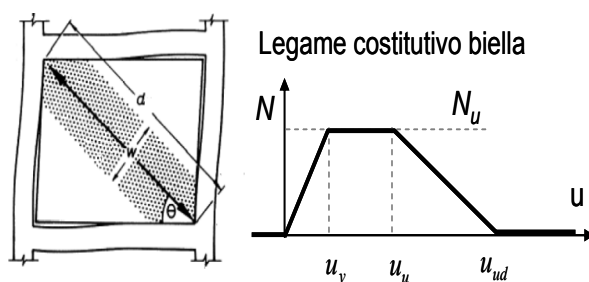
tra l'area della sezione trasversale della biella e la tensione di rottura minima tra quelle corrispondenti ai quattro meccanismi (Bertoldi *et al*, 1993) riportate in Tabella C-8, nella quale  $f_m = 1$  MPa e  $\tau_m = 0.3$  MPa sono le resistenze a compressione e taglio della muratura, e  $\tau_g = 0.2$  MPa è la resistenza allo scorrimento nei giunti.

Massa, e rigidezza e resistenza delle tamponature possono essere ridotte tenendo conto della effettiva posizione e dimensioni delle aperture presenti seguendo le indicazioni in Decanini *et al*. (1994). Nel caso in esame, peraltro, le aperture sono state trascurate in quanto di modeste dimensioni.

**Tabella C-8. Resistenza per i quattro meccanismi di rottura.**

Meccanismo	Tensione di rottura
Trazione diagonale	$\sigma_u = (0.6\tau_m + 0.3f_m) / \left( \frac{K_1}{\lambda^* h} + K_2 \right) = \frac{d}{w} (0.6\tau_m + 0.3f_m)$
Scorrimento dei giunti	$\sigma_u = \frac{d}{w} [(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) \tau_g + 0.3 f_m]$
Compressione negli angoli	$\sigma_u = \frac{f_m 1.12 \sin \theta \cos \theta}{K_1 (\lambda^* h)^{-0.12} + K_2 (\lambda^* h)^{0.88}}$
Compressione diagonale	$\sigma_u = \frac{1.16 f_m \tan \theta}{K_1 + K_2 \lambda^* h}$

Il legame costitutivo, mostrato in Fig. C-20, è completato dai valori degli spostamenti  $u_d$  e  $u_u$  che segnano rispettivamente la fine del tratto "plastico" con l'inizio del degrado e il collasso del pannello. Questi spostamenti sono stati definiti su indicazioni di letteratura pari a 2 e 4 volte lo spostamento al limite elastico  $u_y = N_u/k$  (dove la rigidezza  $k$  della biella è pari a  $E_m w t / d$ ).



**Fig. C-20 Legame costitutivo delle bielle equivalenti di tamponatura.**

Per quanto riguarda infine l'incertezza sulle proprietà delle tamponature, come indicato in §C.6.2, non sono state modellate come variabili aleatorie le proprietà meccaniche del materiale muratura. Si utilizzano due variabili, che descrivono rispettivamente l'effetto dell'incertezza di materiali e modello sulla resistenza,  $\varepsilon_{N_u}$ , e sulla deformabilità/duttilità,  $\varepsilon_{U_u}$ .



### C.8.3 Indicatori di stato limite

In questa sezione si riportano le espressioni degli indicatori di stato limite adottati nell'applicazione. Le espressioni sono quelle indicate in §2.5, adattate al caso in esame. In particolare, le quantità di risposta locale considerate sono, per gli elementi strutturali, la distorsione flessionale  $\theta$  relativamente ai pilastri, e per gli elementi non strutturali (le tamponature), lo scorrimento interpiano  $\Delta$ .

Per tenere conto dello stato di deformazione biassiale e della differente capacità di deformazione nei due piani di flessione dei pilastri (vedi §4.2), si adotta il rapporto domanda/capacità biassiale fornito dall'espressione:

$$y_{j,SL} = \sqrt{\left(\frac{\theta_{j,12}}{\theta_{SL,j,12}}\right)^2 + \left(\frac{\theta_{j,13}}{\theta_{SL,j,13}}\right)^2} \quad (C.21)$$

nel quale  $\theta_{j,12}$  e  $\theta_{j,13}$  sono le distorsioni flessionali totali (ottenute per combinazione dei contributi modali come indicato in §C.7.1.2) nei due piani di flessione 1-2 e 1-3, e le corrispondenti capacità sono, per lo SLD:

$$\theta_{SLD} = \theta_y \quad (C.22)$$

e per lo SLS:

$$\theta_{SLS} = \theta_f \text{ o } \theta_V \quad (C.23)$$

nella quale vale il limite a flessione o quello a taglio in accordo al criterio indicato in §C.8.2.

Per lo SLC, si deve distinguere il caso di modello con degrado da quello di modello senza degrado. Nel primo caso il modo di collasso per perdita di portanza verticale a seguito di una rottura a taglio, non è modellato e pertanto viene controllato a posteriori mediante il rapporto (biassiale) tra la distorsione angolare domanda e la corrispondente capacità ciclica fornita dal modello di Zhu et al (2007), riportata in §4.4.4.3:

$$\theta_{SLC,a} = \theta_{a,Zhu} \quad (C.24)$$

Nel caso di modello senza degrado si deve definire invece un rapporto D/C locale biassiale  $y_{SLC,fV}$  che esprima il superamento della duttilità massima disponibile e l'inizio del degrado non modellato pari a  $\theta_{SLC,fV} = \theta_{f,Zhu}$  o  $\theta_{SLC,fV} = \theta_{V,Zhu}$  in accordo al criterio indicato in §C.8.2.

Il raggiungimento dello stato limite di danno viene quantificato mediante l'indicatore (vedi Eq.2.5):

$$Y_{SLD} = \max\left(\max_{\text{pilastri}} y_{SLD}; \max_{NS} \frac{\Delta_i}{\Delta_{Ci}}\right) \quad (C.25)$$

in cui la capacità delle tamponature in termini di scorrimento interpiano è 0.006.

Il raggiungimento dello stato limite di danno severo viene quantificato mediante l'indicatore (vedi Eq.2.7):

$$Y_{SLS} = \alpha_S \frac{1}{N_S} \sum_S c(y_{SLS}) + (1 - \alpha_S) \frac{1}{N_{NS}} \sum_{NS} c\left(\frac{\Delta}{\Delta_C}\right) \quad (C.26)$$

nel quale è stato assunto il valore  $\alpha_S = 0.3$ , e le funzioni di costo hanno le espressioni seguenti<sup>34</sup>:

$$c(y_{SLS}) = \min\left(1; \frac{y_{SLS}}{0.5}\right) \quad c\left(\frac{\Delta}{\Delta_C}\right) = \min\left(1; \frac{\Delta}{0.01}\right) \quad (C.27)$$

che variano linearmente tra 0 e 1, rispettivamente per  $y_{SLS}$  compreso tra 0 e 0.5 (cioè il costo convenzionale di riparazione uguaglia quello di sostituzione già al 50% della deformazione ultima, di taglio o flessione) e  $\Delta$  compreso tra 0 e 1%, per poi rimanere costanti.

Il raggiungimento dello stato limite di collasso viene quantificato nel modello *con degrado* mediante l'indicatore (vedi Eq.2.10):

$$Y_{SLC} = \max\left[1.2 - \frac{dS/d\theta_{\max}}{(dS/d\theta_{\max})_0}; \max_{\text{pilastri}} y_{j,SLC,a}\right] \quad (C.28)$$

Nel modello *senza degrado* l'indicatore utilizzato è (vedi Eq.2.8):

$$Y_{SLC} = \max_{\text{pilastri}} y_{j,SLC,IV} \quad (C.29)$$

in cui i rapporti D/C sono calcolati con riferimento ai soli pilastri. L'indicatore precedente definisce il collasso in termini cautelativi come l'esaurimento della duttilità disponibile da parte del primo pilastro. Le capacità utilizzate sono quelle cicliche fornite dai modelli di Zhu *et al* (2007).

## C.9 Risultati

In questo paragrafo si descrivono e commentano i risultati relativi ai tre modelli analizzati, denominati rispettivamente:

- Modello A: modello *senza degrado*
- Modello B: modello *con degrado*, senza tamponature (primo ramo dell'albero logico)
- Modello C: modello *con degrado* e tamponature (secondo ramo dell'albero logico)

I risultati relativi ai modelli B e C sono combinati con la tecnica dell'albero logico per ottenere la stima finale del rischio nel caso di modello con degrado.

### C.9.1 Modello A

La modellazione senza degrado rappresenta l'attuale stato dell'arte, come già osservato in §C.1. Per questa modellazione si è scelto di non considerare alternative di modellazione da pesare con la tecnica dell'albero logico e pertanto il punto 6 della procedura illustrata in §C.3 è svolto una sola volta.

Si è proceduto campionando  $N = 30$  strutture (§C.6.2), associate alle 30 registrazioni selezionate, ed effettuando per ognuna l'analisi modale. In tutti i casi sono risultati

<sup>34</sup> Il valore adottato per  $\alpha_S$  è relativamente alto e corrisponde alle caratteristiche dell'edificio scolastico considerato, nel quale il valore economico del contenuto e degli impianti è ridotto.

sufficienti tre modi di vibrazione. Per ognuno di essi si è effettuata l'analisi di spinta con verso positivo e negativo. La Fig. C-21 riporta in forma sintetica i risultati di tali analisi, mostrando le 30 curve per i due versi (60 analisi) relative a ogni modo da sinistra a destra.

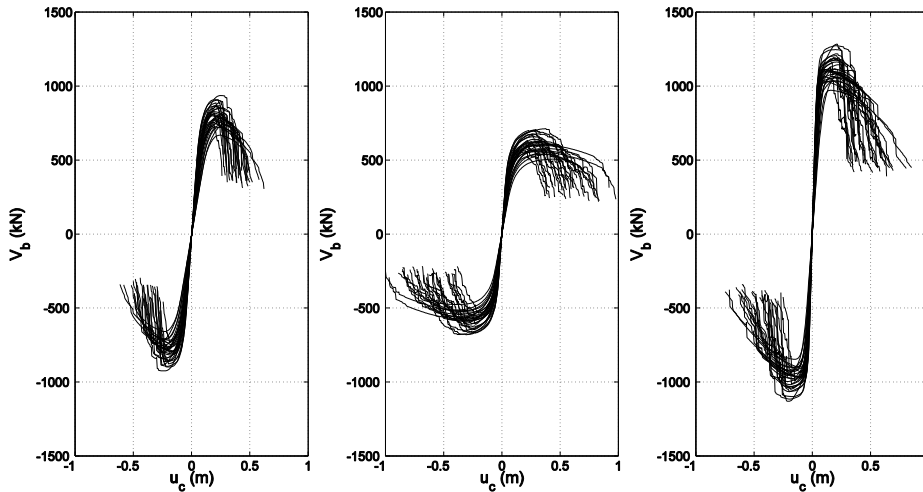
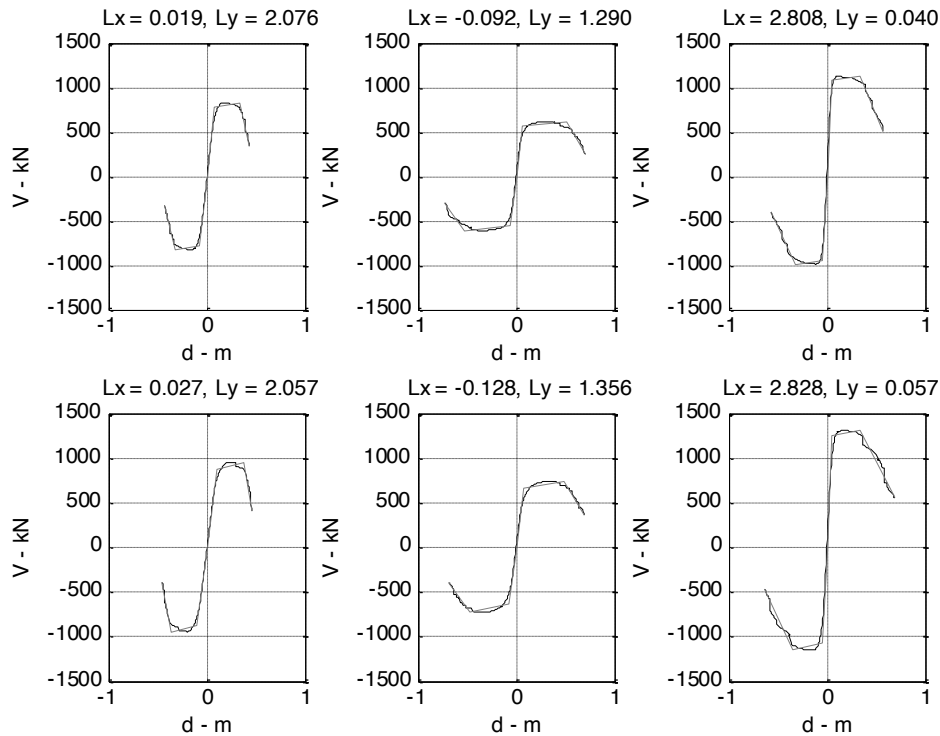


Fig. C-21 Modello A: Dispersione nelle curve di capacità per i tre modi significativi.

La figura permette di valutare l'effetto delle incertezze modellate (§C.6.2) sulla risposta della struttura. In particolare, si osserva come l'effetto sia crescente passando dalla rigidità iniziale, alla resistenza di picco, alla deformabilità ultima.

In questo caso la rigidità negativa nel ramo post-picco è dovuta esclusivamente alla non linearità geometrica.

La Fig. C-22 mostra in maggiore dettaglio le curve delle tre analisi di spinta modale, per due dei 30 modelli. Nella figura sono riportate anche le approssimazioni trilineari e i fattori  $L$  relativi alle due direzioni ortogonali in pianta (§C.7.1), proporzionali al peso che ciascuna componente del moto ha nell'analisi dinamica del corrispondente oscillatore.



**Fig. C-22 Modello A: Dettaglio delle curve di capacità e delle corrispondenti approssimazioni trilineari relative ai tre modi significativi (da sinistra a destra) e per due dei 30 modelli campionati (alto e basso).**

Ulteriori dettagli relativi all'analisi di spinta, con delle deformate della struttura e l'indicazione del livello di impegno inelastico, come anche sull'analisi dinamica del singolo oscillatore, sono riportati per brevità con riferimento al solo modello B in §C.9.3.

La Fig. C-23 mostra le curve IDA della struttura (ottenute per combinazione delle curve IDA modali, come indicato in §C.7.1.2) per i 30 modelli analizzati. Su ogni curva sono collocati tre punti che indicano le coppie intensità-risposta globale per le quali si raggiungono, relativamente al modello e alla registrazione corrispondente, gli stati limite di danno (verde), danno severo (blu) e collasso (rosso). La relazione tra l'intensità del sisma e gli indicatori di stato limite è mostrata in dettaglio nella Fig. C-24, nella quale i punti che marcano il raggiungimento dello stato limite sono ovviamente allineati sulla verticale al valore unitario del corrispondente indicatore. In figura sono anche riportati i valori della media e della deviazione standard del logaritmo dell'intensità  $S_{Y=1}$ , parametri della curva di fragilità.

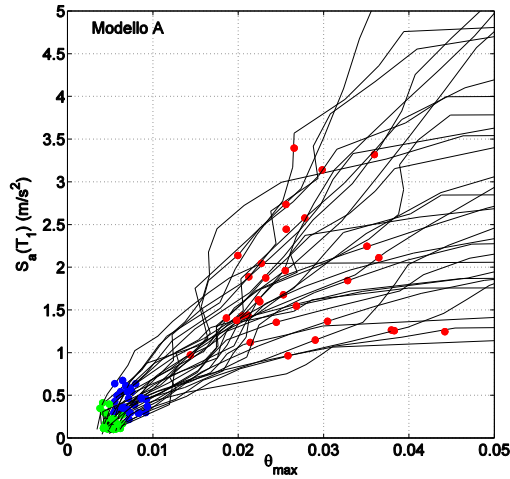


Fig. C-23 Modello A: Curve di analisi dinamica incrementale della struttura (combinazione delle curve modali, vedi Fig. C-16).

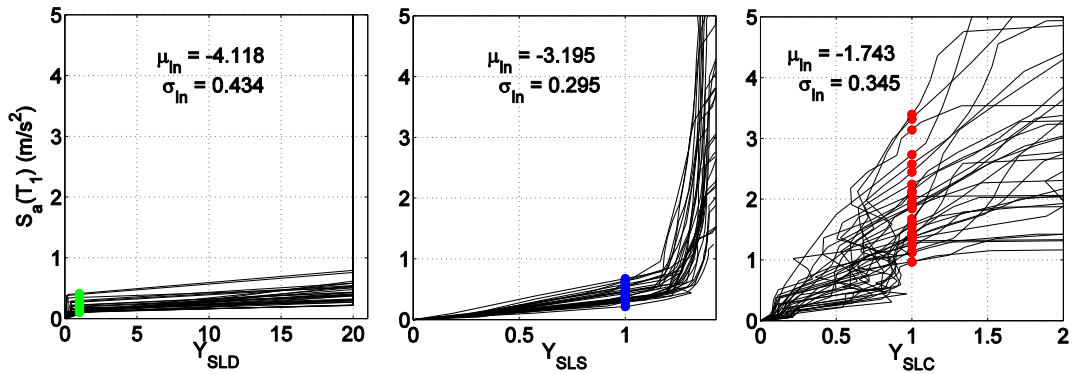


Fig. C-24 Modello A: Dettaglio delle curve di analisi dinamica incrementale, relazione intensità-indicatore di stato limite.

Le curve di fragilità relative ai tre stati limite sono mostrate in alto in Fig. C-25. Tali curve, integrate con la pericolosità del sito per l'ordinata spettrale al periodo medio dei 30 modelli, mostrata in basso nella stessa figura, conducono alle frequenze medie annue di superamento dei tre stati limite. In figura queste frequenze sono indicate con tre marcatori di colore uguale a quello usato in precedenza.

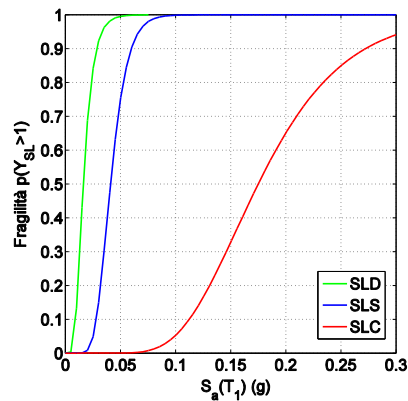


Fig. C-25 Modello A: Curve di fragilità per i tre SL.

## C.9.2 Modelli con degrado (modelli B e C)

Per questa modellazione si sono considerate due alternative, incluse con pesi uguali nell'albero logico. La presentazione dei risultati segue le modalità utilizzate per il modello A.

Per ognuno dei due rami dell'albero si è proceduto campionando come in precedenza  $N = 30$  strutture. Anche in questo caso sono risultati sufficienti tre modi di vibrazione. La Fig. C-26 e la Fig. C-27 riportano, rispettivamente per il modello B e C, le 30 curve per i due versi (60 analisi) relative ai tre modi. Si osserva come l'introduzione delle tamponature incrementi la resistenza (il massimo nella scala del taglio alla base è pari a 1500 kN nel modello B, e pari a 2000 kN nel modello C). Data la disposizione periferica e sufficientemente regolare in pianta delle tamponature, l'incremento di rigidità è proporzionalmente maggiore per il modo torsionale che passa da secondo modo nel modello B a terzo modo nel modello C.

Anche in questo caso l'effetto delle incertezze è crescente passando dalla rigidità iniziale, alla resistenza di picco, alla deformabilità ultima.

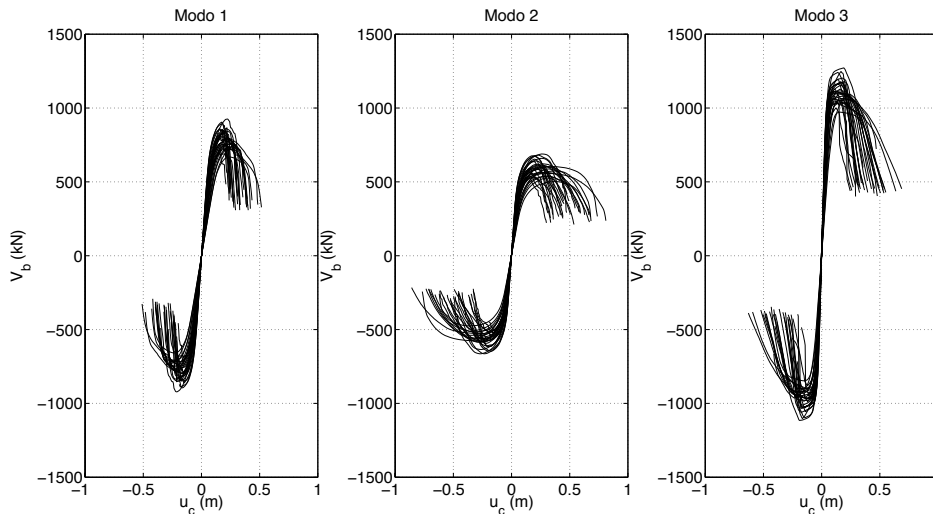


Fig. C-26 Modello B: Dispersione nelle curve di capacità per i tre modi significativi.

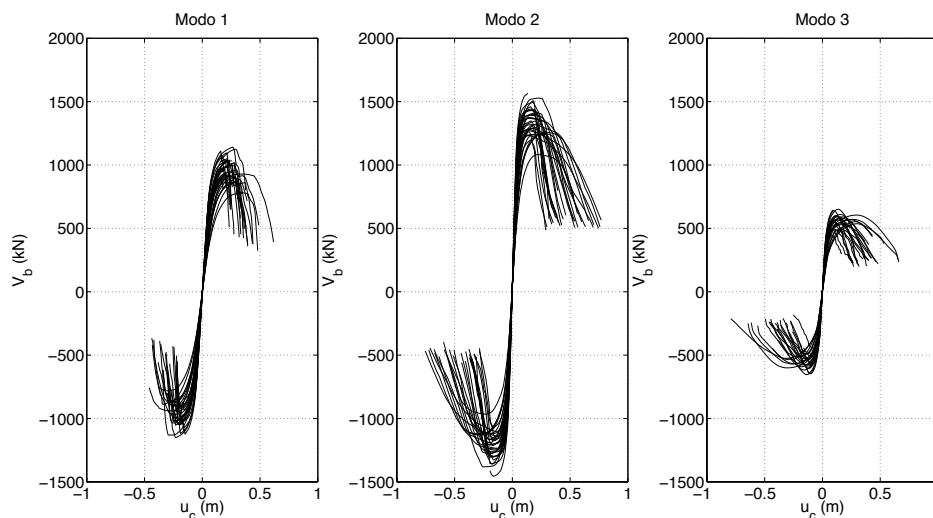
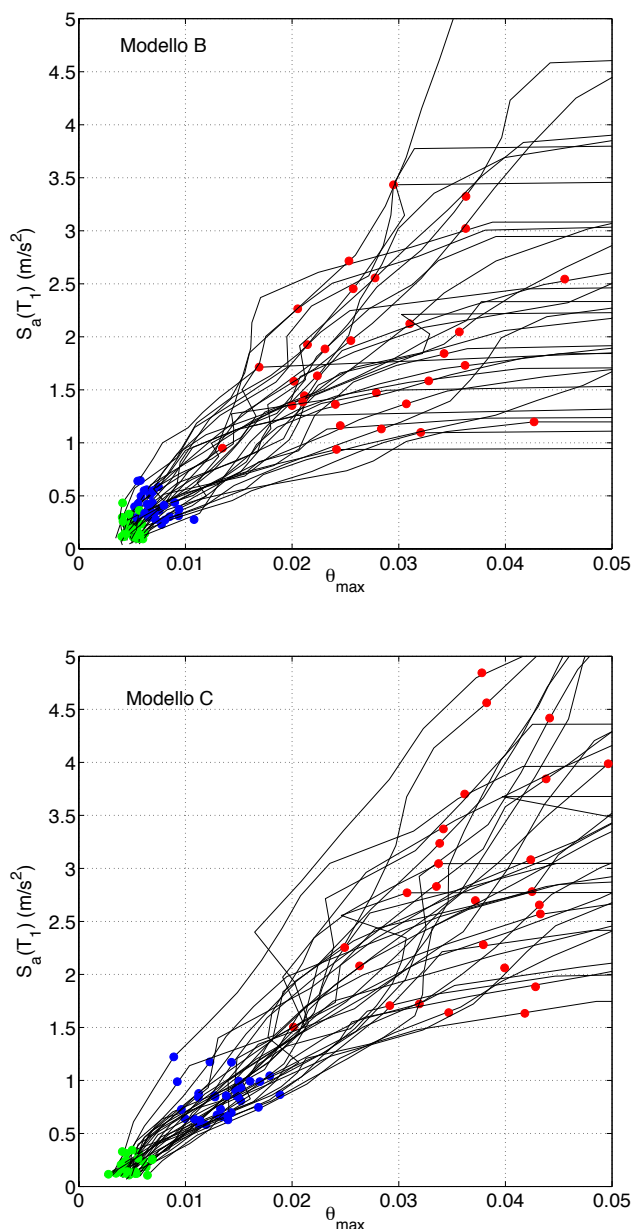


Fig. C-27 Modello C: Dispersione nelle curve di capacità per i tre modi significativi.

La Fig. C-28 mostra le curve IDA della struttura per i 30 modelli analizzati, per il ramo B (sopra) e il ramo C (sotto) dell'albero logico. Come in precedenza, i tre punti indicano il raggiungimento degli stati limite di danno (verde), salvaguardia della vita (blu) e collasso (rosso). Gli effetti più evidenti dell'introduzione delle tamponature sono un incremento dell'intensità di collasso, con valori massimi (le ordinate dei punti rossi più alti) che passano da meno di 3 m/s<sup>2</sup> a più di 4.5 m/s<sup>2</sup>, e un aumento della dispersione di tali valori. Si nota inoltre che, in particolare nel caso B, vi è una sovrapposizione tra gli insiemi di punti corrispondenti a SL diversi: all'interno di ciascuna analisi naturalmente i punti sono sempre nella sequenza corretta.



**Fig. C-28 Modelli B (sopra) e C (sotto):** Curve di analisi dinamica incrementale della struttura (combinazione delle curve modali, vedi Fig. C-16).

La relazione tra l'intensità del sisma e gli indicatori di SL è mostrata in dettaglio per entrambi i rami nella Fig. C-29, nella quale sono anche riportati i valori della media e

della deviazione standard del logaritmo dell'intensità  $S_{Y=1}$ , parametri della curva di fragilità.

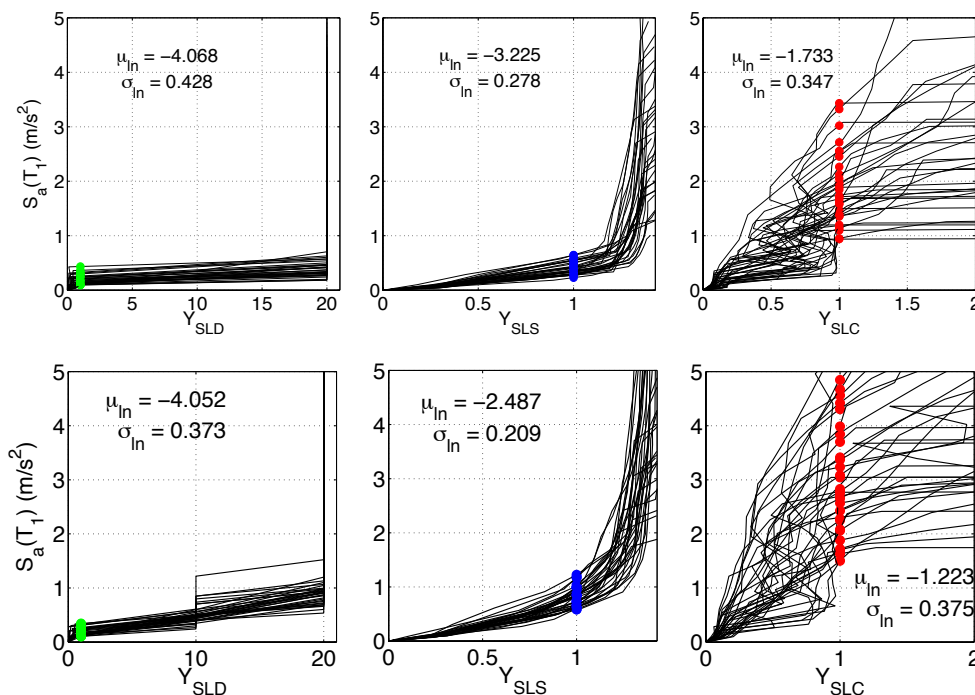


Fig. C-29 Modelli B (sopra) e C (sotto): Dettaglio delle curve di analisi dinamica incrementale, relazione intensità-indicatore di stato limite.

Le curve di fragilità relative ai tre stati limite sono mostrate in alto in Fig. C-30 per il modello B e Fig. C-31 per il modello C. Tali curve, integrate con la pericolosità del sito per l'ordinata spettrale al periodo medio dei 30 modelli, conducono alle frequenze medie annue di superamento dei tre stati limite.

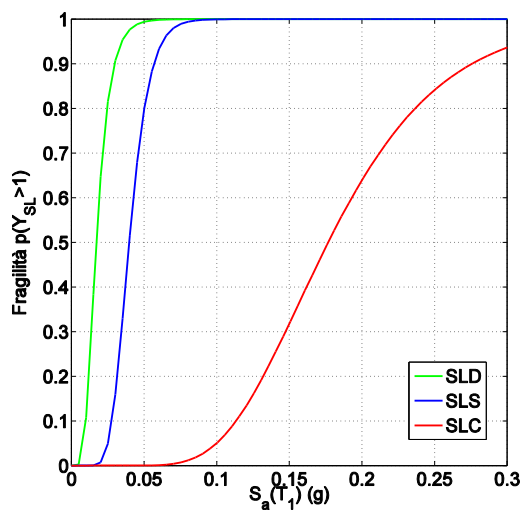


Fig. C-30 Modello B: Curve di fragilità per i tre SL.



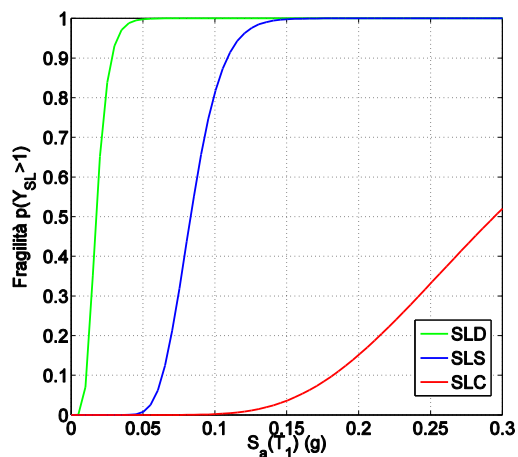


Fig. C-31 Modello C: Curve di fragilità per i tre SL.

### C.9.3 Ulteriori dettagli dell'analisi (modello B)

La Fig. C-32 illustra l'analisi di spinta di uno dei 30 modelli nel verso positivo del modo 3, del tipo già mostrato in Fig. C-15 e Fig. C-22. Sulla curva di capacità, mostrata in alto a sinistra, sono indicati tre punti caratteristici: lo snervamento, il picco (duttilità massima) e un punto intermedio sul ramo a rigidità negativa.

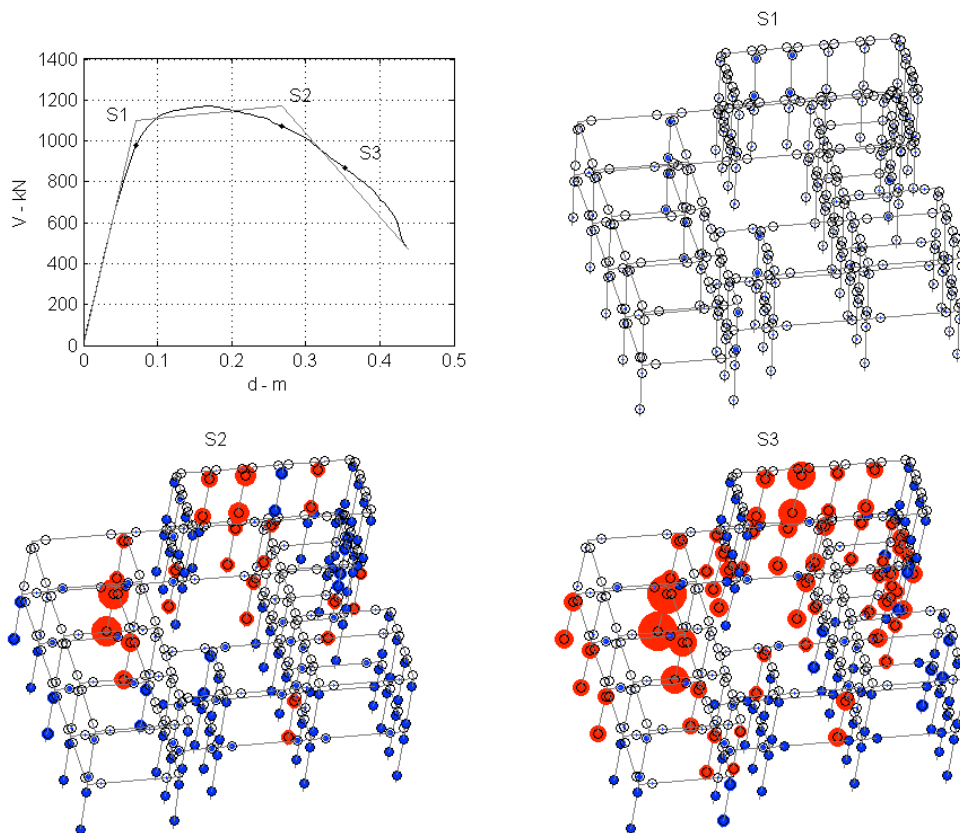


Fig. C-32 Curva di capacità e deformati corrispondenti ai tre punti: snervamento, picco e intermedio sul ramo di degrado.

Le corrispondenti deformate dell'edificio sono mostrate negli altri tre diagrammi, nei quali è anche evidenziato il livello di impegno deformativo nelle cerniere plastiche, seguendo la convenzione già adottata in (Haselton e Deierlein, 2007). Le zone di potenziale cerniera plastica sono indicate con cerchi neri vuoti alle estremità degli elementi. Il livello di impegno è rappresentato con un altro cerchio, di colore blu, il cui diametro cresce al crescere del rapporto bidirezionale:

$$y_j = \sqrt{\left(\frac{\theta_{j,12}}{\theta_{picco,j,12}}\right)^2 + \left(\frac{\theta_{j,13}}{\theta_{picco,j,13}}\right)^2} \quad (C.30)$$

dove la distorsione flessionale  $\theta$  di picco (duttilità massima) è pari a  $\theta_f$  o  $\theta_V$  a seconda della modalità di rottura dell'elemento. Quando  $y_j = 1$ , il diametro del cerchio è pari a quello del cerchio vuoto. Al crescere ulteriore della deformazione il diametro aumenta e il colore cambia in rosso (che segnala quindi il ramo discendente del legame costitutivo).

Si osserva come, in particolare allo stato S3 sul ramo discendente, il diametro dei cerchi rossi in alcuni elementi sia molto elevato, anche pari a più di tre volte quello del cerchio nero. Questo è possibile in quanto il modo di collasso assiale ( $\theta > \theta_a$ ) non è modellato e quindi l'analisi prosegue con redistribuzione del taglio dell'elemento agli elementi adiacenti (il fatto che i risultati nei punti successivi siano fittizi, in quanto l'elemento avrebbe perso la sua portanza verticale, non costituisce un problema poiché tale modo di collasso è rilevato a posteriori mediante l'indicatore di stato limite, Eq. C.28).

Nella Fig. C-33 sono riportati a titolo illustrativo alcuni aspetti relativi all'analisi dinamica incrementale di uno degli oscillatori equivalenti. In particolare, le storie temporali dello spostamento  $D$  per tre diverse intensità dell'eccitazione sono mostrate in alto, mentre in basso sono riportati i cicli forza-deformazione corrispondenti.

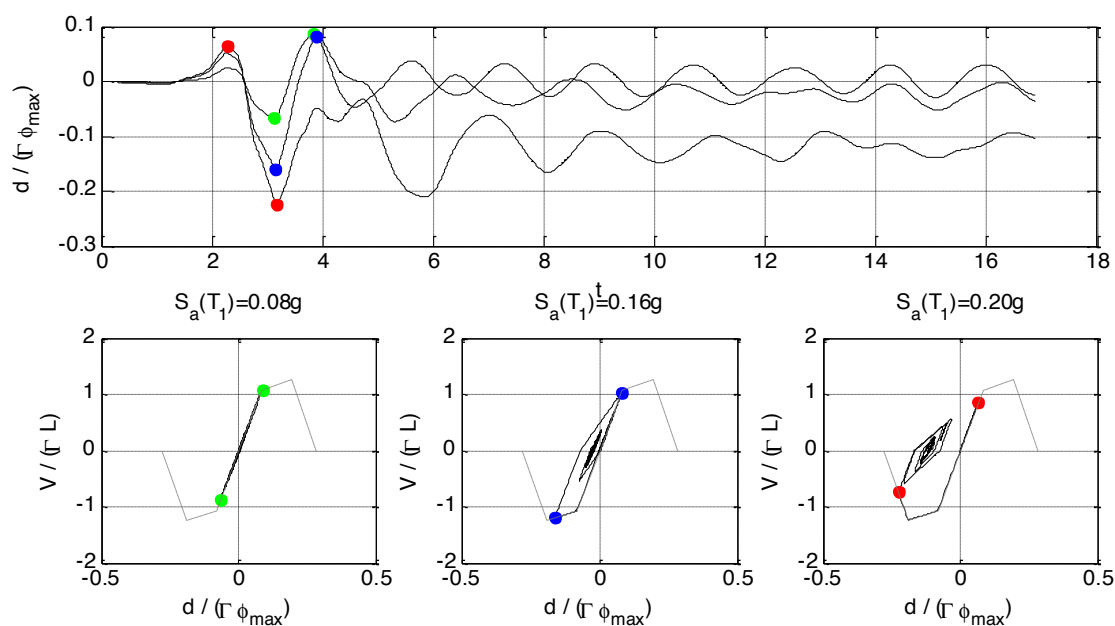


Fig. C-33 Esempio di risposta ciclica degradante dell'oscillatore equivalente (struttura e segnale n°1): storie temporali di risposta in spostamento per tre diverse intensità (alto), cicli forza-deformazione per l'intensità inferiore (basso, sinistra), media (basso, centro) e per l'intensità superiore (basso, destra).

## C.10 Conclusioni

I risultati delle analisi svolte sono condensati nella Tabella C-9. L'aspetto che appare di maggiore evidenza è la modesta sensibilità dei risultati rispetto alla modellazione.

**Tabella C-9. I risultati dei tre modelli a confronto.**

	A (senza deg.)	B (degrado/nudo)	C (degrado/tamp.)	Degrado (combinato)
$T_1$ (s)	1.52	1.52	1.16	-
$\lambda_{SLD}$	0.0315	0.0304	0.0383	0.0343
$\lambda_{SLS}$	0.0127	0.0131	0.0078	0.0104
$\lambda_{SLC}$	<b>0.00119</b>	<b>0.00117</b>	0.0009	0.0010

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto da un Gruppo di studio così composto:

Coordinatore:

PINTO Prof. Paolo Emilio

Gruppo di studio:

CATTARI Serena <sup>b)</sup>	Università degli studi di Genova
FRANCHIN Paolo <sup>a)</sup>	Università degli studi di Roma La Sapienza
IERVOLINO Iunio <sup>c)</sup>	Università degli studi di Napoli Federico II
LAGOMARSINO Sergio <sup>b)</sup>	Università degli studi di Genova
PINTO Paolo Emilio <sup>a)</sup>	Università degli studi di Roma La Sapienza
BAZZURRO Paolo <sup>d)</sup>	Istituto Universitario di Studi Superiori, Pavia
MAGENES Guido <sup>d)</sup>	Università degli studi di Pavia
PAOLUCCI Roberto <sup>d)</sup>	Politecnico di Milano

- a) per i capitoli 1, 2 e 4, e le appendici A e C
- b) per la sezione 2.6.4, il capitolo 3 e le appendici A.1.1.1, A.5 e B
- c) per l'appendice A.4
- d) per la revisione finale successiva all'inchiesta pubblica

Il presente Documento Tecnico è stato prodotto con il contributo del Dipartimento della Protezione Civile nell'ambito del Progetto Esecutivo DPC-Reluis 2010-2013.

Il presente Documento Tecnico è stato approvato in versione preliminare il 10/10/2013 e in versione definitiva in data 14/5/2014, a conclusione dell'inchiesta pubblica, con le modifiche che ne sono scaturite, dalla "Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni" del Consiglio Nazionale delle Ricerche, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II"- Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II"- Napoli
MACERI Prof. Franco	- Università "Tor Vergata" - Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università "Federico II"- Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università "La Sapienza" - Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ROYER CARFAGNI Prof. Gianni	- Università di Parma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SCAPPELLI Prof. Giuseppe	- Università di Parma
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
VINCI Arch. Roberto	- Consiglio Nazionale delle Ricerche
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento

