

UNIVERSITA DI NAPOLI FEDERICO II

TESI DI DOTTORATO IN RISCHIO SISMICO

COORDINATORE PROF. ALDO ZOLLO

XXIII CICLO



FRANCESCO CACACE

**FATTORI TIPOLOGICI DI VULNERABILITÀ E
MECCANISMI DI COLLASSO.**

**UNA PROCEDURA SINTETICA DI VALUTAZIONE DELLA
RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI.**

TUTOR PROF. GIULIO ZUCCARO

2011

*a Rosanna,
Ilaria,
Chiara.*

Ringraziamenti

Ringrazio Stefano Nardone, Daniela De Gregorio, Massimo Rauci e tutto lo staff del PLINIVS

Grazie a Giulio per la pazienza e l'affetto.

Abstract :

Viene sviluppata una procedura per la stima della vulnerabilità sismica di edifici in muratura.

Il lavoro ha l'obiettivo di correlare le caratteristiche tipologico-strutturali degli edifici in muratura con la probabilità di innesco dei meccanismi di collasso.

A tale fine si effettua una analisi "Monte Carlo" che calcola iterativamente modelli di edifici facendone variare le caratteristiche e valutando le variazioni di performance.

Si perviene in tal modo alla costruzione di curve di vulnerabilità per le classi tipologiche macrosismiche espresse in funzione dell'accelerazione al suolo.

Keywords:

muratura, meccanismi di collasso, vulnerabilità, caratteristiche tipologiche.

Indice

ABSTRACT :	7
INDICE	9
CAPITOLO 1	11
1. GENERALITA'	11
1.1 INTRODUZIONE	11
1.2 RISCHIO SISMICO	12
1.2.1 <i>Pericolosità</i>	12
1.2.2 <i>Vulnerabilità</i>	14
REFERENCES	16
CAPITOLO 2	17
METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	17
2.1 VULNERABILITÀ E PROBLEMATICHE DI SCALA	17
2.2 CENNI STORICI	20
2.2.1 <i>Il lavoro di analisi sistematica del danno causato dal sisma Irpino del 1980 e la metodologia GNDT di 1° livello</i>	21
2.2.2 <i>Lo studio dei fattori di vulnerabilità e la metodologia GNDT di 2° livello</i>	26
2.2.3 <i>L'evoluzione successiva delle tecniche di 1° livello</i>	30
2.3 APPROCCIO MECCANICO BASATO SU PUSHOVER SEMPLIFICATO	32
2.3.1 <i>Il metodo HAZUS</i>	32
2.3.2 <i>Valutazione semplificata della vulnerabilità di edifici in c.a.</i>	35
2.3.3 <i>DBELA – Displacement Based Earthquake Loss Assessment</i>	38
2.3.4 <i>SP-BELA – Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment</i>	40
REFERENCES	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
CAPITOLO 3	45
OBIETTIVO DELLA TESI	45
3.1 SUPERAMENTO DELL'INTENSITA' MACROSISMICA COME PARAMETRO DI SCUOTIMENTO	45
3.2 CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE E FATTORI DI VULNERABILITÀ :LA PROCEDURA "SAVE" DI PRIMO LIVELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ	46
3.2.1 Premessa – classificazione di vulnerabilità EMS e fattori modificatori	46

2.2	<i>Classificazione degli edifici secondo la tipologia della struttura verticale</i>	47
2.3	<i>Individuazione del peso di ciascun parametro sulla vulnerabilità</i>	49
3.3	CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE E MECCANISMI DI COLLASSO: LA CLASSIFICAZIONE DEL DANNO SISMICO SECONDO LA METODOLOGIA “MEDEA”	56
3.2	ANALISI DEL DANNO SISMICO PER MECCANISMI: LA SCHEDA MEDEA	59
3.2.1	<i>La scheda MEDEA</i>	59
3.2.2	<i>Analisi critica del danno sismico con metodologia MEDEA</i>	60
CAPITOLO 4		66
	MODELLO ITERATIVO DI CALCOLO	66
4.1	PROCEDURA DI SIMULAZIONE MONTE CARLO	66
4.2	GENERAZIONE ITERATIVA DI EDIFICI VIRTUALI	67
4.3	MODELLI DI CALCOLO PER L’ATTIVAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO	75
4.3.1	<i>Premessa</i>	75
4.3.2	<i>Meccanismi nel piano</i>	78
4.3.2	<i>Meccanismi fuori dal piano</i>	89
CAPITOLO 5		110
	RISULTATI DELL’ANALISI E CONCLUSIONI	110
5.1	ELABORAZIONI DELL’ANALISI	110
5.2	CONCLUSIONI	118
	BIBLIOGRAFIA :	120

Capitolo 1

1. GENERALITA'

1.1 INTRODUZIONE

Il tema della ricerca condotta nel corso dei tre anni del ciclo di Dottorato è uno degli argomenti cardine nelle analisi di valutazione del rischio sismico: la “vulnerabilità”. In particolare la presente tesi ha per oggetto la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici attraverso l’analisi critica delle caratteristiche tipologico-strutturali.

Nell’ultimo decennio si è sviluppato nella comunità scientifica un vasto interesse per il rischio sismico, questo, pur essendo stato costantemente oggetto di studi già da oltre un trentennio, tuttavia fino a pochi anni or sono è stato considerato un ambito di studio “di nicchia”, praticato da un ristretto numero di studiosi. Il sempre maggior numero di contributi di ricerca registrato negli ultimi anni ha apportato al tema grande vivacità e indicato nuovi filoni di ricerca, talvolta trascurando, purtroppo, il tanto lavoro svolto in precedenza sull’argomento che qui si riprende e si cerca di finalizzare dando risposta alle istanze più recenti della ricerca.

Nel corso del presente lavoro si è ritenuto opportuno recuperare sinteticamente, pur senza alcuna pretesa di esaustività, l’evoluzione “storica” degli studi sulla vulnerabilità strutturale e sul rischio sismico. Si è in seguito svolta una disamina critica delle diverse metodologie di valutazione della vulnerabilità sismica, sia osservata che calcolata.

Il contributo originale del lavoro qui presentato è l’individuazione di una metodologia avanzata che si propone di superare i limiti delle tecniche di vulnerabilità osservata utilizzando procedure semplificate mutate dalle tecniche di vulnerabilità calcolata, pervenendo a risultati ottenuti con approccio ibrido che coniughino risultati ottenuti attraverso modellazioni semplificate agli stati limite e statistiche ottenute sul danno

registrato in occasione degli eventi sismici del passato.

1.2 RISCHIO SISMICO

Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo (dal sito istituzionale del D.P.C. www.protezionecivile.it).

La vulnerabilità rappresenta dunque uno dei tre fattori che concorrono alla stima del rischio sismico, attraverso la nota relazione

$$R = H \times V \times E \quad (1.1)$$

In cui il rischio, nel periodo prefissato di tempo T , è espresso come convoluzione di probabilità di tre fattori :

H = Hazard: probabilità che l'azione in un luogo sia pari ad A nel tempo T

V = Vulnerabilità : probabilità che per una azione pari ad A si sperimenti un danno D

E = Esposizione : probabilità di avere una quantità di beni di assegnata qualità esposti all'azione A

Da ciò consegue che ogni strategia finalizzata alla riduzione del rischio sismico deve necessariamente essere basata sulla riduzione della vulnerabilità, avendo come sola possibile alternativa la delocalizzazione dei beni esposti, (riduzione di E) che per ovvi motivi è raramente praticabile.

1.2.1 Pericolosità

La pericolosità (o Hazard) H può essere meglio definita come probabilità di superamento, in un dato intervallo di tempo T (ad es. 50 anni) di un prefissato livello

disollecitazione sismica, espressa mediante un parametro scuotimento S , ad esempio l'accelerazione di picco A_p o l'intensità macrosismica I .

$$H = P \{S > S_0 | T\} \quad (1.2)$$

Per quanto riguarda la pericolosità occorre rilevare che generalmente nelle analisi di rischio vengono utilizzate mappe di pericolosità disponibili. Ad oggi sono disponibili sull'argomento validi studi, anche recenti, e soprattutto una mappa di pericolosità allegata alla Normativa Sismica vigente, alla quale è possibile fare riferimento.

Nella definizione della pericolosità assume particolare importanza la scelta del parametro di scuotimento. La Normativa sismica fornisce, su una griglia spaziale regolare abbastanza fitta lo scuotimento atteso in termini di accelerazione di picco A_p e spettro di risposta. In passato nelle analisi di rischio si sono spesso utilizzate mappe di pericolosità espresse attraverso l'intensità macrosismica attesa (MCS o MSK). Questo parametro, pur presentando le note problematiche (scala discreta e non continua, stima dello scuotimento affetta dall'osservazione del danno etc.) è stato spesso preferito a parametri strumentali più affidabili per la possibilità di confronto con i cataloghi storici degli eventi, che implicitamente inglobano l'effetto locale, che ha consentito sovente di esprimere le curve di vulnerabilità in termini di Intensità.

Peraltro, come da più parti osservato, l'accelerazione di picco generalmente non risulta ben correlata al danno rilevato; recentemente sono stati proposti parametri di tipo integrale (ad esempio l'intensità di Housner o di Arias) che tengono conto anche del contenuto in frequenza. La scelta del parametro di scuotimento sarà esaminata con maggiore dettaglio nel paragrafo dedicato alla vulnerabilità.

1.2.2 Vulnerabilità

- *La vulnerabilità sismica di un edificio è una caratteristica comportamentale descritta attraverso una legge causa - effetto in cui la causa è il terremoto e l'effetto è il danno (Sandi, 1986)*
- *La vulnerabilità sismica è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello a fronte di un evento sismico di una data intensità (dal sito istituzionale del D.P.C. www.protezionecivile.it).*

Le frasi sopra riportate rappresentano due efficaci definizioni di ciò che si intende per “vulnerabilità sismica”, termine oggetto talvolta di interpretazioni non univoche.

La vulnerabilità sismica di un edificio è dunque la sua *propensione a subire un danno a seguito di una sollecitazione sismica*.

In generale le azioni che caratterizzano un'analisi di vulnerabilità sono :

- individuazione dell'oggetto dell'analisi di vulnerabilità, che può essere rappresentato da un singolo edificio, da insiemi di edifici presenti in porzioni più o meno vaste di territorio o che vanno a costituire un sistema (emergenza, trasporto, comunicazione etc.)
- definizione di una funzione di vulnerabilità che descriva il danno atteso in funzione della sollecitazione sismica ipotizzata.

In termini matematici, la funzione di vulnerabilità si può rappresentare come il *livello di danno D* provocato da un dato grado di *azione sismica* (scuotimento) *S* :

$$D = f(S) \quad (1.3)$$

Questa relazione detta “curva di vulnerabilità” si può rappresentare nel piano *D-S* come in fig. 1

La grandezza *D* ha un limite superiore che segna il collasso dell'organismo ed un limite inferiore che è nullo quando l'edificio risultasse integro, non nullo nel caso

in cui l'edificio risultasse danneggiato da precedenti vicissitudini. L'ascissa S_c corrisponde alla azione che provoca il collasso, mentre l'ascissa corrispondente al minimo danno n è in genere diversa da 0.

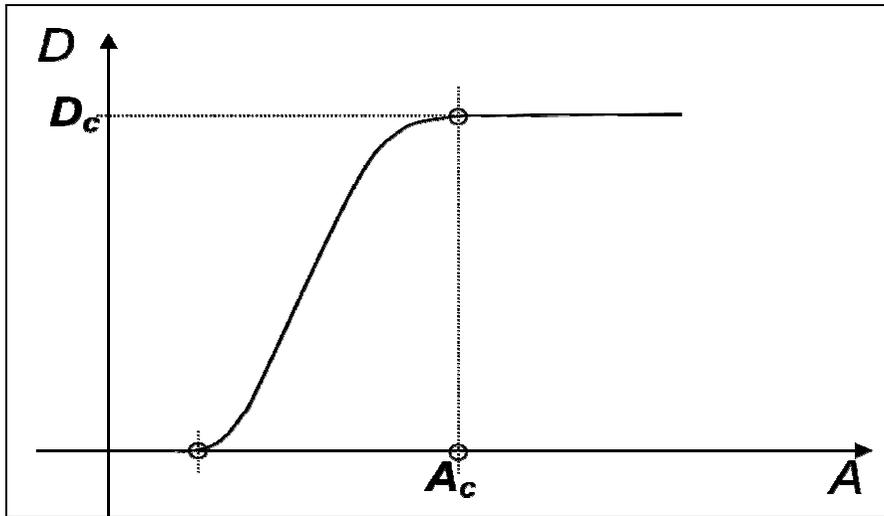


Fig 1.1 -Curva di vulnerabilità

Particolare importanza assume la definizione in termini matematici di “danno” e di “azione”. Ciò richiede una trattazione più ampia, che sarà svolta nel seguito in un paragrafo dedicato.

La vulnerabilità è espressa mediante la (1.3) in termini deterministici, d'altra parte il comportamento delle costruzioni è essenzialmente aleatorio, pertanto è più corretto formulare la relazione in terminiprobabilistici, ammettendo che ad ogni valore di S possano corrispondere infiniti valori possibili di D , governati da una distribuzione di probabilità:

$$V=P\{D=f(S)|S\} \quad (1.4)$$

Per evidenti ragioni di semplificazione, sovente si rinuncia alla rappresentazione probabilistica della vulnerabilità (soprattutto negli approcci di tipo meccanico-ingegneristico) e si ricorre ad approcci di tipo deterministico, utilizzando relazioni del tipo $D = f(S)$. Questa scelta viene operata generalmente quando la funzione di vulnerabilità debba essere impiegata nell'ambito di procedure complesse con algoritmi deterministici o per semplificare la rappresentazione grafica delle curve di vulnerabilità.

Le versioni deterministiche possono evidentemente essere considerate come sintesi di un approccio probabilistico, ed il valore di D in ogni punto può essere inteso come valore atteso della distribuzione $P[d]$.

E' evidente l'importanza della scelta del parametro di scuotimento da utilizzare, ma non meno importante è quella del parametro di quantificazione del danno, che implica la definizione dei livelli di danno e quindi può influenzare sensibilmente il risultato finale.

Per il parametro di scuotimento, negli studi sulla vulnerabilità degli edifici si sono considerati parametri di tipo macrosismico, come l'intensità macrosismica (generalmente MCS, MSK o EMS), parametri massimi di moto, come l'accelerazione massima o lo spostamento massimo, parametri correlati al contenuto in frequenza, come lo spettro di risposta, parametri integrali come l'intensità di Housner o l'intensità di Arias.

Recenti studi sulla vulnerabilità hanno utilizzato come sollecitazione una serie di accelerogrammi reali, riferiti al sito di studio o a situazioni analoghe ed opportunamente scalati, o sintetici, generati a partire da caratteristiche spettrali assegnate.

Per quanto riguarda invece la misura del danno occorre rilevare che non tutti gli studi di vulnerabilità si preoccupano di definire una "graduazione" del danno, limitando l'analisi alla ricerca della sollecitazione limite di danno (superamento del limite elastico) e di collasso (perdita di isostaticità e conseguentemente di equilibrio). Per analisi che non siano limitate al singolo edificio la metodologia più appropriata per una

Capitolo 2

METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

2.1 VULNERABILITÀ E PROBLEMATICHE DI SCALA

Come già accennato in precedenza la quantificazione della vulnerabilità sismica degli edifici costituisce argomento di studio da oltretrent'anni, nel corso dei quali il problema è stato affrontato con differenti approcci e soprattutto con diversi livelli di approssimazione.

Le metodologie individuate possono in linea di massima, essere raggruppate in due grandi “categorie”:

- Approccio Macrosismico.

La vulnerabilità viene desunta dall'analisi sintetica delle caratteristiche formali e costruttive dell'edificio.

Si individuano, in funzione delle caratteristiche tipologiche e strutturali, un certo numero di categorie di edifici, dette “classi tipologiche”, ognuna delle quali caratterizzata da una funzione di vulnerabilità che generalmente viene calibrata analizzando il danno registrato in occasione di eventi passati.

- Approccio meccanico.

La vulnerabilità è il risultato di accurati calcoli di verifica basati sulle tecniche fornite dalla Scienza delle costruzioni.

Le previsioni di danno sono formulate in base a calcoli analitici per la determinazione della risposta sismica dell'edificio e dello stato tensionale e deformativo che le corrisponde .

L'attendibilità dei metodi afferenti a questa categoria di analisi è quella ordinaria delle analisi strutturali applicate alle costruzioni esistenti, recenti ed antiche.

Si tratta, evidentemente, di due approcci decisamente diversi, particolarmente in termini di "scala" dell'ambito di studio.

Il primo approccio ha il limite di essere poco attendibile sul singolo edificio, d'altra parte presenta l'indubbio vantaggio di richiedere poche informazioni ed elaborazioni rapide. Per questo motivo resta valido per indagare un vasto insieme di edifici (scala comunale o maggiore). La ricerca in questo ambito è tesa a raggiungere una sempre maggiore attendibilità dei risultati pur mantenendo una accettabile agilità di indagine.

Il secondo fornisce valutazioni sicuramente più attendibili sul singolo edificio, ma richiede una approfondita conoscenza dello stesso e l'elaborazione di calcoli strutturali non sempre rapidi, risulta pertanto di incerta applicazione su vasta scala. In questo ambito la ricerca è finalizzata all'individuazione di metodi di calcolo caratterizzati da maggiore rapidità di modellazione ed esecuzione senza perdite significative in termini di precisione del risultato.

Gli sforzi di miglioramento delle teorie basate su approccio macrosismico sono diretti a migliorare l'attendibilità delle funzioni di vulnerabilità. Ciò si persegue cercando di individuare con maggiore precisione i fattori tipologici che possono influenzare (positivamente o negativamente) la risposta sismica dell'edificio (Fattori di Vulnerabilità), e conseguentemente l'assegnazione dello stesso ad una classe tipologica di vulnerabilità. Parallelamente gli sforzi di

miglioramento delle teorie basate su approccio meccanico sono indirizzati verso la generalizzazione dei risultati e la possibilità di estendere l'applicazione del metodo a classi di edifici con caratteristiche analoghe. Non mancano, ovviamente, studi di tipo ibrido che tentano di conciliare le due diverse metodologie.

Occorre peraltro considerare che, per le finalità di protezione civile l'ambito preferenziale è quello territoriale, infatti lo studio e l'analisi di previsione degli effetti di un terremoto sul territorio, sia in termini di danno al patrimonio edilizio che alla popolazione (scenari), rappresenta un'attività particolarmente rilevante per la programmazione degli interventi di protezione civile, "in tempo di pace", come fondamentale supporto alla pianificazione territoriale ed in particolar modo alla pianificazione degli interventi di Protezione Civile, così come, in occasione di eventi sismici risulta di grande utilità come supporto alla gestione dell'emergenza. Nella primissima fase di emergenza, infatti, disporre in pochi minuti di una stima attendibile dell'impatto sul territorio consente di valutare immediatamente l'entità del disastro e di dimensionare adeguatamente l'intervento di soccorso, ottimizzando l'impiego delle risorse disponibili anche attraverso la loro localizzazione sul territorio.

Analogamente la stima del rischio sismico per unità territoriale (mappe di rischio) diventa strumento fondamentale per una corretta distribuzione delle risorse finanziarie stanziata nella pianificazione per la mitigazione.

Volendo dunque eseguire una analisi di vulnerabilità finalizzata ad applicazioni territoriali, prima di procedere all'inventario degli edifici presenti nell'area individuata, occorre preliminarmente :

- a) Definire un certo numero di “classi tipologiche” di vulnerabilità, fissando i criteri di assegnazione di ogni edificio ad una di esse.
- b) Individuare un parametro di scuotimento che consenta di quantificare l'azione sismica.
- c) Definire una scala di graduazione del danno provocato dall'azione sismica
- d) Valutare la risposta sismica e costruire la legge probabilistica di vulnerabilità per ogni classe tipologica.

E' opportuno chiarire che la “classe tipologica” rappresenta una astrazione teorica. Non si tratta cioè di determinare un particolare tipo di edificio o un modello strutturale, ma piuttosto di individuare le tipologie costruttive caratterizzate da una risposta sismica simile.

Posta la questione in questi termini, il nodo cruciale diventa l'individuazione di opportune funzioni di vulnerabilità tali da descrivere con sufficiente approssimazione il comportamento di ogni classe tipologica.

Ancora una volta il problema può essere affrontato:

- con approccio di tipo statistico, attraverso la semplice osservazione del danno rilevato in occasione di precedenti eventi.
- con approccio di tipo meccanico, eseguendo calcoli semplificati su modelli strutturali rappresentativi delle diverse classi tipologiche.
- con approccio di tipo ibrido che tenta di calibrare le leggi di vulnerabilità derivate da calcoli semplificati attraverso un “fitting” con il danno rilevato.

2.2 CENNI STORICI

Sovente accade che episodi contingenti, specie se particolarmente drammatici, diano un forte impulso alla ricerca scientifica, come confermato ancora una volta nel caso del

terremoto Aquilano del 2009. E' esattamente ciò che è accaduto verso la fine degli anni '70 subito dopo l'evento Friulano del 1976 e soprattutto dopo il terribile terremoto Irpino del Novembre 1980. Si può far risalire a quel periodo l'inizio di un moderno e sistematico filone di ricerca in Italia sul rischio sismico, ed è in quel periodo che i ricercatori italiani fanno proprie le definizioni di "rischio" e "vulnerabilità" sopra riportate introdotte dall'UNDRO verso la fine degli anni '60. Si pone in quel periodo il problema di valutare il rischio sismico di estensioni territoriali a scala Comunale o Regionale, e per la prima volta si mettono a punto procedure di "scenario" che elaborano la stima dell'impatto sul territorio di un sisma di data entità. In altri termini si definiscono quindi in quegli anni le basi metodologiche dell'approccio "Macrosismico" alla stima della Vulnerabilità.

2.2.1 Il lavoro di analisi sistematica del danno causato dal sisma Irpino del 1980 e la metodologia GNDT di 1° livello

Pur con il suo drammatico impatto sulle popolazioni e sul territorio il terremoto Irpino si è rivelato una preziosa fonte di informazioni sul comportamento delle strutture e sul danneggiamento degli edifici. Per la prima volta, infatti, il danno sismico è stato analizzato sistematicamente mediante un lavoro di rilievo mediante schedatura della tipologia dell'edificio e del danno subito¹. Questo lavoro interessò "a tappeto" tuttigli edifici in molti dei comuni colpiti, per un totale di circa 40.000 schede e, sebbene ormai "datato" ed affiancato da nuovi e più moderni rilievi di danno post-sisma, rappresenta ancora oggi un prezioso strumento di indagine sulla correlazione fra tipologie edilizie e vulnerabilità.

¹Una operazione di rilievo analoga era, in realtà, stata effettuata anche in occasione del terremoto in Friuli, tuttavia l'analisi sistematica di questi dati finalizzata ad indagini di vulnerabilità è stata effettuata solo qualche anno dopo,

La scheda utilizzata, riportata in appendice, comprendeva una sezione di rilievo delle caratteristiche tipologiche essenziali, ed una sezione descrittiva del danno.

La disponibilità di questi dati ha dato l'avvio ad un filone di ricerca della vulnerabilità su base statistica. Questa metodologia detta "di 1° livello GNDT" trova una prima organizzazione sistematica ad opera di Braga, Dolce e Liberatore nel noto articolo del 1982 che rappresenta la prima applicazione su larga scala in Italia delle tecniche macrosismiche di valutazione della vulnerabilità.

In accordo con la scala macrosismica MSK/76 si considerano tre "Classi tipologiche di vulnerabilità" ossia tre categorie di edifici raggruppati in funzione del livello di vulnerabilità, e lo scuotimento sismico viene parametrizzato mediante una scala di "Intensità" (la MSK/76 che rappresenta un'evoluzione della Scala "Mercalli-Cancani-Sieberg") basata sulla "lettura" degli effetti sul territorio del sisma.

La metodologia proposta è basata, come detto, sull'analisi dei dati riportati nelle schede, e si può sintetizzare come segue:

- Vengono definite tre classi tipologiche di vulnerabilità (A,B,C)
- Ogni edificio viene attribuito ad una classe in funzione della combinazione fra struttura portante verticale e struttura degli orizzontamenti. (V. fig. 2.1)

Strutture verticali \ Strutture orizzontali	Muratura in pietra non squadrata	Muratura in pietra sbazzata	Muratura in mattoni o blocchi	Cemento armato
Volte	A	A	A	\
Solai in legno	A	A	C	\
Solai con putrelle	B	B	C	\
Solai in c.a.	C	C	C	C

Tab 2.1 – Criteri di assegnazione della classe di vulnerabilità in funzione delle tipologie strutturali verticale ed orizzontale

- Il Data-base delle schede post-sisma viene suddiviso in tre sottoinsiemi raggruppando gli edifici per classe di vulnerabilità.

- Essendo noto il campo macrosismico MSK rilevato a seguito del sisma, si attribuisce ad ogni edificio l'intensità del Comune di appartenenza.
- All'interno di ogni classe di vulnerabilità si raggruppano gli edifici in funzione del livello di Intensità MSK.
- Utilizzando le statistiche sul danno rilevato (circa 36.000 edifici di 41 comuni tra i più danneggiati dal sisma del 23 novembre 1980) si valuta per ogni classe di vulnerabilità e per ogni livello di intensità la frequenza osservata del livello di danno D per effetto di una sollecitazione di intensità I. Il danno D è espresso secondo la scala MSK, che comprende 6 livelli di danno, da D0 (nessun danno) a D5 (crollo totale) e viene desunto interpretando le informazioni sul danno presenti nella scheda.
- Il best fitting dei dati raccolti su danneggiamento mostrano che la probabilità di distribuzione del danno può essere rappresentata con una buona approssimazione attraverso una legge di tipo binomiale, delle frequenze dei diversi livelli di D si stimano i coefficienti p_h^k della distribuzione binomiale.
- Applicando la legge:

$$V_{khi} = \frac{5!}{k!(5-k)!} \cdot p_{hi}^k (1 - p_{hi})^{5-k} \quad (2.1)$$

si costruiscono le “Matrici di Probabilità di Danno” (DPM) per ognuna delle classi di vulnerabilità. V_{khi} rappresenta la probabilità di sperimentare sulla tipologia di classe “h”, un livello di danno “k” per effetto di una azione di intensità “i”. In altri termini per ciascun valore di p_{hi} si deriva una colonna delle DPM cercate.

CLASSE A	D0	D1	D2	D3	D4	D5
VI	0,188	0,373	0,296	0,117	0,023	0,002
VII	0,064	0,234	0,344	0,252	0,092	0,014
VIII	0,002	0,02	0,108	0,287	0,381	0,202
IX	0	0,001	0,017	0,111	0,372	0,498
X	0	0	0,002	0,03	0,234	0,734

CLASSE B	D0	D1	D2	D3	D4	D5
VI	0,36	0,408	0,185	0,042	0,005	0
VII	0,188	0,373	0,296	0,117	0,023	0,002
VIII	0,031	0,155	0,312	0,313	0,157	0,032
IX	0,002	0,022	0,114	0,293	0,376	0,193
X	0	0,001	0,017	0,111	0,372	0,498

CLASSE C	D0	D1	D2	D3	D4	D5
VI	0,715	0,248	0,035	0,002	0	0
VII	0,401	0,402	0,161	0,032	0,003	0
VIII	0,131	0,329	0,33	0,165	0,041	0,004
IX	0,05	0,206	0,337	0,276	0,113	0,018
X	0,005	0,049	0,181	0,336	0,312	0,116

Tab 2.2 – Matrici DPM Irpinia '80 (Braga, Dolce, Liberatore)

Questo studio è stato particolarmente importante poiché ha indicato una nuova via alla ricerca nell'ambito dell'ingegneria sismica, definendo alcuni criteri generali che negli anni successivi e sino ad oggi sono stati alla base di numerosi studi, pur se diversi fra loro. La metodologia così delineata è stata oggetto di un ampio dibattito nella comunità scientifica, che ne ha evidenziato gli indubbi aspetti positivi, come anche i limiti da superare.

In sintesi, i vantaggi di questa metodologia si possono così riassumere:

- La suddivisione in classi tipologiche consente di valutare il comportamento di un gran numero di edifici semplicemente riportandolo al comportamento della classe tipologica di appartenenza.
- L'assegnazione alla classe tipologica è rapida e necessita solo di poche informazioni sulla tipologia strutturale.

- L'utilizzo della Intensità sismica come parametro di scuotimento consente di fare a meno di valori strumentali che, per ovvi motivi, non sono disponibili a tappeto su tutto il territorio, consentendo così di eseguire più facilmente le statistiche sul danno rilevato.
- L'applicazione della metodologia per analisi di rischio o di scenario è semplice ed è facilmente attuabile in qualunque area territoriale in cui sia possibile rilevare rapidamente alcune basilari informazioni sulle caratteristiche degli edifici.
- La circostanza che le funzioni di vulnerabilità siano derivate direttamente dall'osservazione del danno garantisce che i risultati dell'applicazione del metodo non siano troppo distanti dalla realtà.

Come si è detto nel corso degli anni, ma già immediatamente dopo la pubblicazione, a questo studio sono state mosse diverse critiche, molte delle quali decisamente fondate, e che sostanzialmente rappresentano il “rovescio della medaglia” dei vantaggi appena descritti.

- La suddivisione degli edifici in sole tre classi tipologiche non appare sufficiente a descrivere la complessità e la varietà di tipologie edilizie riscontrabili.
- L'assegnazione della classe tipologica basata unicamente su struttura verticale e orizzontale non tiene conto dei molti altri fattori che potrebbero influenzare la vulnerabilità, come ad esempio il numero di piani, la presenza o meno di collegamenti, il tetto spingente e molti altri.
- L'utilizzo dell'Intensità Sismica come parametro di scuotimento è da molti considerato fuorviante, in quanto essa stessa è fissata a partire dall'osservazione del danno, con criteri che lasciano un seppur ristretto margine di discrezionalità.

- La costruzione delle DPM, basata unicamente sul rilievo post-sisma del 1980 in Irpinia, è condizionata dalla particolare tipologia edilizia delle zone colpite, ove la qualità del tessuto edilizio risultava generalmente bassa, anche a parità di tipologia, rispetto ad altre regioni d'Italia, con il risultato di una sovrastima del danno, soprattutto per le tipologie A e B ed in particolare per bassi valori dell'Intensità.
- La bassa percentuale di edifici in c.a. presenti nelle zone studiate non consente di analizzarne in maniera soddisfacente il comportamento. Gli edifici in c.a. sono inseriti tutti in classe C indipendentemente dalle loro caratteristiche. Si comprende quanto ciò possa rappresentare un limite, considerando la varietà di schemi strutturali di edifici in c.a, le possibili carenze strutturali e le evidenti differenze di risposta sismica (presenza o meno di piano debole, di irregolarità nella distribuzione degli elementi resistenti e delle tamponature, etc.).

La metodologia GNDT di 1° livello, pur con tutti i limiti evidenziati ha avuto l'indiscutibile merito, come si è detto, di tracciare una direzione di ricerca seguita da molti studi successivi che, pur rimanendo all'interno dello schema indicato (un numero relativamente piccolo di classi di vulnerabilità e funzioni di tipo DPM) hanno portato interessanti contributi, ed hanno consentito di superare molti dei limiti citati, o quanto meno di ridurne la portata.

2.2.2 Lo studio dei fattori di vulnerabilità e la metodologia GNDT di 2° livello

Una metodologia che invece si discosta concettualmente da quella appena esposta, è quella nota generalmente come GNDT di 2° livello, messa a punto da Benedetti-Petrini nel 1984.

Questa procedura non definisce una graduazione "discreta" della vulnerabilità in un numero finito di classi tipologiche, ma definisce un indice di vulnerabilità "continuo", valutato in base ad un protocollo di rilevamento di numerose caratteristiche

dell'edificio, che dettagliatamente analizzate producono un "punteggio" I_v compreso fra 0 e 100 che esprime numericamente la vulnerabilità dell'edificio.

Le caratteristiche considerate sono :

1. Tipo ed organizzazione del sistema resistente: organizzazione degli elementi verticali ed efficacia dei collegamenti.
2. Qualità del sistema resistente: tipologia delle strutture verticali, omogeneità della tessitura, qualità della malta e degli inerti.
3. Resistenza convenzionale: resistenza in due direzioni perpendicolari, valutata mediante attraverso un calcolo sveduto in assenza di eccentricità in pianta., e nell'ipotesi di comportamento scatolare
4. Posizione dell'edificio e delle fondazioni: informazioni, relative alle fondazioni ed al terreno di fondazione, rilevanti ai fini del comportamento sismico
5. Orizzontamenti: tipologia, rigidità nel piano ed efficacia del collegamento alle strutture verticali.
6. Configurazione planimetrica: valutazione schematica della regolarità in pianta.
7. Configurazione in elevazione: valutazione schematica della regolarità in alzato e di eventuali discontinuità quali la presenza di torri, porticati, ecc.
8. Distanza massima fra le murature: efficacia delle murature perpendicolari ad una data parete per la redistribuzione dell'azione orizzontale.
9. Copertura: tipologia e carichi della copertura, eventuale presenza di elementi spingenti ed efficacia del collegamento alle murature.
10. Elementi non strutturali: presenza, tipo e collegamento alla struttura di tutti gli elementi non portanti quali comignoli, cornicioni, piccoli aggetti.
11. Stato di fatto: la diminuzione di resistenza (e di duttilità) conseguenti a preesistenti dissesti dovuti ad azioni eccezionali o a degrado fisiologico.

	PARAMETRO	CLASSE C_v				PESO P_i
		A	B	C	D	
1	Tipo e organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	1,0
2	Qualità sistema resistente	0	5	25	45	0,25
3	Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1,50
4	Posizione edificio e fondazioni	0	5	25	45	0,75
5	Orizzontamenti	0	5	15	45	Var.
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	0,5
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	Var.
8	Distanza max tra le murature	0	5	25	45	0,25
9	Copertura	0	15	25	45	Var.
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	0,25
11	Stato di fatto	0	5	25	45	1,0

Tab 2.3 – Metodologia INGV II livello: punteggi da assegnare alle caratteristiche tipologiche osservate.

Ad ognuno di questi parametri viene assegnato un punteggio, e l'indice di vulnerabilità I_v del singolo edificio viene calcolato come somma "pesata" degli 11 punteggi parziali (v. tabella 2.3)

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} C_{vi} P_i \quad (2.2)$$

Il risultato è un numero che risulterà compreso tra 0 e 382,5 che viene "normalizzato" a 100.

I punteggi ed i pesi dei singoli parametri sono assegnati con criteri "esperti" e calibrati utilizzando il data-base di osservazioni del danno rilevato.

Il parametro di scuotimento adottato è l'accelerazione di picco y , espressa come frazione dell'accelerazione di gravità g .

La curva di vulnerabilità viene costruita in funzione dal parametro I_v , ed è di tipo trilineare, definita dai punti di discontinuità $y_i(I_v)$ ed $y_c(I_v)$, rispettivamente limite (inferiore) di inizio danno e limite (superiore) di danno massimo (collasso),

calcolati in funzione di I_v :

$$y_i(V) = \alpha_i \cdot e^{-\beta_i \cdot (V - V_s)} \quad ; \quad y_c(V) = \frac{1}{(\alpha_c + \beta_c \cdot (V - V_s))^\gamma} \quad (2.3)$$

Per $y < y_i$, il danno è nullo, per $y > y_c$ il danno è pari a 100,

per $y_i < y < y_c$ il danno è pari a:

$$I_d(V, y) = \frac{y - y_i(V)}{y_c(V) - y_i(V)} \quad (2.4)$$

dove :

$\alpha_c = 0.625$; $\beta_c = 0.00029$; $\gamma = 2.147$, $\alpha_i = 0.155$, $\beta_i = 0.207$; $V_s (= -25)$

Questa metodologia si proponeva:

- di superare il limite della suddivisione in classi di vulnerabilità adottando una graduazione continua;
- di evitare le incertezze dovute all'Intensità utilizzando l'accelerazione di picco come parametro di scuotimento;
- di fondare la stima della vulnerabilità sull'analisi dettagliata di un cospicuo insieme di fattori di vulnerabilità;

Pur con le migliori intenzioni, e nonostante alcuni successivi miglioramenti, il metodo GNDT di 2° livello non può di fatto considerarsi pienamente risolto e non ha prodotto i risultati auspicati. I punti deboli sono:

- La scheda per il rilevamento delle caratteristiche tipologiche è piuttosto articolata e complessa; la sua compilazione richiede l'esecuzione di calcoli e valutazioni di merito che, pur essendo semplificati, richiedono come compilatore un tecnico di buona esperienza. La valutazione di alcuni dei parametri richiede dati metrici (spessore di tutte le pareti di piano, distanze fra le pareti) e di carico (pesi delle murature e dei solai) che non sempre è agevole desumere con un sopralluogo speditivo. Ciò comporta che nella compilazione spesso questi dati sono stati riportati "con buona approssimazione". In pratica ad una eccessiva precisione

richiesta dalla scheda può far riscontro una drastica approssimazione nella compilazione.

- Per gli stessi motivi citati, non è mai stato possibile condurre vaste campagne di rilevamento di 2° livello, che avrebbero richiesto ingente impiego di risorse, e pertanto non si dispone di data-base adeguatamente ricchi da consentire una robusta calibrazione delle funzioni di vulnerabilità. Non a caso molti studi successivi si sono posti come obiettivo l'applicazione delle tecniche di 2° livello con dati di 1° livello.
- L'attribuzione dei punteggi ai singoli parametri e dei pesi di ogni fattore di vulnerabilità è comunque una operazione di tipo "esperto" non calibrata su osservazioni o calcoli e non pienamente motivata.
- Il fatto che non esistano delle "classi" di vulnerabilità rende difficile l'utilizzo su vasta scala, non essendo possibile valutare la vulnerabilità disponendo solo di dati "poveri".

2.2.3 L'evoluzione successiva delle tecniche di 1° livello

Nel corso degli anni successivi numerosi studi sono stati condotti con l'obiettivo di superare i limiti delle teorie su esposte, ed in particolare lungo il cammino tracciato dalla metodologia di 1° livello. Come è facile comprendere i due punti cruciali della questione sono da un lato la costruzione di matrici DPM che simulino al meglio il reale comportamento degli edifici e dall'altro la corretta definizione delle classi di vulnerabilità e dei criteri di assegnazione.

Per quanto riguarda il primo dei due aspetti, diversi studi hanno proposto l'adozione di nuove funzioni DPM, per la cui messa a punto è stato possibile utilizzare un data-base più ampio, comprendente i dati di danno di più eventi sismici in diverse località italiane. Si possono ricordare i lavori prodotti dal Servizio Sismico Nazionale nel 1997 (Di Pasquale, G. , Orsini, G. 1997), da Zuccaro et al nel 2000, dal gruppo di lavoro GNDT-SSN nel 2002, tutti lavori basati, con differenti criteri, sull'interpretazione del

danno sismico rilevato. Un approccio differente è stato perseguito da Bernardini e Lagomarsino, e consiste nella costruzione di DPM estratte dalle indicazioni presenti nella definizione di Scala Macrosismica Europea (EMS98). Una successiva evoluzione di questa metodologia utilizza la tecnica “fuzzy” per la costruzione di matrici DPM “sfocate” che tengano conto delle incertezze nelle definizioni del rapporto sollecitazione/danno “implicitamente” contenute nella EMS.

Per quanto riguarda invece la definizione delle classi di vulnerabilità, si è indagata la possibilità di rendere più affidabile l’assegnazione delle classi tenendo conto di ulteriori fattori di vulnerabilità oltre alla semplice combinazione di tipologia verticale ed orizzontale. In proposito esistono diversi interessanti lavori (Lagomarsino, Bernardini) in cui caratteristiche tipologiche (come età, numero di piani, regolarità planimetrica ed in alzato, dettagli costruttivi, posizione nell’aggregato, solai sfalsati etc.) vengono considerate “parametri modificatori” della vulnerabilità. Il peso di questi parametri si traduce in un punteggio (sulla scala 1-100 dell’I.V. Petrini) assegnato con giudizio esperto.

Zuccaro e Cacace, nel 2004 (nell’ambito del Progetto GNDT-SAVE) hanno messo a punto una metodologia di valutazione della vulnerabilità in cui il peso dei fattori modificatori della vulnerabilità viene calibrato utilizzando le statistiche sul danno sismico rilevato. Questa procedura sarà descritta più dettagliatamente nel seguito, poiché le sue ipotesi di base ed i risultati ottenuti saranno utilizzati nel presente lavoro.

Tutte le metodologie citate, ovviamente, consentono una stima speditiva della vulnerabilità finalizzata ad analisi di rischio e scenario. D’altra parte questo genere di analisi difficilmente può contare su un rilievo “a tappeto” delle caratteristiche tipologiche dell’intero patrimonio edificato, se non limitatamente a piccole estensioni di territorio (piccoli Comuni o quartieri). Si è posto pertanto il problema di valutare l’inventario delle classi tipologiche su larga scala, operazione che può essere condotta con l’unico dato disponibile per l’intero territorio nazionale, ossia il dato censuario ISTAT. Molti studi sulla vulnerabilità macrosismica comprendono pertanto una analisi

di correlazione fra la vulnerabilità sismica e le scarse informazioni sulle caratteristiche degli edifici contenute nel dato ISTAT. Il risultato di questi studi ha prodotto diverse analisi di inventario e rischio su vasta scala nel corso degli anni. Il problema è stato affrontato fra gli altri da Bramerini e Di Pasquale, Lagomarsino, Dolce et al., Bernardini, Zuccaro .Gli studi più recenti sono ad opera di Bramerini, Zuccaro-Cacace e Santarsiero, Masi et al.

2.3 APPROCCIO MECCANICO BASATO SU PUSHOVER SEMPLIFICATO

2.3.1 Il metodo HAZUS

HAZUS (HAZards U.S.) è un software, basato su tecnologia GIS (Geographic Information System), in grado di stimare il rischio legato a multi-hazard. Esso è stato sviluppato per la Federal Emergency Management Agency (FEMA) dalla National Institute of Building Science (NIBS), a partire dal 1997 con riferimento al solo evento sismico, mentre l'attuale versione del tool (HAZUS MH) include anche inondazioni ed uragani.

Oggi, molti governi locali e nazionali, usano HAZUS per la gestione delle emergenze e per la messa a punto di interventi di mitigazione.

Alla base del software è presente un modello di stima del rischio articolato in tre fasi: 1) calcolo dell'esposizione per un'area selezionata; 2) caratterizzazione del livello di intensità del pericolo che interessa l'area esposta; 3) stima delle perdite potenziali in termini di danni economici, strutturali, ecc. per l'area selezionata e per l'hazard di interesse.

In particolare, con riferimento alla vulnerabilità delle costruzioni nei riguardi del sisma, HAZUS adotta un metodo meccanico, finalizzato ad analisi a scala territoriale, che, sulla base di versioni semplificate del *Capacity Spectrum Method*, permette di valutare il livello di prestazioni atteso mediante stati limite di danno. Il principio base

consiste nell'associare a ciascuna tipologia, in funzione di pochi parametri, una curva di capacità ed una deviazione standard (HAZUS, 1999). E' evidente che tale approccio, perché possa fornire dei risultati coerenti, presuppone una discreta omogeneità delle costruzioni all'interno della stessa tipologia.

Il metodo esige caratterizzazione dell'input sismico sotto forma spettrale in formato AD (*Acceleration-Displacement*) e delle risorse esibite dal sistema per mezzo di curve di capacità.

L'obiettivo è calcolare la probabilità P che una classe di strutture subisca un danno di livello d_s (leggero, moderato, esteso o totale) a seguito del realizzarsi dello spostamento spettrale S_d :

$$P[d_s|S_d] = \left[\frac{1}{\beta_{d_s}} \ln \left[\frac{S_d}{\bar{S}_{d,d_s}} \right] \right] \quad (2.5)$$

β_{d_s} è la dispersione della variabile ε_{d_s} relativa alla soglia di spostamento spettrale che fornisce il livello di danno d_s :

$$S_d = \bar{S}_{d,d_s} \varepsilon_{d_s} \quad (2.6)$$

La mediana \bar{S}_{d,d_s} assume il valore seguente:

$$\bar{S}_{d,d_s} = \delta_{R,S_{d_s}} \alpha_2 h \quad (2.7)$$

Dove: $\delta_{R,S_{d_s}}$ è il drift che determina il livello di danno considerato; $\alpha_2 h$ è l'altezza dell'edificio a cui si trova lo spostamento dell'analisi di push-over per la classe di strutture in esame.

Per ottenere il parametro di intensità spettrale che definisce la soglia per il livello di collasso si considera l'intersezione della curva di capacità di una certa classe strutturale con lo spettro a forma fissata, derivata dalla mappatura sismica probabilistica del territorio, opportunamente ridotto per tenere conto del comportamento non lineare della struttura.

Le classi di edifici, di cui alla Equazione (2.5) sono definite in base alla tipologia strutturale (materiali, sistema resistente, etc.); in particolare si fa riferimento a 36 categorie tipologiche, suddivise ulteriormente in base alla altezza ed in funzione dei codici sismici con cui sono state, presumibilmente progettate. In questo ambito esistono 4 classi (High-Code, Moderate-Code, Low- Code, Pre-Code) che esprimono la qualità della struttura in relazione alla performance sismica necessaria. Per quanto riguarda ospedali ed altri edifici strategici si considerano funzioni di danno specifiche che tengono conto che tali strutture sono state costruite con codici di livello superiore rispetto a quelli medi delle altre strutture.

A ciascuna area geografica si associa un livello di progettazione secondo il criterio per cui: nelle zone a più alta sismicità c'è l'applicazione dei codici più avanzati per la progettazione sismica per quelle strutture di più recente costruzione (ad esempio, per la California dopo il 1973 le strutture si considerano High-Code), più si va indietro nel tempo più la qualità della progettazione scende (1940-1973 per la California si parla di Moderate-Code). Le strutture costruite prima del 1940 sono considerate come "Pre-Code" e cioè progettate senza alcun criterio anti-sismico.

La capacità di classe, alla base del calcolo delle curve di fragilità, è descritta con curve di push-over bilinearizzate. I tre punti fondamentali sono la capacità di snervamento (che si ottiene prolungando il tratto lineare definito dalla capacità di progetto) e quella ultima. Le curve di capacità sono definite dalla stima dei parametri che influenzano la progettazione come il periodo fondamentale di oscillazione, le sovra-resistenze e la duttilità. Alcuni di questi parametri si ricavano dai codici, una volta stabilito il livello di riferimento per la progettazione, altri si considerano indipendenti e assegnati a priori in base alla tipologia strutturale.

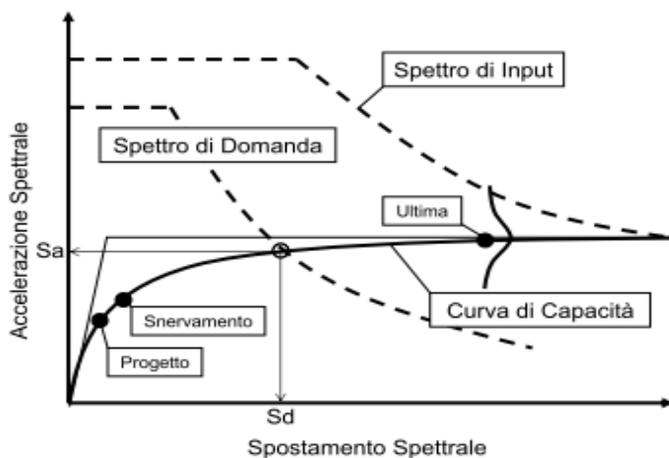


Fig 2.1 - Domanda e capacità nel metodo HAZUS

Alla curva di capacità, costruita con valori di classe tabellati, si associa una incertezza lognormale. La dispersione sulla curva di capacità è anch'essa tabellata e dipende dal livello del codice con cui quella classe strutturale si considera progettata. Per stabilire la risposta si interseca la curva di capacità mediana con lo spettro come descritto in Figura 1.

2.3.2 Valutazione semplificata della vulnerabilità di edifici in c.a.

Sulla scorta del metodo HAZUS, per la valutazione della vulnerabilità sismica di classi di edifici in C.A., Cosenza et al. (2005) propongono un metodo basato sulla modellazione semplificata degli edifici.

La caratterizzazione probabilistica della capacità è affidata ad una procedura che consente di effettuare il progetto simulato e l'analisi in automatico di un insieme di edifici appartenenti alla classe di interesse. In particolare, la capacità di classe è valutata effettuando l'analisi di push-over (PO) per questo insieme di edifici e viene espressa, grazie ad una regressione multivariata, in funzione dei parametri di modello significativi (proprietà dei materiali, caratteristiche geometriche e strutturali). Il numero di collapsi atteso nell'ambito della classe è calcolato confrontando la capacità e

la domanda sismica risultanti da un semplice processo di simulazione (es. Montecarlo). L'approccio consente di tenere in conto esplicitamente le diverse incertezze connesse tanto alla risposta sismica quanto al danno strutturale, evitando di incorrere nelle problematiche evidenziate per le analisi di vulnerabilità a base empirica.

Una particolare struttura nell'ambito della classe è rappresentata da un valore ben preciso di un vettore di variabili casuali, $X=\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$, che possono includere anche dimensioni in pianta, lunghezza delle campate, altezza d'interpiano.

La capacità di classe è definita come una funzione che associa la curva di capacità al vettore X . Per ogni realizzazione x , che identifica una specifica struttura, la funzione restituisce una terna contenente il periodo effettivo, lo spostamento di failure e il corrispondente coefficiente di taglio alla base determinati dalla opportuna bilinearizzazione della curva di capacità.

Nella valutazione della capacità sismica, Cosenza et al. (2005) partono da un progetto simulato della struttura, distinguendo tra edifici pre-code, cioè progettati per soli carichi gravitazionali ed edifici progettati in accordo con normative sismiche di vecchia o nuova concezione. La tecnologia degli elementi e le proprietà dei materiali rispettano le normative e le pratiche progettuali dell'epoca di costruzione.

Nelle analisi di push-over, gli autori suggeriscono un modello a plasticità concentrata per la caratterizzazione del comportamento flessionale degli elementi trave/colonna, definendo la relazione momento rotazione ($M-\theta$), in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni di estremità degli elementi. La curva elasto-plastica ($M-\theta$) adottata è definita in funzione delle rotazioni di snervamento θ_y ed ultima θ_u , adottando per queste ultime le espressioni proposte da Panagiotakos&Fardis (2001). L'interazione taglio-flessione è considerata modellando la riduzione lineare della resistenza a taglio in funzione della richiesta di duttilità rotazionale locale (Priestley et al., 1994). La caratterizzazione di entrambi questi modelli dipende principalmente dalla resistenza a compressione del calcestruzzo (f_c) e dalla resistenza di snervamento dell'acciaio (f_{sy}). Non si tiene conto della crisi dei nodi trave/colonna.

La curva di capacità, in termini di taglio alla base V_b e spostamento al tetto Δ , è calcolata fino alla massima resistenza laterale (near-collapse). La failure strutturale corrisponde al primo attingimento fra la rotazione ultima o il limite di resistenza tagliante (crisi di elemento) e la condizione di near-collapse strutturale (crisi globale). L'istituzione dell'equivalenza MDOF-SDOF (Multi Degree Of Freedom- Single Degree Of Freedom) richiesta dal Metodo dello Spettro di Capacità è effettuata considerando la curva di capacità fino al punto di failure appena definito. La trasformazione della curva di capacità del SDOF in una bilineare equivalente consente di stimare la resistenza nonlineare $C_s(X)$, la capacità di spostamento $C_d(X)$ ed il periodo effettivo $T(X)$, come mostrato in Fig. 2, in cui X è il vettore dei parametri di modello da cui dipende, in definitiva, la funzione la funzione stato limite.

Lo spostamento inelastico C_d , quindi, è confrontato con la domanda sismica espressa, ad esempio, attraverso uno spettro ad hazard uniforme, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Fig.3).

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

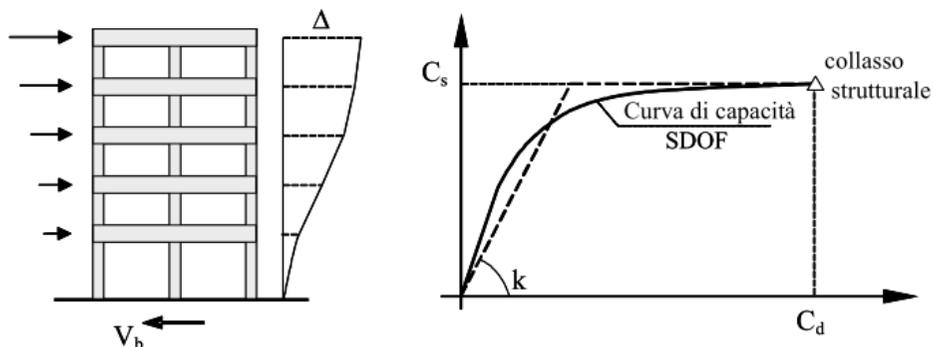


Fig 2.3 - Parametri di capacità

2.3.3 DBELA – Displacement Based Earthquake Loss Assessment

Il metodo DBELA (DisplacementBasedEarthquakeLossAssessment) è un metodo analitico- meccanico per la stima della vulnerabilità sismica degli edifici, messo a punto dai ricercatori dell'EUCENTRE di Pavia (Crowley et al., 2004a, b).

Esso consiste nella stima della capacità in spostamento (attraverso formule meccaniche) e del periodo di vibrazione (attraverso formule empiriche) di un campione random di edifici tipici dell'edificato di una specifica area in esame.

Il metodo si articola nelle seguenti fasi:

- 1) generazione di un campione random di edifici attraverso simulazioni Monte Carlo;
- 2) stima del periodo di vibrazione di ogni edificio tramite una formula che metta in relazione il periodo e l'altezza;
- 3) stima della capacità in spostamento di ogni edificio del campione random per diversi stati limite;
- 4) confronto tra la capacità strutturale degli edifici e la domanda in spostamento.

L'input sismico è schematizzato attraverso un *displacementdemandspectra*. In particolare, l'approccio consigliato consiste nell'utilizzo di diversi scenari sismici con una certa frequenza annuale di occorrenza, determinata dalle relazioni di ricorrenza. Per ogni scenario, gli spettri risultanti sono determinati a partire da un'equazione di previsione del sisma. In questo modo, l'incertezza aleatoria, come rappresentato dalla deviazione standard dei residui lognormale, è direttamente rappresentata in ogni spettro.

La funzione di distribuzione cumulata della domanda di spostamento smorzata (Fig. 4) può essere rilevata, per ciascuno terremoto di scenario, utilizzando la mediana dei valori della domanda di spostamento e la deviazione logaritmica standard associata a ciascun periodo utilizzando le equazioni di previsione più comunemente adottate.

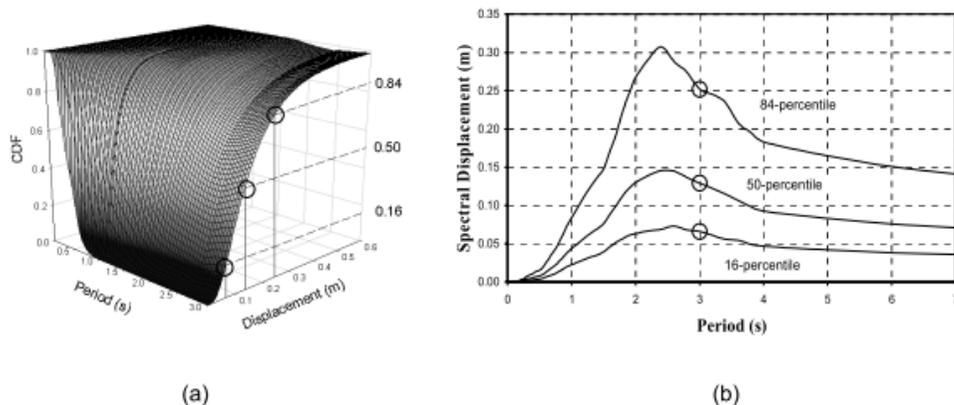


Fig 2.4 - Esempio di funzioni di distribuzione cumulata della domanda di spostamento al variare del periodo, con l'indicazione della mediana e dei valori del 16° e dell'84° percentile a 3 secondi.

La vulnerabilità sismica è elaborata attraverso un metodo probabilistico di valutazione della vulnerabilità basato sugli spostamenti che utilizza un legame tra il periodo di vibrazione e la capacità in spostamento per confrontare quest'ultima con la domanda in spostamento. Il periodo di vibrazione è stimato con una relazione semplificata in funzione dell'altezza degli edifici (Crowley and Pinho, 2004a,b e 2006). La capacità in spostamento è derivata modellando l'edificio come un sistema ad un grado di libertà con una certa deformata che dipende dal meccanismo di collasso.

Si ipotizza che gli edifici in cemento armato ben progettati mostrino un meccanismo di collasso a colonna forte e trave debole (Fig. 5a), mentre gli edifici in cemento armato progettati solo per le forze gravitazionali siano soggetti più probabilmente ad un meccanismo di piano o di danno locale (Fig.5b).

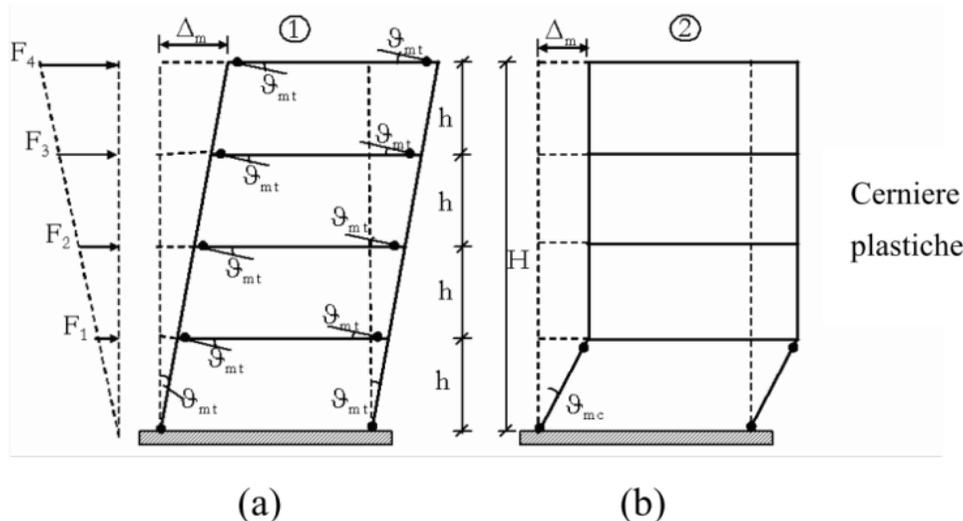


Fig 2.5 - (a) Meccanismo di danno distribuito. (b) Meccanismo di danno concentrato per gli edifici in cemento armato (Crowley et al., 2007).

2.3.4 SP-BELA –Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment

Il metodo SP-BELA (Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment) è un metodo analitico- meccanico per la stima della vulnerabilità sismica degli edifici, messo a punto dai ricercatori dell'EUCENTRE di Pavia (Borzi et al., 2008a, b, 2009). Esso è basato sulla progettazione simulata di un campione random di edifici tipici del costruito italiano utilizzando le normative italiane in vigore all'epoca in cui gli edifici sono stati costruiti.

Tale metodo combina la definizione della capacità strutturale mediante una pushover definita sulla base di un'analisi semplificata dell'edificio simile a quella proposta da Cosenza et al. (2005) e metodi di verifica strutturale sulla base degli spostamenti così come proposto da Crowley et al. (2004a e b).

Il metodo si articola nelle seguenti fasi:

- 1) Individuazione di un prototipo di edificio che caratterizzi la tipologia di interesse.
- 2) Creazione di un dataset di edifici mediante generazione Monte Carlo, sulla base del prototipo selezionato.

- 3) Progetto simulato degli edifici del data set sulla base di carichi ad essi applicati. Per edifici non sismicamente progettati, si considerano i carichi gravitazionali e il vento. Per gli edifici progettati sismicamente, si considerano i carichi gravitazionali e l'azione sismica descritta mediante una distribuzione di forze laterali corrispondenti ad un certo coefficiente di spinta.
- 4) Definizione della curva pushover per ogni edificio del dataset, mediante un metodo semplificato, con individuazione degli spostamenti che caratterizzano il raggiungimento di determinate condizioni di danno identificate mediante stati limite.
- 5) Definizione della domanda di spostamento imposta dal terremoto. Nel metodo SP-BELA, il parametro rappresentativo della severità dello scuotimento è l'accelerazione di picco a_g . Pertanto, nella definizione della curva di vulnerabilità al variare di a_g , viene ancorata una forma spettrale per la valutazione della domanda di spostamento.
- 6) Confronto tra la capacità strutturale degli edifici e la domanda in spostamento.

La curva pushover viene definita per un numero grande di edifici quali tutti gli edifici del dataset utilizzati per descrivere il comportamento della tipologia di interesse. Affinché l'onere computazionale sia accessibile, viene utilizzata una procedura di analisi semplificata. Viene preso in considerazione un comportamento elastico perfettamente plastico. Di conseguenza, per la definizione della curva pushover, è sufficiente conoscere il moltiplicatore di collasso λ e la capacità di spostamento corrispondente a predefinite condizioni limite di danno (Fig. 8).

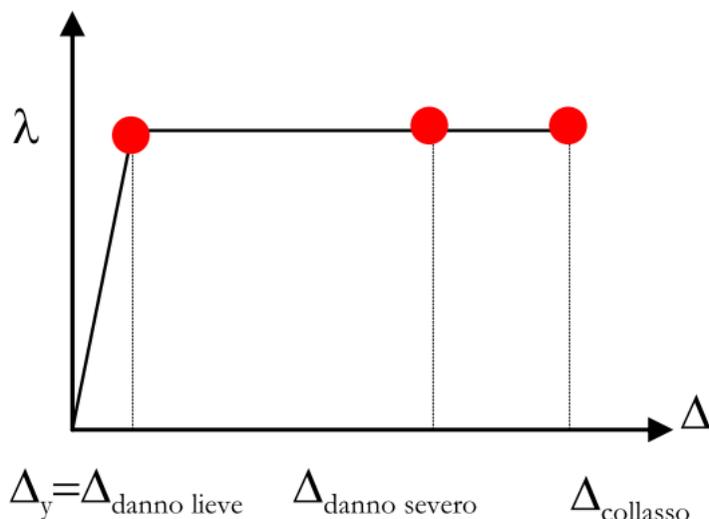


Fig 2.8 - Curva pushover per comportamento elastico- perfettamente plastico. Le curve pushover in SP-BELA sono calcolate per l'edificio prototipo mostrato in Figura 2.9.

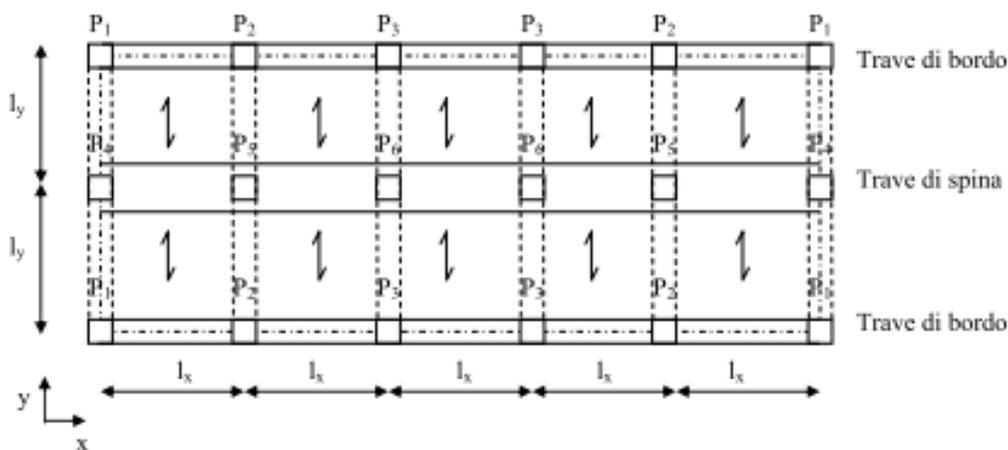


Fig 2.9 - Pianta dell'edificio prototipo considerato in SP-BELA per la definizione della vulnerabilità di edifici in CA.

Al fine di calcolare il moltiplicatore di collasso λ , che corrisponde al taglio resistente alla base adimensionalizzato rispetto al peso sismico, deve essere definita la distribuzione dei momenti flettenti e dei tagli prodotta da azioni orizzontali. Per ogni colonna della struttura, il taglio resistente è valutato come il minimo fra i valori che

seguono: la resistenza a taglio della colonna stessa; il taglio corrispondente alla capacità flessionale delle colonne; e il taglio corrispondente alla capacità flessionale delle travi sostenute dalla colonna.

L'eventualità del collasso a taglio delle travi non è presa in considerazione, in quanto le travi tendono a crollare per taglio meno frequentemente, visto che presentano armatura a taglio anche se progettate per resistere alla sola azione gravitazionale.

Il meccanismo di collasso viene definito sulla base di quanto segue:

- Se si verifica il collasso a taglio di una qualsiasi delle colonne, l'analisi si ferma. Questa scelta è congruente con il fatto che il meccanismo di collasso per taglio è un meccanismo fragile e non ha associata capacità di dissipare energia.
- Se le colonne di un certo piano collassano a flessione, allora si considera l'attivazione di un meccanismo di piano (Fig. 2.10b)
- Se dopo l'apertura di cerniere plastiche in tutte le travi si attivano cerniere plastiche alla base di tutte le colonne di un certo livello, allora si considera l'attivazione di un meccanismo globale (Fig. 2.10a).

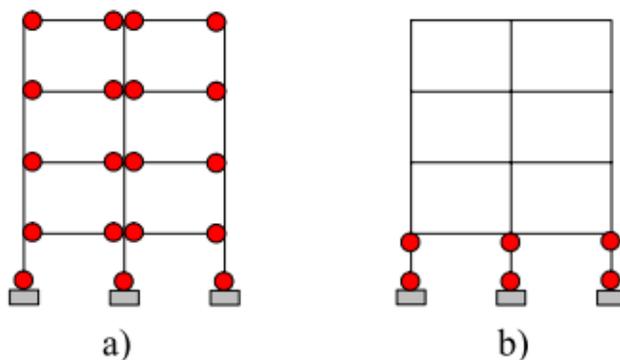


Fig 2.10 - Meccanismo di collasso globale (a) e di piano (b).

Potrebbero verificarsi situazioni miste, in cui soltanto alcune colonne sono più resistenti delle travi e viceversa. In tal caso, un meccanismo di collasso non può essere identificato chiaramente.

Sulla curva pushover, la capacità di spostamento può essere messa in relazione con condizioni di danno identificabili tramite stati limite, ad esempio: danno lieve, danno severo e collasso. Lo stato limite di danno lieve (LS1) si riferisce alla situazione in cui dopo il terremoto la struttura può essere utilizzata senza la necessità di interventi e riparazioni. Se si raggiunge o eccede lo stato limite di danno severo (LS2), l'edificio non può essere utilizzato dopo il terremoto e deve essere evacuato. Inoltre, lo stato di danno può essere tale per cui non è più economicamente vantaggioso riparare l'edificio, ma è meglio abbatterlo. Infine, se l'edificio raggiunge lo stato limite di collasso (LS3), allora l'edificio diviene non sicuro per l'incolumità degli occupanti in quanto non è più in grado di sostenere nemmeno le azioni gravitazionali.

Per quantificare gli stati limite sopra citati in SP-BELA si fa riferimento alla rotazione di corda delle

colonne corrispondenti al livello nel quale si prevede l'attivazione del meccanismo. Tale rotazione si riferisce ai limiti proposti per gli edifici esistenti al capitolo 11 dell'allegato 2 dell'OPCM N° 3274, così come la forma spettrale ancorata al valore di a_g per il quale si calcola la vulnerabilità.

Capitolo 3

OBIETTIVO DELLA TESI

3.1 SUPERAMENTO DELL'INTENSITA' MACROSISMICA COME PARAMETRO DI SCUOTIMENTO

Nella definizione della pericolosità assume particolare importanza la scelta del parametro di scuotimento. La Normativa sismica fornisce, su una griglia regolare abbastanza fitta lo scuotimento atteso in termini di accelerazione di picco A_{pe} di spettro di risposta. Nelle analisi di rischio basate su approccio macrosismico si sono spesso utilizzate mappe di pericolosità espresse attraverso l'Intensità attesa (MCS, MSK o EMS). Questo parametro, come è noto, è una grandezza adimensionale convenzionale che descrive la potenza dello scuotimento in base all'osservazione degli effetti distruttivi rilevati sul territorio dopo la scossa. Appare evidente l'incongruenza insita nell'utilizzo di una misura di osservazione del danno come parametro di scuotimento, che è stata "storicamente" alla base di numerose critiche mosse alle metodologie macrosismiche. Un'ulteriore problematica legata all'utilizzo dell'Intensità è data dal fatto che la scala di misurazione non è continua ma discreta. Pur tuttavia, e nonostante tutto ciò, l'Intensità è stata spesso preferita per la possibilità di confronto con i cataloghi storici degli eventi, che implicitamente inglobano l'effetto locale. Resta evidente la necessità di mettere a punto una metodologia che consenta di costruire curve di vulnerabilità espresse in funzione di parametri di scuotimento strumentali, ma applicabili con un buon grado di affidabilità a classi tipologiche di edifici. Il presente studio è appunto mosso da questa finalità, che viene perseguita, come descritto nei paragrafi successivi, analizzando la correlazione fra le caratteristiche tipologiche ricorrenti negli edifici in muratura e la probabilità di innesco di meccanismi di collasso, e costruendo nuove curve per classe

tipologica in funzione della accelerazione al suolo a_g come riportata nelle mappe di pericolosità allegate alle Norme Tecniche 2008.

3.2 CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE E FATTORI DI VULNERABILITÀ :LA PROCEDURA “SAVE” DI PRIMO LIVELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ

3.2.1 Premessa – classificazione di vulnerabilità EMS e fattori modificatori

L’assegnazione alle classi di vulnerabilità secondo la scala macrosismica Europea (E.M.S ‘98). avviene prevalentemente sulla base della tipologia strutturale verticale con una certa percentuale di incertezza chiaramente evidenziata nella tabella pubblicata dalla EMS 98.:

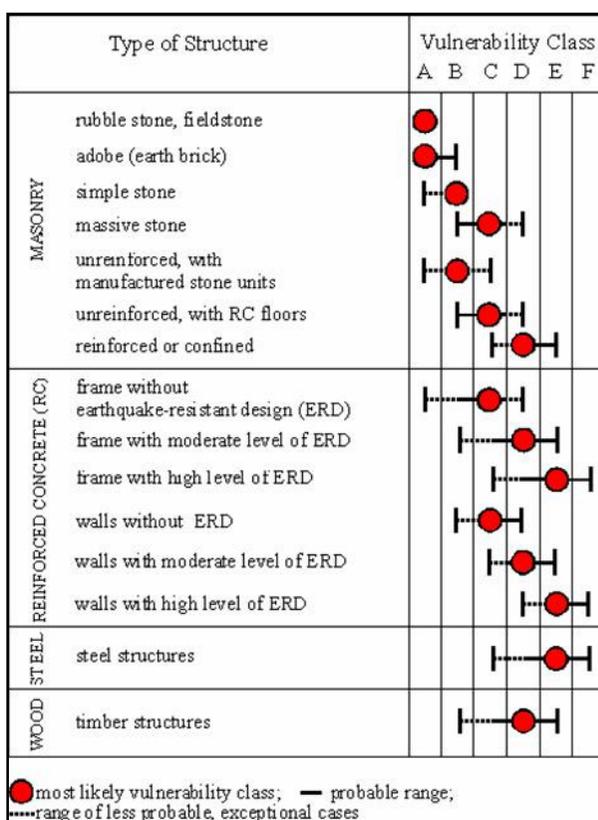


Fig. 3.1 - Classificazione di vulnerabilità secondo EMS 98

Si osserva immediatamente che la percentuale d’incertezza espressa

“dall’intervallo probabile” di assegnazione può essere tale da influenzare anche pesantemente le analisi di rischio e di scenario, si è pertanto ritenuto opportuno considerare anche altre caratteristiche strutturali che possano rappresentare fattori di incremento o abbattimento della vulnerabilità, e qualificare in maniera più precisa l’assegnazione alle classi di vulnerabilità prevista dalla EMS nell’intervallo di ammissibilità previsto dalla stessa.

Si è cercato quindi di giungere ad una valutazione numerica dell’influenza di tali fattori sulla risposta strutturale media sotto sisma da parte di una assegnata tipologia verticale. A tal fine sono stati interpretati statisticamente i dati sul danneggiamento raccolti in occasione degli eventi sismici del passato valutando le influenze sul danno medio di ogni parametro.

L’influenza del singolo parametro sul danneggiamento si è valutata effettuando confronti fra le distribuzioni di danno (D0, D1,... D5, EMS '98) di edifici raggruppati in funzione del parametro in esame.

Per effettuare agevolmente il confronto fra diverse distribuzioni di danno si è reso necessario definire un valore che esprimesse in maniera sintetica il danneggiamento complessivo. Questo valore, che si è definito come *Indice Sintetico di Danno medio (SPD)* è individuato come l’ascissa baricentrica della distribuzione di danno. Va sottolineato che il valore di SPD è dimensionalmente un danno e pertanto fornisce una valutazione facilmente leggibile in termini quantitativi del danneggiamento complessivo di un gruppo di edifici.

2.2 Classificazione degli edifici secondo la tipologia della struttura verticale

L’assegnazione di vulnerabilità secondo la scala EMS '98 è effettuata, come già accennato in precedenza, sostanzialmente in base alla tipologia verticale, pertanto in prima istanza si sono raggruppati gli edifici secondo le differenti tipologie di struttura verticale e per ciascuna di esse, utilizzando la banca dati che raccoglie le informazioni disponibili sul danneggiamento raccolte in occasione degli eventi

sismici del passato, si è calcolato il valore del parametro sintetico di danno SPD ai diversi livelli di intensità.

Va osservato in proposito che la banca dati utilizzata comprende dati raccolti in occasione di diversi eventi, con criteri di classificazione del tutto disomogenei il che ha comportato la necessità di accorpamento tra le tipologie.

Si è assegnata in via preliminare ogni tipologia ad una classe di vulnerabilità EMS “verticale”, come riportato nella tabella seguente. Si osservi che dall’analisi dei dati si è ritenuto opportuno distinguere nell’ambito della classe C il caso delle strutture miste.

A		PIETRAME	MURATURA IRREGOLARE
B		PIETRAME QUADRATO	MURATURA REGOLARE
	C1	MATTONI PIENI	
C	Cm	MISTA	
D		C.A.	ACCIAIO

Tab. 3.1 - Classificazione degli edifici secondo la tipologia della struttura verticale

Gli edifici sono stati quindi raggruppati secondo le categorie definite nella tab. 1, successivamente si sono calcolati i valori di SPD per ciascuna delle classi EMS verticali al variare della intensità sismica.

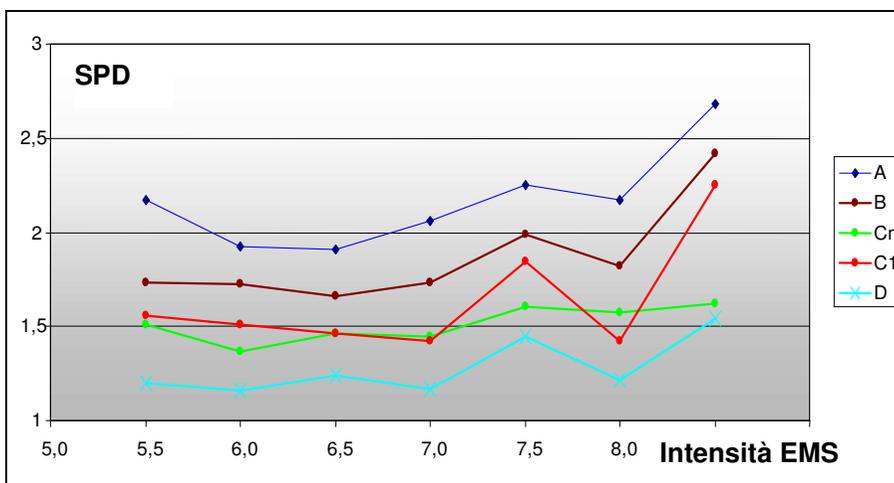


Fig. 3.2 - Andamento del parametro SPD per le classi tipologiche di struttura verticale

Si può osservare come l'andamento del parametro SPD sia ben distinto per le diverse classi di vulnerabilità "verticale". Le maggiori irregolarità del diagramma riscontrabili alle alte intensità sono da attribuire, a nostro giudizio, al campione di dati disponibile che risulta povero per Intensità molto distruttive.

Si sono quindi individuati per ciascuna classe di vulnerabilità i valori medi di SPD corrispondenti e gli intervalli di variazione.

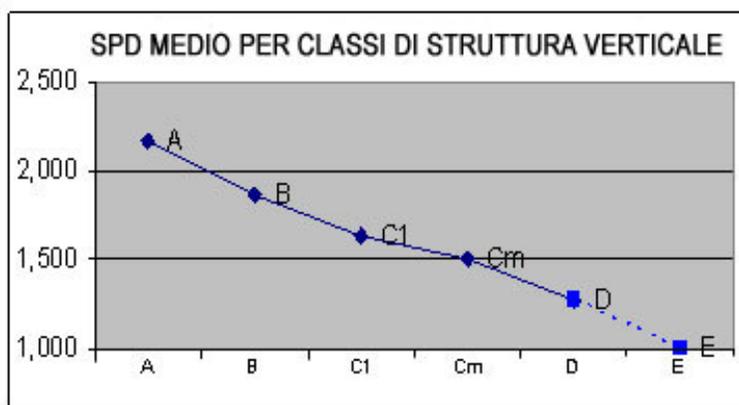


Fig. 3.3 - Valore medio del parametro SPD (per intensità comprese fra VI e VIII) per le classi EMS verticali

Ciò rappresenta una prima indicazione del danno atteso, e quindi della vulnerabilità, in funzione della sola tipologia della struttura verticale.

2.3 Individuazione del peso di ciascun parametro sulla vulnerabilità.

Come si è più volte detto in precedenza la sola informazione relativa al tipo di struttura verticale non è sufficiente a definire univocamente la classe di vulnerabilità, il comportamento dell'edificio, infatti, può essere anche notevolmente differente rispetto a quello medio della classe EMS "verticale" di appartenenza.

Indipendentemente dalla tipologia della struttura verticale dell'edificio, dunque, si possono individuare una serie di caratteristiche in grado di migliorare o peggiorare il comportamento medio dell'edificio sotto l'azione sismica e di

conseguenza l'assegnazione di vulnerabilità.

Le caratteristiche tipologiche individuate in base alle informazioni presenti sul danno disponibili dai vari data base degli eventi sismici del passato sono:

tipologico - strutturali

- PS1 tipologia orizzontale
- PS2 tipologia copertura
- PS3 tetto spingente
- PS4 presenza di colonne isolate in edifici in muratura
- PS5 presenza di catene orizzontali
- PS6 strutture miste

geometriche e di sito

- PG1 numero di piani, massima altezza
- PG2 regolarità in elevazione e/o in pianta
- PG3 regolarità delle tamponature esterne
- PG4 posizione dell'edificio (isolato, terminale, accorpato tra due edifici)
- PG5 topografia del sito

altre

- PE1 età di costruzione
- PE2 danno preesistente
- PE3 anno di classificazione sismica del comune

E' importante sottolineare che non è sempre possibile disporre delle informazioni relative a tutti i parametri su elencati, pertanto si è calibrata una procedura di valutazione della vulnerabilità che consente di considerare separatamente l'influenza di ogni singola caratteristica sull'assegnazione finale. In tal modo la procedura è applicabile indipendentemente dal numero di parametri noti.

All'interno di ognuna delle classi di vulnerabilità "verticale" individuate in

precedenza si sono raggruppati gli edifici in funzione del valore del parametro modificatore considerato (ad esempio si sono suddivisi gli edifici appartenenti alla classe di struttura verticale “A” in cinque gruppi a seconda della struttura orizzontale considerata).

Per ogni gruppo di edifici così definito si è costruita la distribuzione di danno e calcolato il parametro SPD ai diversi livelli di intensità. Si è poi valutata la variazione positiva o negativa dell’SPD rispetto a quello della classe “verticale” e si è calcolata la media di queste influenze per tutti i differenti gradi di intensità compresi nell’intervallo VI-VIII. Si riporta a titolo d’esempio il diagramma che esprime l’incremento o il decremento della vulnerabilità in funzione di un singolo parametro (ad es. la tipologia della struttura orizzontale).

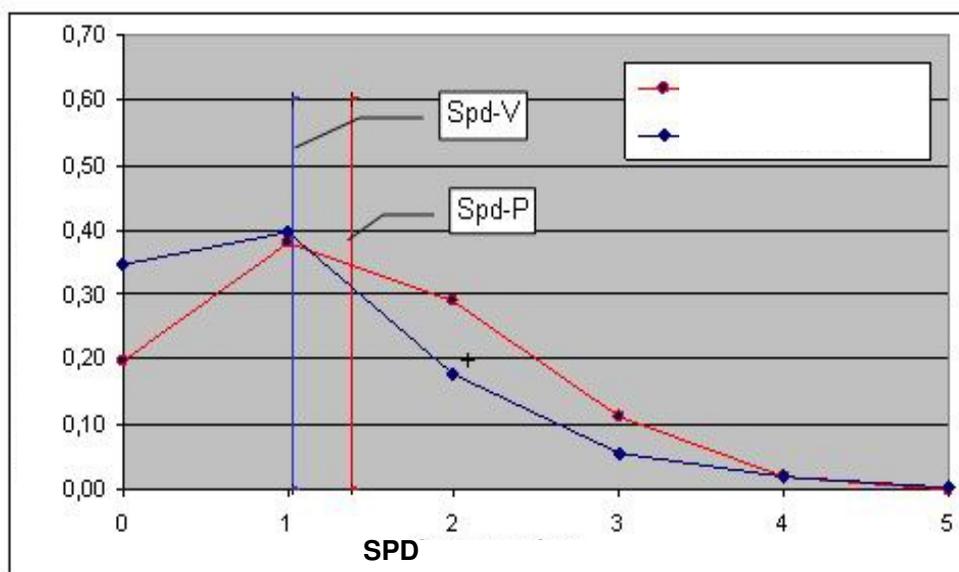


Fig. 3.3 - Influenza di un generico parametro tipologico sul valore di SPD

Operando allo stesso modo è stato possibile associare ad ognuno dei parametri su elencati un fattore numerico di incremento o abbattimento della vulnerabilità. Nelle figure 3.4 ; 3.5 ; 3.6 ; 3.7 si riportano alcuni dei valori trovati.

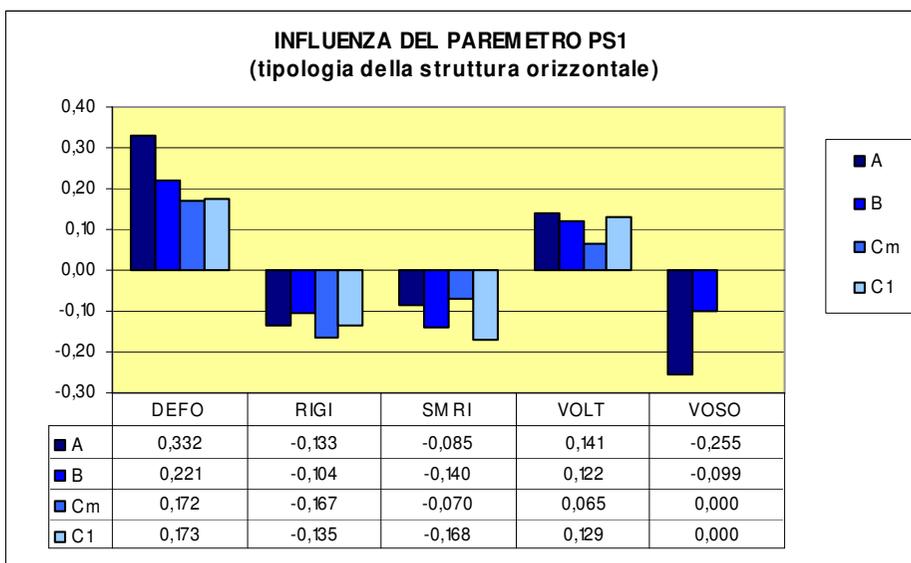


Fig 3.4 - parametri correttivi della vulnerabilità per struttura orizzontale

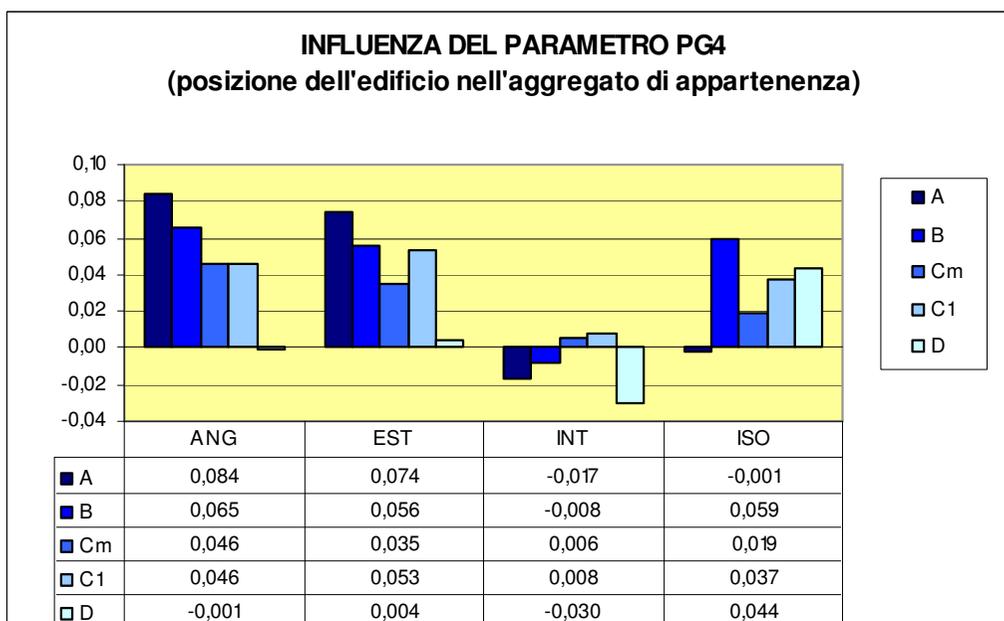


Fig. 3.5 - parametri correttivi della vulnerabilità per posizione dell'edificio

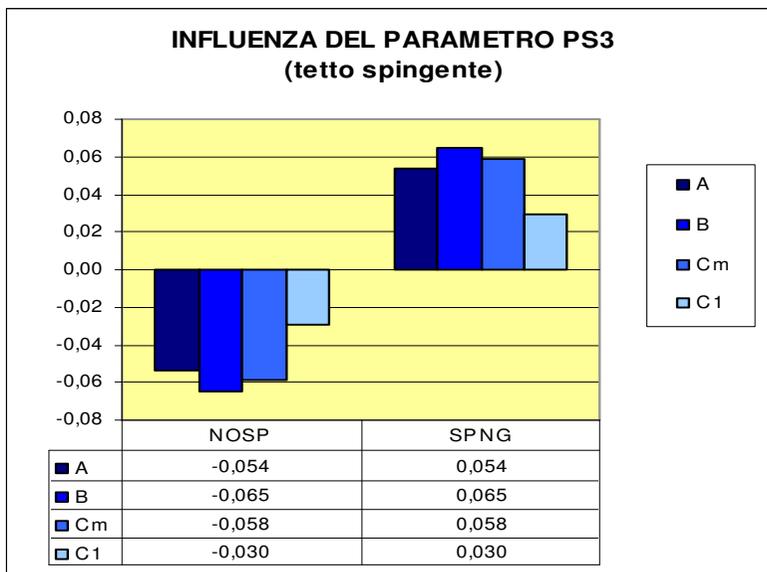


Fig. 3.6 - parametri correttivi della vulnerabilità per tetto spingente

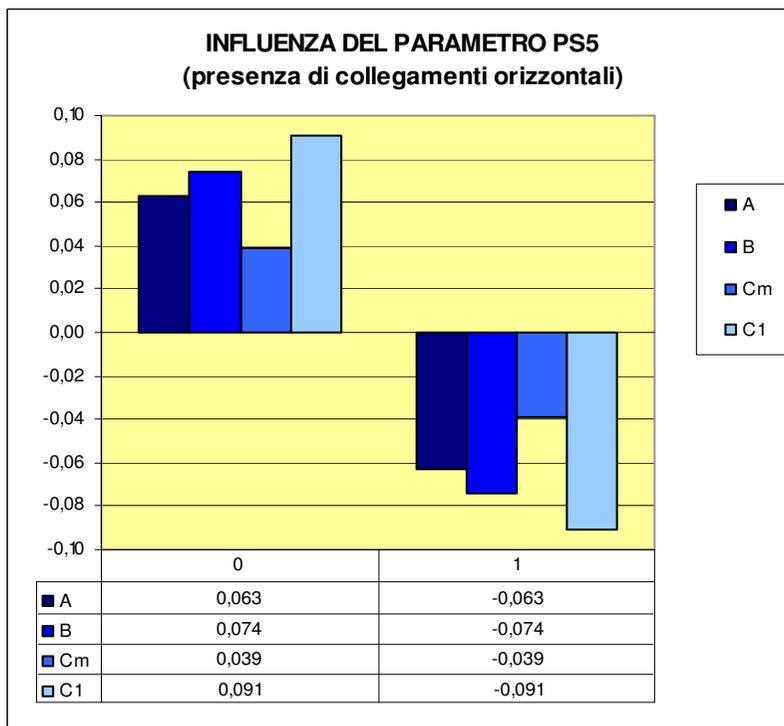


Fig. 3.7 - parametri correttivi della vulnerabilità per presenza di tiranti

Appare evidente che i diagrammi riportati confermano, in termini qualitativi, ipotesi oramai acquisite, (ad esempio che la presenza di solai in legno implica maggiore vulnerabilità), tuttavia è importante sottolineare che questo tipo di analisi consente di desumere informazioni numeriche su quanto ogni parametro contribuisca effettivamente ad aumentare o ridurre la vulnerabilità.

In questa ottica si sono quindi valutate le percentuali di variazione in SPD di tutti i parametri considerati al fine di correggere la originale assegnazione alle classi di vulnerabilità.

La procedura di correzione della vulnerabilità per effetto di un singolo parametro “ P_x ” si può sintetizzare come segue:

1. ad ogni edificio si assegna una classe di vulnerabilità “verticale” EMS_v in funzione della struttura portante verticale;
2. si assume come punteggio di base il valore medio di SPD_v corrispondente alla classe EMS_v assegnata;
3. si moltiplica il punteggio di base per il coefficiente di influenza (positivo o negativo) corrispondente al valore del parametro “ P_x ” considerato;
4. si somma il valore così ottenuto al punteggio base di SPD e si ottiene in tal modo un punteggio “corretto” SPD.
5. Si riassegna la classe di vulnerabilità in funzione del valore “corretto” di SPD, dal che deriva un possibile slittamento della classe di vulnerabilità rispetto a quella derivata dalla sola struttura verticale. Gli intervalli di SPD attraverso i quali si definiscono le classi sono stati calibrati dall’analisi statistica del comportamento medio degli edifici raggruppati sulla base delle caratteristiche delle strutture verticali, (Tab. 3.2).

A	B	C	D	E
-	2.0	1.7	1.4	1.0
2.0	1.7	1.4	1.0	-

Tab. 3.2 - Intervalli per l’ assegnazione della vulnerabilità in funzione di Spd

Questa procedura permette di considerare l'influenza di un singolo parametro nella valutazione della vulnerabilità.

Qualora invece, come generalmente accade, si disponga di più parametri è possibile determinare la vulnerabilità complessiva tenendo conto della influenza combinata delle caratteristiche note. In proposito occorre osservare che non tutti i parametri possono essere considerati variabili indipendenti: ad esempio, se un edificio in muratura possiede solai in legno, probabilmente l'età della sua costruzione sarà anteriore al 1919; pertanto non sarebbe corretto, nel valutare il punteggio complessivo di vulnerabilità, sommare semplicemente la variazione determinata dalla presenza di solai in legno con quella determinata dall'età. Analogamente non sono indipendenti, ad esempio, la tipologia di copertura e la tipologia degli orizzontamenti, l'età ed il numero di piani etc. Si è pertanto definita una legge di correlazione che consenta di tener conto delle dipendenze reciproche fra i diversi parametri nelle valutazione complessiva di vulnerabilità.

In questo modo si può valutare numericamente l'influenza di un singolo fattore di vulnerabilità. Se invece, come generalmente accade, si dispone di più parametri è possibile determinare la vulnerabilità tenendo conto della influenza complessiva delle caratteristiche note. In proposito occorre osservare che non tutti i parametri possono essere considerati variabili indipendenti, ad esempio se un edificio in muratura è caratterizzato da solai in legno, con buona probabilità l'età di costruzione sarà anteriore al 1919, pertanto non sarebbe corretto, nel valutare il punteggio complessivo di vulnerabilità, sommare semplicemente la variazione determinata dalla presenza di solai in legno con quella determinata dall'età. Analogamente non sono indipendenti, ad esempio, la tipologia di copertura e la tipologia degli orizzontamenti, l'età ed il numero di piani etc. Si è pertanto definita una legge di non-correlazione che consente di depurare la valutazione complessiva di vulnerabilità dalle dipendenze reciproche fra i diversi parametri.

La procedura descritta, messa a punto nell'ambito del progetto di ricerca "SAVE", consente di definire, in maniera rapida e sulla scorta di dati "poveri" già

disponibili, la classe di vulnerabilità di un edificio. Questa classificazione è stata utilizzata, insieme a valutazioni di tipo strategico, come criterio per la definizione delle priorità di finanziamento per gli interventi di verifica, miglioramento ed adeguamento degli edifici strategici in Campania.

Ai fini del presente studio questa procedurarappresenta un prezioso elemento di confronto e controllo dei risultati.

3.3 CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE E MECCANISMI DI COLLASSO: LA CLASSIFICAZIONE DEL DANNO SISMICO SECONDO LA METODOLOGIA “MEDEA”

La descrizione del danno sismico mediante l’analisi dei meccanismi di collasso individuabili sull’edificio rappresenta un approccio particolarmente utile per la comprensione del comportamento strutturale, la diagnosi delle cause di dissesto ed il progetto delle opere di consolidamento. Lo studio dei meccanismi di collasso è stato introdotto per la prima volta da Giuffré, e successivamente trattato da numerosi altri studiosi. Un contributo particolarmente significativo in questo ambito di studio è stato fornito da Zuccaro e Papa nel 2001 con la pubblicazione del manuale multimediale “MEDEA”, redatto per fornire un supporto metodologico ai tecnici incaricati di valutare l’agibilità post-sisma degli edifici. Al di là dello scopo iniziale, questo lavoro ha rappresentato una novità assoluta, in quanto ha avuto il merito di :

- 1) Organizzare in una classificazione chiara ed organica, con descrizioni ed esempi fotografici, i meccanismi di collasso riscontrabili sugli edifici in muratura
- 2) Classificare in modo altrettanto chiaro le tipologie di lesioni e dissesti, classificati in un “abaco dei danni”.
- 3) Individuare ed indicare le correlazioni fra tipologie di dissesto e meccanismi di collasso.
- 4) Fornire chiare indicazioni sui rapporti causa-effetto che si verificano fra

caratteristiche tipologiche e meccanismi di collasso, individuando i fattori tipologici che favoriscono o contrastano l'insorgere dei diversi meccanismi di collasso.

Alcuni fra i principali fattori di vulnerabilità individuati sono:

- mancanza di ammassamento fra le pareti ortogonali in corrispondenza di martelli e cantonali.
- mancanza di efficace collegamento fra orizzontamenti e struttura verticale
- alta percentuale di foratura
- tetto spingente.
- muratura di qualità scadente.

Un sintetico elenco dei principali meccanismi è riportato in figura. La descrizione completa dei meccanismi e dell'abaco dei danni è riportata in appendice.

Negli ultimi anni sono stati prodotti numerosi interessanti lavori sulle metodologie di calcolo dei meccanismi di collasso, e questo tipo di analisi strutturale è divenuta prassi consolidata, al punto da essere recepita quale procedura di calcolo adottabile nelle Normative Tecniche più recenti.

Il presente lavoro si muove in questo ambito, e si propone di valutare in termini numerici quanto i diversi fattori tipologici possano modificare la probabilità di innesco dei diversi meccanismi di collasso.

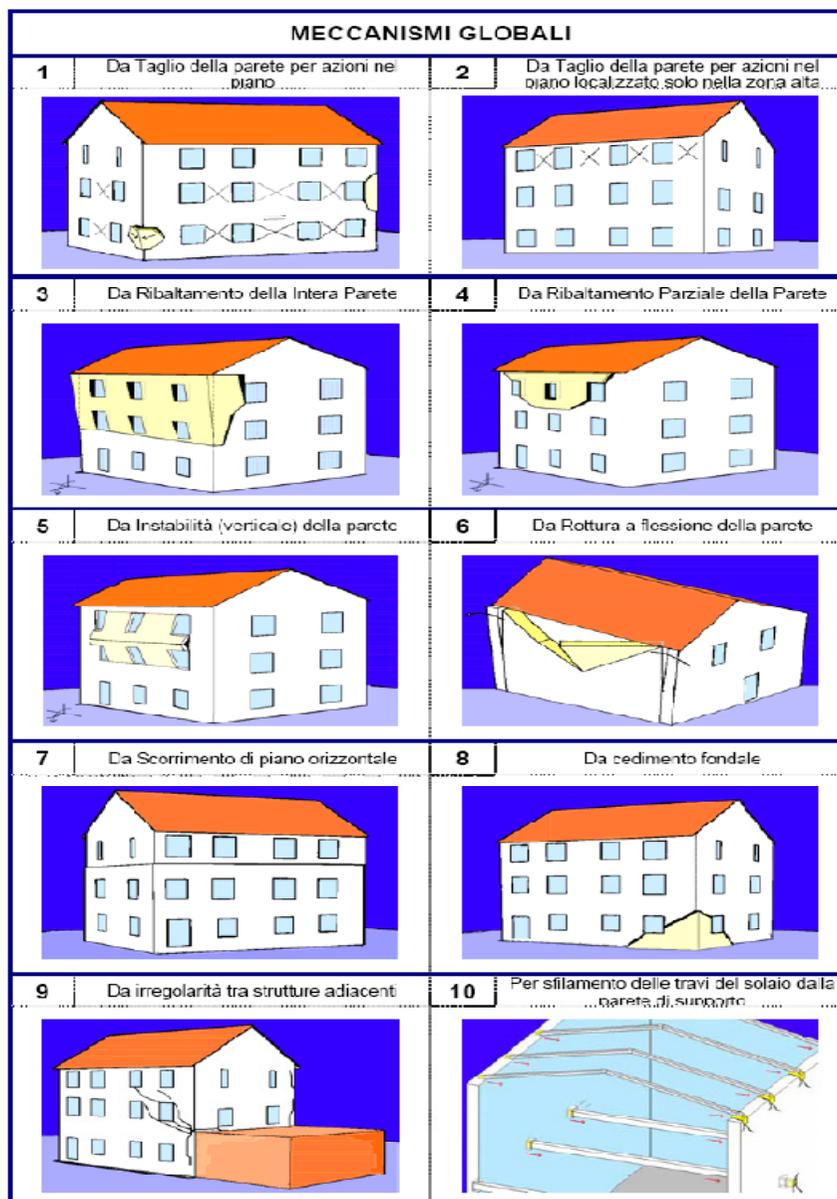


Fig. 3.8 - Classificazione MEDEA dei principali meccanismi per edifici in muratura

3.2 ANALISI DEL DANNO SISMICO PER MECCANISMI: LA SCHEDA MEDEA.

3.2.1 La scheda MEDEA

Sulla scorta della classificazione del danno riportata in MEDEA è stata successivamente messa a punto una scheda per il rilievo sistematico e l'analisi del danno sismico (scheda MEDEA), strutturata in modo da poter analizzare le relazioni esistenti tra i fattori di vulnerabilità della struttura, le tipologie di danno sismico ed i meccanismi di collasso mediante l'osservazione critica delle caratteristiche del quadro fessurativo. La scheda (riportata in appendice) è stata utilizzata per la prima volta in occasione del terremoto di San Giuliano nel 2002. In quell'occasione fu rilevato l'intero centro storico della piccola cittadina Molisana. Recentemente la scheda è stata utilizzata in occasione del terremoto in Abruzzo del 2009, ove è stato rilevato circa il 25% degli edifici nel Centro Storico dell'Aquila.

La scheda richiede al rilevatore:

- la classificazione dei dissesti presenti sull'edificio, accompagnata da una graduazione della gravità del dissesto
- l'individuazione, per ogni tipo di dissesto, del meccanismo di collasso da cui esso è originato.
- la ricerca di eventuali fattori tipologici di vulnerabilità che potrebbero essere correlati con i meccanismi riscontrati.

E' evidente che questo strumento, a differenza di tutte le precedenti schede di rilievo post-sisma, ivi compresa la AeDES, produce una analisi del danno sismico non solo "quantitativa" ma anche e soprattutto "qualitativa", con preziose indicazioni sulle cause di dissesto e sul reale comportamento dell'edificio rilevato.

Di particolare interesse, in questo tipo di analisi, è la differenza fra meccanismi "fuori dal piano" (ribaltamento di parte o dell'intera parete, flessione della parete etc) e "nel piano". (taglio o pressoflessione nel piano della parete).

3.2.2 Analisi critica del danno sismico con metodologia MEDEA

Analizzando il data-base di schede Medea redatte post-sisma, ed in particolare le correlazioni fra il livello complessivo di danno riscontrato (secondo la graduazione di danno EMS da d0 a d6) ed i tipi di meccanismo attivati, si sono avanzate una serie di interessanti considerazioni, che si riportano di seguito.

Una prima analisi, svolta sul dato rilevato a San Giuliano di Puglia, mette in relazione il livello di danno globale con il meccanismo “prevalente”, ossia il meccanismo, fra quelli riscontrati per edificio, responsabile del maggior numero di dissesti. Da questa analisi, con riferimento alla figura 3.9, si desume che:

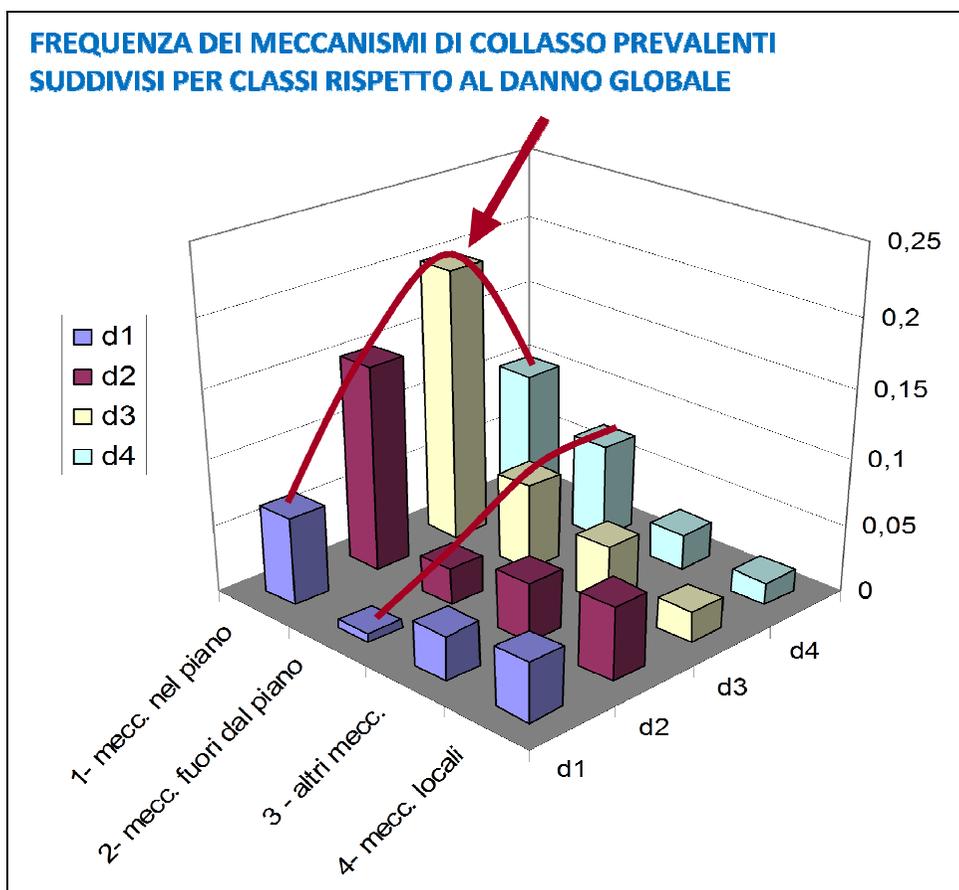


Fig. 3.9 - S. Giuliano di Puglia. Correlazione fra danno globale e tipologia del meccanismo di collasso.

- 1) I meccanismi nel piano sono in generale i più frequenti e crescono in modo direttamente proporzionale al crescere del danno fino a raggiungere un massimo al danno d3 (circa del 20%); ciò dimostra la graduale entrata in gioco del meccanismo al crescere del danneggiamento fino a d3, si osserva poi una frequenza per d4 pari circa al 9 %. Nel percorso di danneggiamento oltre d3 fino al collasso totale d5 è ragionevole pensare che si realizzino importanti dislocazioni responsabili dell'insorgere di altri tipi di meccanismo significativi, diversi da quelli nel piano.
- 2) I meccanismi fuori del piano si presentano con frequenze più basse rispetto a quelli nel piano e presentano un andamento crescente con il danno, ovvero risultano quasi assenti per danno d1 e circa pari al 6% per danno d4. Inoltre, tranne casi particolari, non si presentano come prevalenti per bassi livelli di danno, laddove in prima battuta insorgono meccanismi nel piano, mentre diventano più frequenti in prossimità del collasso della struttura, ovvero quando la risposta alle azioni taglianti nei maschi murari è sensibilmente diminuita.

Una ulteriore serie di analisi è stata effettuata sul data-base rilevato all'Aquila. In primo luogo è stata analizzata la correlazione fra il livello di danno globale e l'attivazione di ognuno dei meccanismi. Il risultato è riportato in figura. 3.10 , ed evidenzia ancora una volta la prevalenza di danno grave associato a meccanismi fuori dal piano. Nel grafico riportato, il numero in basso identifica il meccanismo corrispondente secondo la classificazione adottata nella scheda MEDEA.

Questa tendenza risulta ancora più evidente nel diagramma riportato in Fig 3.11, che raggruppa gli edifici per livello di danno globale ed analizza la frequenza di attivazione di meccanismi fuori dal piano e nel piano per ogni livello di danno.

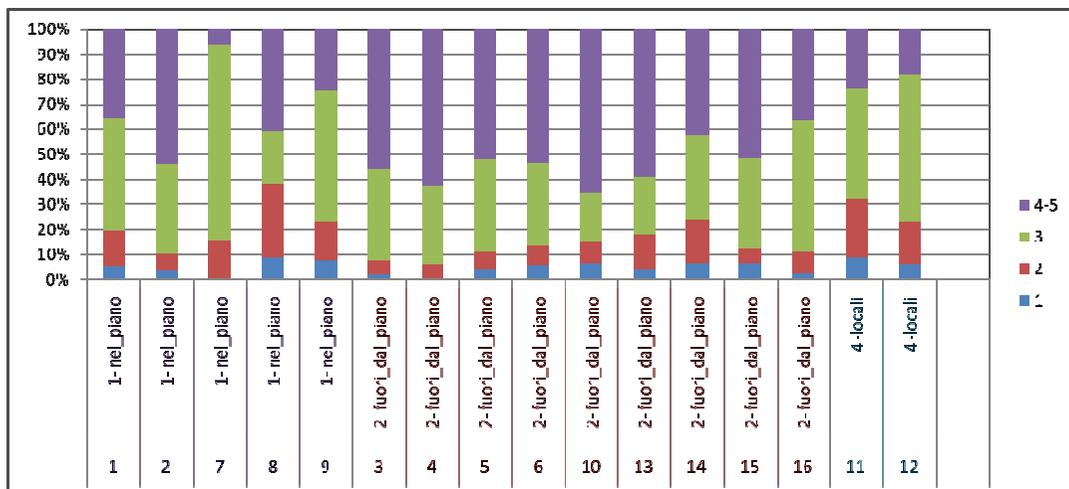


Fig. 3.10 - L'Aquila. Correlazione fra danno globale e meccanismi attivati.

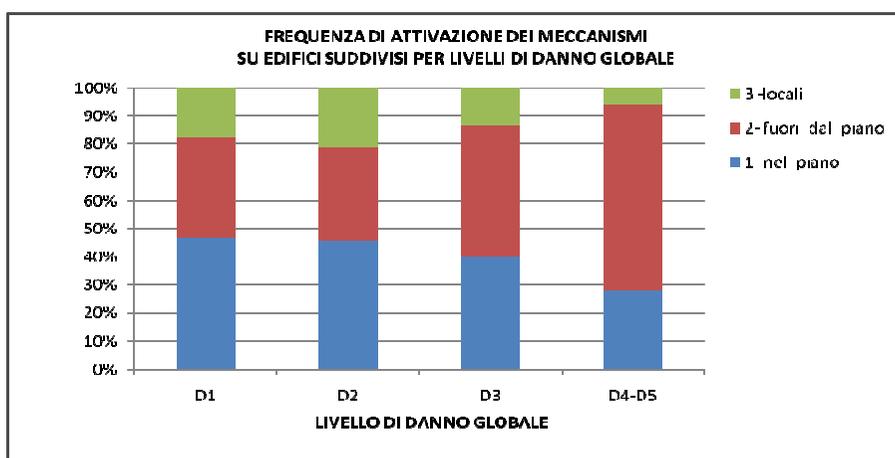


Fig. 3.11 - L'Aquila. Correlazione fra danno globale e classe del meccanismo attivato.

Queste prime considerazioni generali mostrano come i meccanismi fuori dal piano, generalmente attivi in edifici privi di efficace collegamento fra le pareti, possono essere considerati responsabili dei livelli più alti di danno, mentre gli edifici dotati di buon comportamento scatolare, e che pertanto presentano un più basso livello complessivo di danno, sono caratterizzati prevalentemente da meccanismi nel piano. Una analisi più dettagliata è stata condotta esaminando separatamente il

comportamento di gruppi di edifici classificati in funzione di una o più caratteristiche tipologiche. Ad esempio, si è esaminato parallelamente il comportamento di edifici con muratura scadente e quello di edifici con muratura di buona qualità.

Il risultato è riportato in Fig 3.12 . e mostra come per murature di qualità scadente si possano verificare, in rari casi, elevati livelli di danno imputabili a meccanismi nel piano.

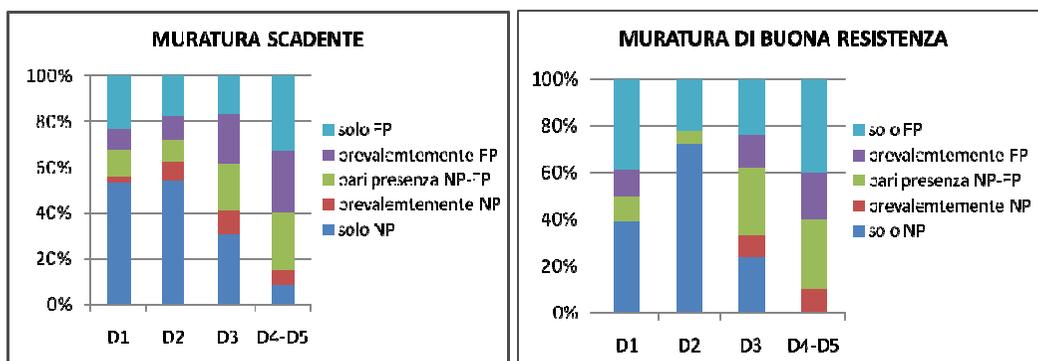


Fig. 3.12 - L'Aquila. Correlazione fra danno globale, tipologia della muratura e meccanismi attivati.

Analogamente sono stati analizzati gruppi di edifici classificati per tipo di struttura orizzontale, per numero di piani, per tipologia di copertura ed in base alla presenza di collegamenti orizzontali (catene).

I risultati sono riportati in grafico nelle figg. da 3.13 a 3.16. Da osservare la minor frequenza di meccanismi fuori dal piano in edifici con solai rigidi. Il comportamento degli edifici con volte è sostanzialmente assimilabile a quello degli edifici con solai deformabili, contrariamente a quanto ci si aspetterebbe, considerando che in genere gli edifici con volte sono caratterizzati da murature solide e di buona qualità e che il collegamento di piano è generalmente buono, tuttavia occorre considerare che questo risultato potrebbe essere “falsato” per la forte presenza all'Aquila di volte sottili con mattoni disposti “in foglio”, abbinate sovente con un solaio in legno all'estradosso e con funzione di controsoffitto pesante più che propriamente strutturale.

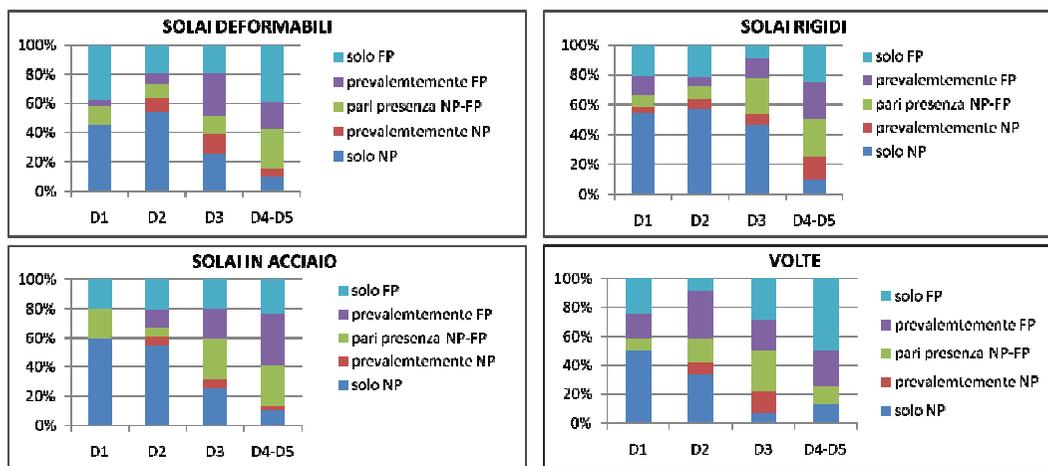


Fig. 3.13 - L'Aquila. Correlazione fra danno globale, tipologia degli orizzontamenti e meccanismi attivati.

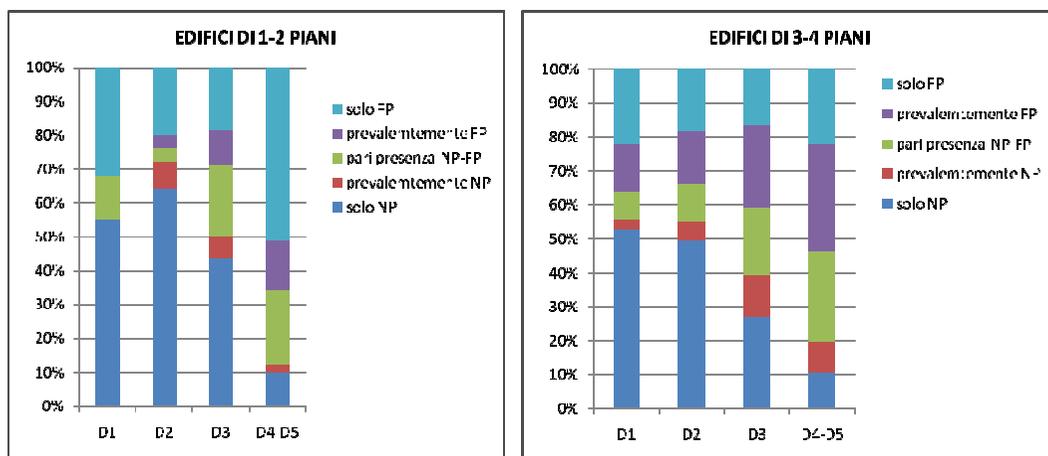


Fig. 3.14 - L'Aquila. Correlazione fra danno globale, numero di piani e meccanismi attivati.

Evidente la differenza di comportamento fra edifici con collegamenti efficaci e non, ove questi ultimi mostrano una marcata presenza di meccanismi fuori dal piano, prevalentemente in corrispondenza di elevati livelli di danno

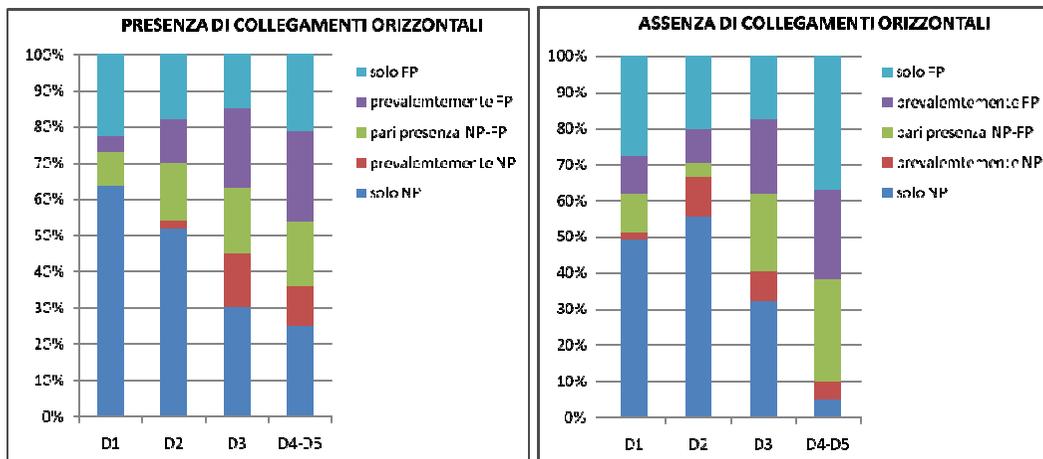


Fig. 3.15 - L'Aquila. Correlazione fra danno globale, presenza di tiranti e meccanismi attivati.

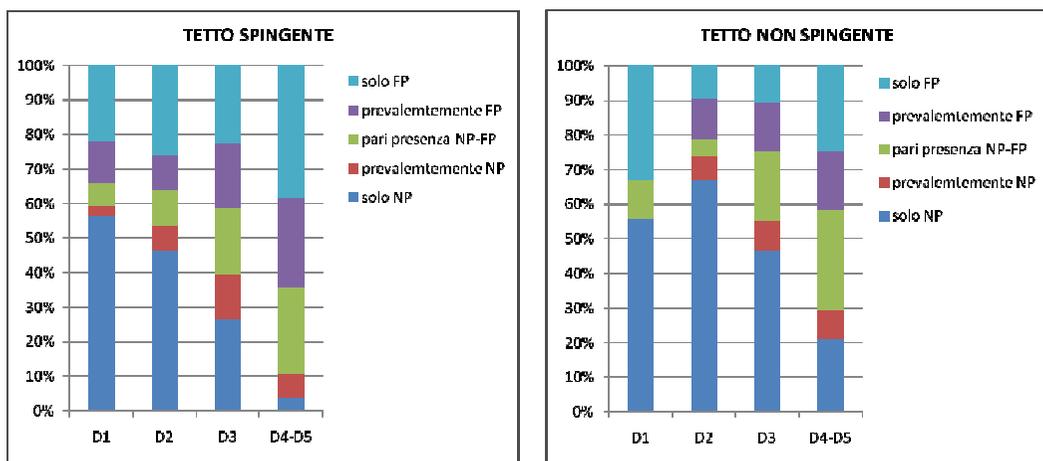


Fig. 3.16 - L'Aquila. Correlazione fra danno globale, tipologia della copertura e meccanismi attivati.

Capitolo 4

MODELLO ITERATIVO DI CALCOLO

4.1 PROCEDURA DI SIMULAZIONE MONTE CARLO

Come accennato in precedenza, uno degli obiettivi del presente studio è la valutazione, anche in termini quantitativi, delle correlazioni esistenti fra le caratteristiche tipologico-strutturali ed i principali meccanismi di collasso potenzialmente innescati dall'azione sismica.

Il percorso individuato per il raggiungimento di questo obiettivo è quello di effettuare una analisi statistica con metodo Monte Carlo, che può essere sinteticamente descritta come segue:

1. Analisi critica del danno sismico osservato a partire dai dati raccolti in occasione di eventi del passato con la scheda MEDEA, e con l'ausilio dell'Indice Sintetico di Danno (SPD). Il risultato è l'individuazione, fra le caratteristiche maggiormente ricorrenti nell'edilizia comune in muratura, dei fattori tipologici che principalmente condizionano la risposta sismica.
2. Predisposizione di un software che genera iterativamente modelli simulati di edifici. Le caratteristiche tipologiche sensibili (qualità struttura verticale, collegamenti, rigidità solai, tetti spingenti etc.) sono assegnate ad ogni edificio mediante un processo di generazione casuale che simula le più probabili combinazioni di parametri.
3. Gli edifici simulati sono raggruppati per classe tipologica secondo i criteri di assegnazione definiti dalla procedura "SAVE".
4. Facendo riferimento alla classificazione adottata nel manuale MEDEA sono stati individuati alcuni fra i principali meccanismi di collasso riscontrabili su edifici in muratura, e per ognuno di questi è stato implementato il corrispondente algoritmo di calcolo agli stati limite.

5. Per ognuno dei modelli così generati, si sono calcolati i valori del parametro di scuotimento (PGA) in grado di attivare ciascuno dei meccanismi di collasso considerati. Viene valutato il collasso al limite di danno ed al limite ultimo. Il calcolo è stato effettuato iterativamente (si è osservato che il risultato si presenta sufficientemente stabile con circa 100.000 iterazioni, che il software esegue in pochi minuti).
6. Raccogliendo i risultati della simulazione è stato analizzato il comportamento medio degli edifici raggruppati per classe di vulnerabilità e si sono valutate numericamente le variazioni di performance indotte dai fattori tipologici considerati.
7. Sulla base dei risultati ottenuti si sono costruite le curve di vulnerabilità per ognuna delle classi tipologiche (A,B,C,D) comunemente adottate nelle analisi di tipo macrosismico.
8. Si sono infine determinate le modalità con cui si verifica la gerarchia temporale nell'innescarsi dei diversi meccanismi che portano al collasso totale, in particolare fra i meccanismi nel piano e quelli fuori dal piano.

Nei paragrafi che seguono vengono descritte in dettaglio le assunzioni e le scelte metodologiche e le procedure di calcolo adottate nella costruzione del modello di simulazione, considerando separatamente i due aspetti che caratterizzano il problema, ossia la generazione automatica di modelli di edificio ed il calcolo della resistenza sismica.

4.2 GENERAZIONE ITERATIVA DI EDIFICI VIRTUALI.

La procedura di calcolo provvede, per ogni iterazione, a generare un edificio virtuale. I parametri geometrici, tipologici e meccanici che caratterizzano ogni modello, “estratti” casualmente, sono i seguenti:

- 1) Tipologia della struttura muraria:

sono state considerate 5 tipologie di struttura muraria:

- Pietrame caotico
- Pietra squadrata
- Tufo
- Mattoni pieni
- Mattoni forati di buona qualità

Nel modello di calcolo i parametri che caratterizzano il tipo di muratura sono il peso specifico e la resistenza caratteristica a compressione e taglio.

2) Tipologia della struttura orizzontale:

sono state considerate 4 tipologie di struttura orizzontale:

- Solai con travi principali in legno
- Solai con travi principali in ferro
- Solai in latero-cemento
- Volte

Nel modello di calcolo i parametri che caratterizzano il tipo di orizzontamento sono il peso per mq e l'efficacia del collegamento con la struttura verticale, quantificata mediante un coefficiente di attrito.

3) Tipologia della copertura

Le tipologie considerate sono le stesse 4 tipologie dei solai intermedi, tuttavia è contemplata la possibilità che il solaio di copertura sia "estratto" diverso dai solai intermedi.

4) Tetto spingente

L'eventualità che l'edificio sia coronato da un tetto spingente è tenuta in conto come variabile on/off.

5) Numero di piani

Si considerano edifici con un numero massimo di 5 piani. Non sono considerati piani interrati o seminterrati.

6) Altezza di interpiano

E' stata considerata una altezza di interpiano variabile fra 3 e 5 metri

7) Presenza di collegamenti orizzontali (catene)

La presenza di catene che ancorano la parete ai muri di spina è tenuta in conto come variabile on/off.

8) Spessore delle pareti

Lo spessore della parete del piano terra è una variabile casuale discreta con variazione ogni 10 cm fra 30 e 70 cm. Nel caso gli orizzontamenti siano volte lo spessore viene aumentato di 10 cm. Quale che sia lo spessore "estratto" al piano terra, se l'edificio ha più di due piani sono previste due rastremazioni, in corrispondenza del terzo e del quinto livello.

9) Lunghezza della parete

La lunghezza complessiva della parete (che si intende anche come distanza fra i muri di spina ortogonali) varia fra 3 e 7 metri .

10) Aperture

Viene considerata una variabile casuale che determina la percentuale complessiva di aperture. Estratto questo valore, il programma calcola in automatico il numero di aperture in funzione della superficie complessiva della parete. Viene trascurata la resistenza della parte di muro sottofinestra, che peraltro è generalmente rientrante rispetto allo spessore della parete. Le aperture sono considerate allineate su tutti i livelli. Le dimensioni dei maschi murari sono generate casualmente entro fissati limiti di proporzione con le aperture e la dimensione complessiva della

parete.

11) Efficacia dei collegamenti

Si introduce una variabile aleatoria che esprime l'efficacia degli ammorsamenti murari in corrispondenza di cantonali e martelli.

12) Direzione di orditura del solaio.

Per ognuno dei livelli si considera la possibilità che il solaio sia ordito parallelamente o ortogonalmente alla parete. Questa circostanza influisce sul carico verticale trasmesso alla parete e sull'efficacia del collegamento parete/solaio.

E' opportuno sottolineare che i modelli di edificio "virtuale" non possono essere generati in maniera del tutto arbitraria, è necessario infatti che le situazioni simulate siano il più possibile espressive di possibili situazioni reali, non avrebbe senso, ad esempio, costruire un modello virtuale di edificio con analizzare un edificio in muratura scadente, alto 5 piani e con pareti di spessore 30 cm al piano terra. Le distribuzioni di probabilità delle variabili casuali che parametrizzano le caratteristiche su elencate devono dunque essere accuratamente calibrate al fine di riprodurre combinazioni di parametri coerenti con le caratteristiche ricorrenti nell'edilizia dei comuni.

Per ottenere questa coerenza è stata effettuata una robusta analisi statistica delle tipologie costruttive di edifici esistenti a struttura muraria.

Il Centro di Ricerca PLINIVS dispone di una banca dati che comprende informazioni raccolte in campagne di rilevamento "in tempo di pace" a scopo esclusivamente di inventario con indicazione delle caratteristiche tipologiche di circa 130.000 edifici, appartenenti a circa 300 comuni dislocati in diverse regioni d'Italia. Le caratteristiche tipologiche sono rilevate mediante schedatura di primo o secondo livello. I dati vengono da campagne di

rilevamento effettuate in epoche diverse e con differenti tecniche, pertanto la modalità di tale rilevamento e la completezza delle informazioni disponibili non sono omogenee, tuttavia questo data-base rappresenta una preziosa fonte di informazioni sulle caratteristiche tipologiche dell'edilizia corrente, ed analizzando i dati in esso contenuti è stato possibile definire non solo le distribuzioni di probabilità delle variabili aleatorie che determinano la costruzione dei modelli virtuali, ma anche le probabilità congiunte di combinazioni di caratteristiche. In altri termini, fissata la tipologia muraria come variabile aleatoria principale, (campionata con probabilità uniformemente distribuita), la distribuzione di probabilità, ad esempio della variabile aleatoria "numero di piani" risulta dipendente dalla tipologia muraria di volta in volta considerata. Allo stesso modo quasi tutte le altre variabili aleatorie sono campionate considerando distribuzioni dipendenti dalla combinazione delle altre, secondo un preciso ordine gerarchico, come schematizzato in figura 4.1 :

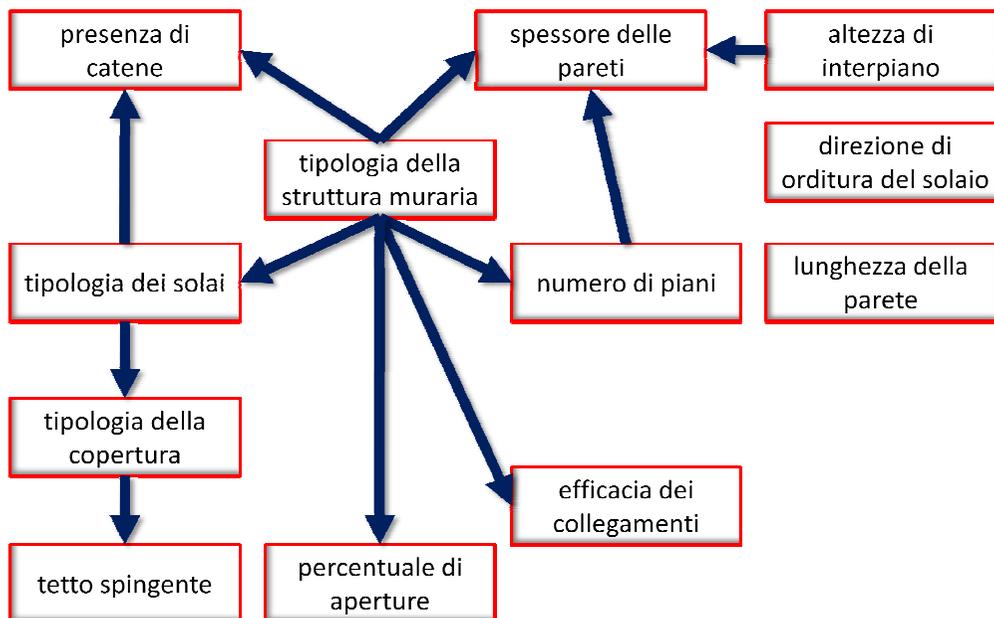


Fig. 4.1 - Relazioni gerarchiche di dipendenza statistica fra le variabili del modello

Le dipendenze statistiche sono state desunte dall'analisi del data-base del Centro Studi PLINIVS prima citato. Si riportano alcune delle statistiche utilizzate. Gli edifici “virtuali “ così generati risultano rappresentativi di situazioni reali, con l'ulteriore vantaggio di rientrare nei criteri previsti dalla procedura “SAVE” di assegnazione delle classi tipologiche, circostanza di non secondaria importanza per gli scopi del presente lavoro.

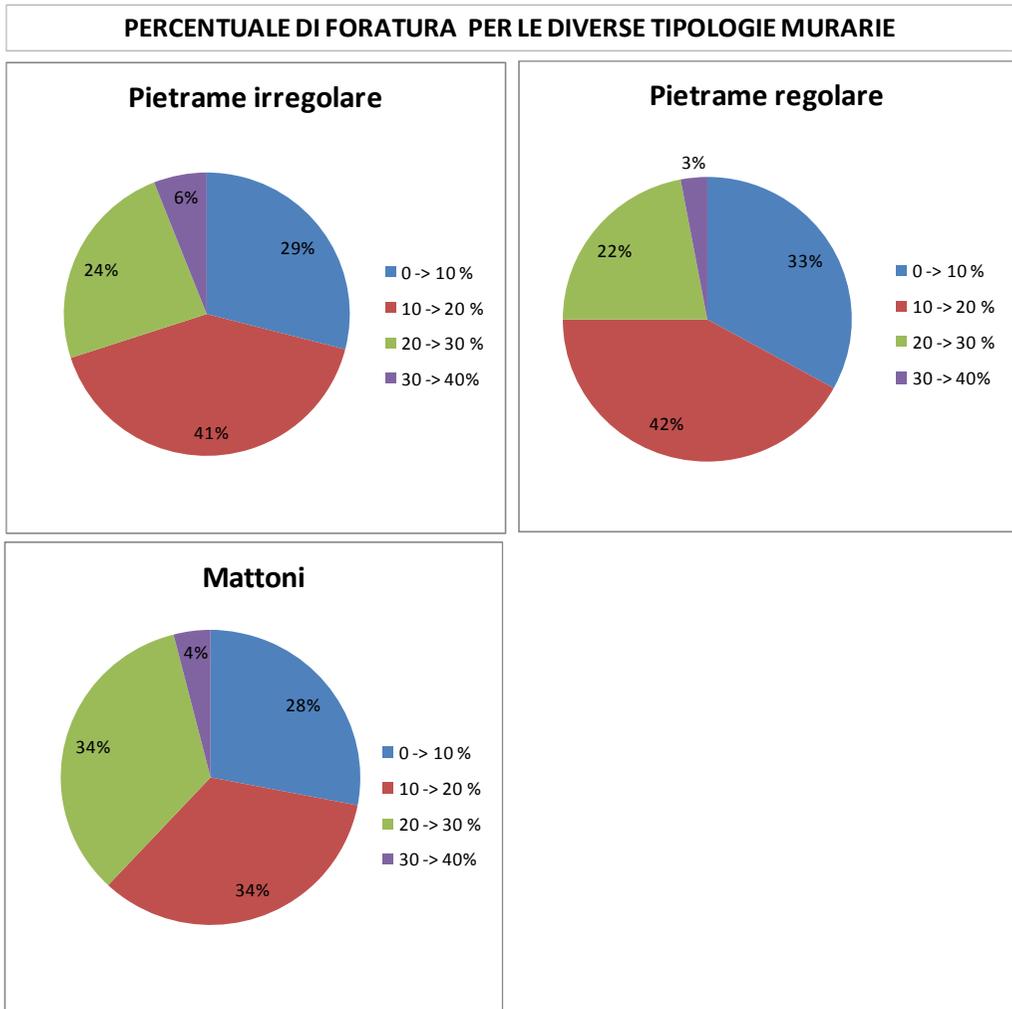


Fig. 4.2 - Frequenza rilevata di edifici con data percentuale di foratura

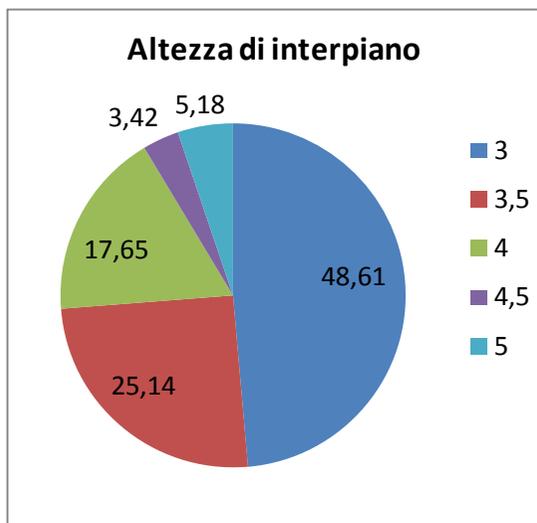


Fig. 4.3 - Frequenza rilevata di edifici con data altezza di interpiano

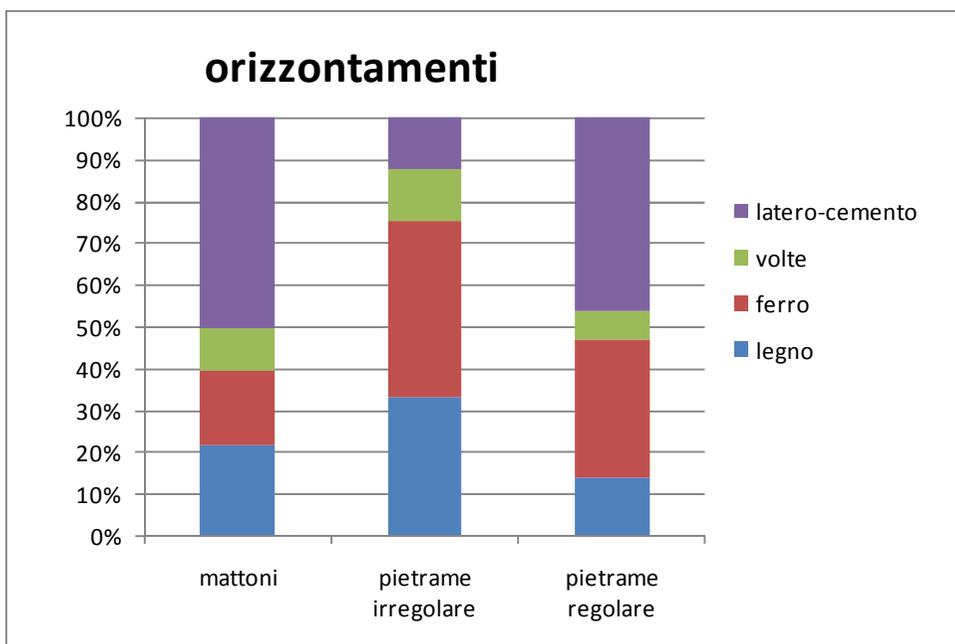


Fig. 4.4 - Frequenza rilevata di edifici per tipologia di struttura verticale ed orizzontale

Occorre precisare che in realtà, essendo il calcolo limitato all'analisi di una singola parete, non viene generato l'intero edificio, ma unicamente la

parete oggetto di calcolo ed i muri di spina ad essa collegati. D'altra parte la procedura automatica produce pareti di geometria variabile che coprono tutta la casistica più frequente. Inoltre va considerato che l'analisi svolta è di tipo comparativo, ed il significato dei risultati sta nell'interpretazione delle differenze di comportamento fra classi di edifici. In quest'ottica l'unico parametro di cui non si è tenuto conto è l'incremento di sollecitazione dovuto ad irregolarità planimetriche, che potrebbe in ogni caso essere "artificialmente" introdotto come coefficiente amplificativo del carico e generato casualmente. Questa operazione andrebbe però supportata da una robusta analisi, statistica e sintetico-numerica, delle variazioni di sollecitazione indotte su una parete per effetto di irregolarità strutturali, che può essere presa in considerazione nei futuri miglioramenti della procedura.

4.3 MODELLI DI CALCOLO PER L'ATTIVAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO.

4.3.1 Premessa

Come si è detto, i meccanismi di collasso per edifici in muratura possono essere raggruppati in tre categorie: meccanismi nel piano, fuori dal piano e locali. Atteso che il contributo dei meccanismi locali al danno globale dell'edificio è generalmente minore, l'analisi condotta nel presente studio prende in considerazione solo i meccanismi nel piano e quelli fuori dal piano. I due comportamenti possono essere descritti sinteticamente come segue:

- *Meccanismi nel piano*: si manifestano quando le pareti della scatola muraria, sollecitate da azioni complanari in entrambi i versi, rispondono ad esse con delle classiche lesioni ad x che evidenziano la formazione di bielle compresse diagonali.

Tali meccanismi sono da ricondurre alla scarsa capacità di reagire a trazione del materiale murario, ma generalmente evidenziano un buon comportamento scatolare della muratura, in virtù del quale le azioni orizzontali si distribuiscono correttamente sugli elementi murari posti lungo le direttrici di sollecitazione.

- *Meccanismi fuori dal piano*: si manifestano attraverso un cinematismo fuori dal piano di una o più pareti della scatola muraria che, soggetta ad azioni sismiche, perde la propria configurazione originaria. L'insorgere di un simile meccanismo spesso è dovuto al mancato ammorsamento fra i muri di facciata e quelli ortogonali ed è eventualmente favorito dall'azione spingente di solai e coperture. L'insorgere di meccanismi fuori dal piano è generalmente associato ad elevati livelli di danno globale, ed anche in caso di danno lieve per meccanismo appena incipiente pregiudica l'agibilità dell'edificio in assenza di opere provvisoriale.

Le due tipologie di meccanismo esprimono due comportamenti profondamente diversi sotto l'azione del sisma, pur tuttavia si è visto che sovente essi si riscontrano sullo stesso edificio. Esaminando con attenzione gli edifici che presentano entrambe le tipologie di meccanismo si può ipotizzare che il meccanismo nel piano si manifesti per primo, e che quello fuori dal piano insorga solo in un secondo momento quando, per effetto del primo meccanismo, siano venuti a mancare i collegamenti efficaci fra le pareti.

A conforto di questa tesi si possono osservare molti edifici in cui il ribaltamento della parete avviene lungo la lesione a direttrice diagonale causata dal taglio nel piano, che diviene successivamente cerniera cilindrica per il meccanismo di ribaltamento.

Si riportano nelle fig. 4.5 e 4.6 due esempi.



Fig. 4.5- ribaltamento lungo la direttrice diagonale delle lesioni da taglio



Fig 4.6- ribaltamento lungo la direttrice diagonale delle lesioni da taglio

Anche dal punto di vista del calcolo le due tipologie di meccanismo richiedono due diversi tipi di analisi strutturale. I meccanismi nel piano infatti richiedono una analisi elasto-plastica a rottura, mentre i meccanismi fuori dal piano possono essere calcolati con una più semplice analisi cinematica.

In proposito è opportuno ricordare che per gli scopi del presente lavoro i risultati del singolo passaggio di calcolo interessano soprattutto in termini qualitativi, e sono significativi solo se confrontati statisticamente con tutte le altre iterazioni del processo. Se si considerano inoltre le inevitabili semplificazioni adottate nella costruzione dei modelli “virtuali” di un edificio, appare evidente che qualche assunzione semplificativa nelle procedure di calcolo utilizzate possa essere ammessa.

Si riportano nel seguito i due metodi di calcolo utilizzati, con le assunzioni e le semplificazioni adottate e gli algoritmi implementati nel modello.

4.3.2 Meccanismi nel piano

I meccanismi nel piano sono stati calcolati adottando una metodologia a macroelementi e valutando la massima sollecitazione orizzontale sopportabile dall'intera parete.

Dalle campagne sperimentali condotte e dai danni rilevati sulle pareti murarie di edifici colpiti da eventi sismici si è potuto riscontrare che i meccanismi di rottura nel piano dei pannelli di maschio murario possono essere dovuti a sollecitazione di presso-flessione o taglio. Il primo si verifica più frequentemente nei pannelli snelli e si attiva quando le tensioni normali attingono in uno o più punti il limite di rottura, il secondo si verifica più frequentemente nei pannelli tozzi ed è indotto da sollecitazioni taglienti che possono provocare la rottura sia per il superamento delle tensioni di trazione, che generalmente interessano gli elementi lapidei, e sia per fenomeni di scorrimento tra malta ed elementi lapidei. Al secondo tipo di meccanismo

generalmente è associato un comportamento fragile dei pannelli di maschio murario.

I modelli proposti per la valutazione dei meccanismi di collasso nel piano sono stati analizzati con le ipotesi semplificative di seguito riportate:

- Incapacità delle sezioni estreme del pannello di maschio ad esplicitare tensioni di trazione: tale ipotesi è accettabile quando in corrispondenza delle basi esiste una discontinuità indotta dalla presenza di materiali diversi, come ad esempio cordoli lisci in c.a.. Anche quando tali discontinuità all'estremità del pannello non sussistono, la bassissima resistenza a trazione della muratura non modifica in maniera rilevante i risultati dell'analisi tensionale;
- Distribuzione lineare o costante delle tensioni normali sulle basi;
- I pannelli di maschio sono liberi lungo i lati, pertanto sono sollecitati esclusivamente sulle basi estreme.

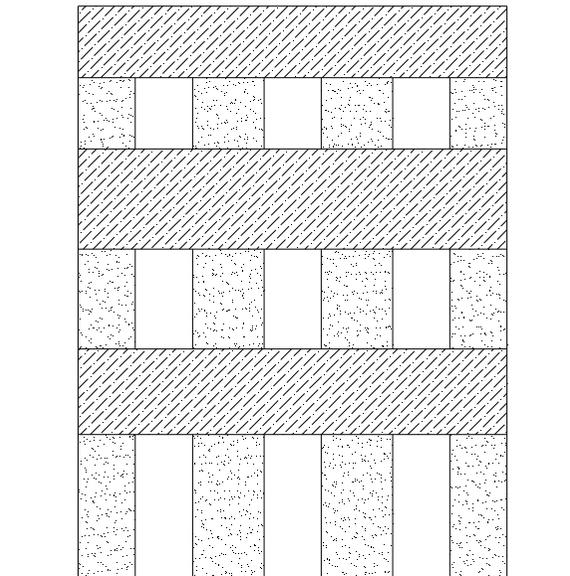


Fig. 4.7- il modello di parete adottato nel calcolo

Si sono considerate tre possibilità di meccanismo che vengono esaminate

separatamente:

- Meccanismo di crisi per pressoflessione nel piano
- Meccanismo di crisi per taglio da scorrimento
- Meccanismo di crisi per taglio da trazione

Per ognuno di essi si descrivono nel seguito le modalità di calcolo della sollecitazione resistente ultima.

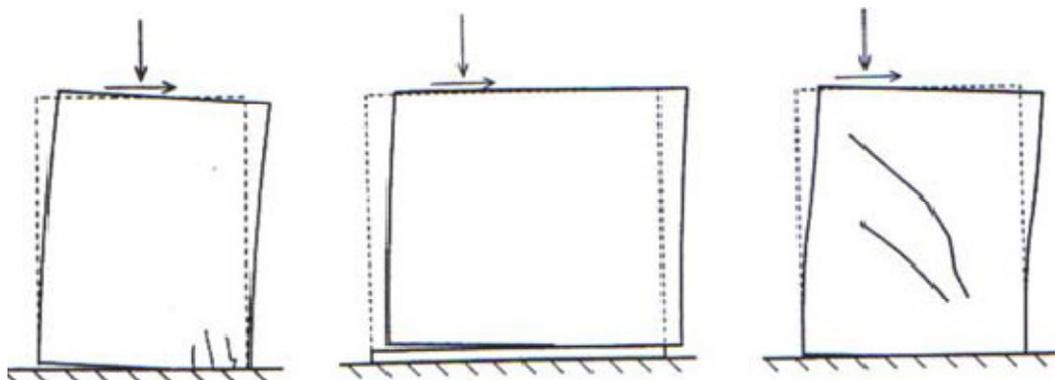


Fig. 4.8- i meccanismi nel piano considerati: pressoflessione, taglio per scorrimento e taglio per trazione.

1) Meccanismo di crisi per pressoflessione

La crisi per pressoflessione del pannello di maschio può essere analizzata sia allo stato limite elastico, considerando la sezione interamente o parzialmente reagente, sia allo stato limite plastico; in tali ipotesi è possibile ottenere delle formulazioni che permettono di definire la frontiera di un dominio di equilibrio a pressoflessione e le accelerazioni di danno leggero e severo.

a) Stato limite elastico lineare a sezione interamente reagente.

Le tensioni normali hanno una distribuzione lineare con ordinata massima inferiore o uguale alla tensione di rottura per compressione ($\sigma_{\max} \leq \sigma_k$) e con ordinata minima di compressione al più nulla (Figura 4.9). Il diagramma delle tensioni normali interessa l'intera sezione in quanto l'asse neutro è al suo esterno; poiché le fibre di materiale rimangono in campo elastico all'interno del pannello

si crea un puntone reversibile, ovvero il pannello di maschio riesce a sopportare nuove sollecitazioni di segno uguale ed opposto.

Affinché si verifichi tale situazione la condizione geometrica è:

$$0 \leq e_s \leq \frac{B}{6} \quad (4.1)$$

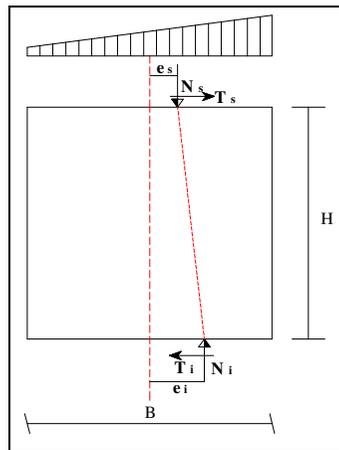


Fig. 4.9- Sezione interamente reagente

La forza orizzontale che provoca la crisi per pressoflessione del pannello libero in sommità è:

$$T_e = \frac{B}{6 \cdot H} \left[\sigma_k \cdot S \cdot B - N_{\max} \left(1 + \frac{6 \cdot e_s}{B} \right) \right] \quad (4.2)$$

La forza orizzontale che provoca la crisi per pressoflessione del pannello vincolato in sommità è:

$$T_e = \frac{B}{3 \cdot H} \left[\sigma_k \cdot S \cdot B - N_{\max} \left(1 + \frac{6 \cdot e_s}{B} \right) \right] \quad (4.3)$$

dove:

B è la base del pannello murario

S è lo spessore del pannello murario

H è l'altezza del pannello murario

N è lo sforzo normale che sollecita il pannello

e_s è l'eccentricità dello sforzo normale

σ_{kt} è la tensione normale ultima di compressione

Le espressioni ottenute definiscono il dominio di equilibrio al limite elastico per sezione interamente reagente e permettono di calcolare le PGA di danno leggero.

b) Stato limite elastico lineare a sezione parzializzata.

Le tensioni normali hanno una distribuzione lineare con ordinata massima inferiore o uguale alla tensione di rottura per compressione ($\sigma_{\max} \leq \sigma_k$) e ordinata minima di compressione nulla (Figura 4.10). Il diagramma delle tensioni normali non interessa l'intera sezione in quanto l'asse neutro è interno alla stessa; poiché le fibre di materiale rimangono in campo elastico, all'interno del pannello si crea un puntone reversibile. Affinché si verifichi tale situazione la condizione geometrica è:

$$\frac{B}{6} < e_s < \frac{B}{2}. \quad (4.4)$$

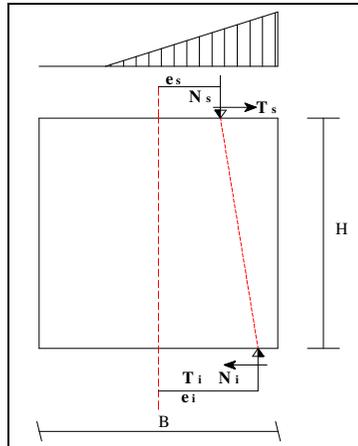


Fig. 4.10- Sezione parzializzata

La forza orizzontale che provoca la crisi per pressoflessione del pannello libero in sommità è:

$$T_e = \frac{N_{\max}}{H} \left(-e_s + \frac{B}{2} - \frac{2}{3} \frac{N_{\max}}{\sigma_k \cdot S} \right) \quad (4.5)$$

La forza orizzontale che provoca la crisi per pressoflessione del pannello vincolato in sommità:

$$T_e = \frac{N_{\max}}{2 \cdot H} \left(-e_s + \frac{B}{2} - \frac{2}{3} \frac{N_{\max}}{\sigma_k \cdot S} \right) \quad (4.6)$$

Le espressioni ottenute definiscono il dominio di equilibrio al limite elastico per sezione parzialmente reagente e permettono di calcolare le PGA di danno leggero.

c) *Stato limite ultimo.*

Le tensioni normali hanno una distribuzione costante con ordinata uguale alla tensione di rottura per compressione ($\sigma_{\max} = \sigma_k$). Il diagramma delle tensioni normali non interessa l'intera sezione in quanto l'asse neutro è interno alla stessa (Figura 4.11); poiché le fibre di materiale hanno raggiunto il valore della tensione di plasticizzazione, all'interno del pannello si crea un puntone non più reversibile ed il pannello di maschio è incapace di sopportare nuovi stati di sollecitazione.

Il taglio di crisi per pressoflessione del pannello libero in sommità è:

$$T_u = \frac{N_{\max}}{H} \left[-e_s + \frac{1}{2} \left(B - \frac{N_{\max}}{\sigma_k \cdot S} \right) \right] \quad (4.7)$$

La sollecitazione tagliante che provoca la crisi per pressoflessione del pannello vincolato in sommità è:

$$T_u = \frac{N_{\max}}{2 \cdot H} \left[-e_s + \frac{1}{2} \left(B - \frac{N_{\max}}{\sigma_k \cdot S} \right) \right] \quad (4.8)$$

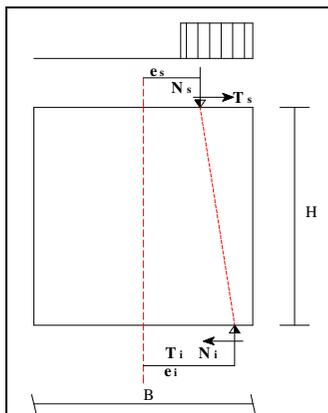


Fig. 4.11- Sezione allo stato limite ultimo

Le espressioni ottenute definiscono il dominio di equilibrio al limite elastico per

sezione parzialmente reagente e permettono di calcolare le PGA di danno severo. Noto T_u si può ricavare il valore della accelerazione spettrale a^* con la :

$$a^* = \frac{T_u}{W} g \quad (4.9)$$

con W = totale delle masse in gioco.

2) *Meccanismo di crisi per taglio da trazione*

La crisi del pannello non deriva solamente dalle condizioni limite che si attingono in corrispondenza delle basi (crisi per pressoflessione), ma dal superamento della resistenza di trazione del materiale. La crisi si manifesta con le classiche lesioni inclinate che interessano tanto gli elementi lapidei che la malta.

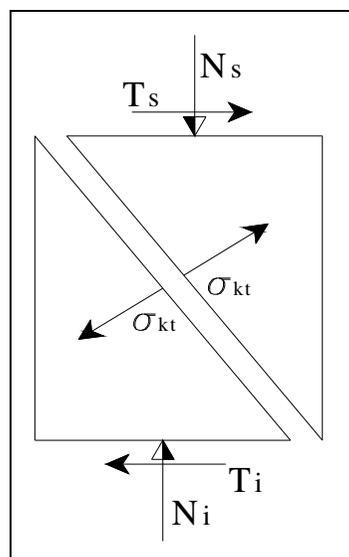


Fig. 4.12- Crisi per taglio da trazione

Il valore del taglio di crisi è:

$$T_u = (B \cdot S \cdot \tau_k) \sqrt{1 + \frac{N}{p(B \cdot S \cdot \tau_k)}} \quad (4.10)$$

dove:

p è il coefficiente di distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione trasversale del pannello. Nel caso di pannelli tozzi $p=1$ la distribuzione delle tensioni tangenziale è uniforme, nel caso di pannelli snelli $p=1,5$ la distribuzione delle tensioni tangenziale è parabolica.

τ_k è la tensione tangenziale media ultima da taglio per trazione in assenza di sforzo normale

σ_{kt} è la tensione normale ultima di trazione

Nota T_u si può ricavare il valore della accelerazione spettrale a^* con la :

$$a^* = \frac{T_u}{W} g \quad (4.11)$$

con W = totale delle masse in gioco.

3) *Meccanismo di crisi per taglio da scorrimento*

La crisi si genera per il superamento della resistenza allo scorrimento tra malta ed elementi lapidei ed il meccanismo può manifestarsi con lesioni orizzontali in corrispondenza della testa o del piede del pannello, o con le classiche lesioni diagonali. In questo caso per distinguerlo da quello dovuto al superamento della resistenza a trazione bisogna osservare il tipo di movimento subito dalle due parti che costituiscono il pannello. Le due parti tendono a scorrere reciprocamente lungo la lesione, mentre nel caso di crisi per taglio da trazione tendono ad allontanarsi in direzione ortogonale alla lesione.

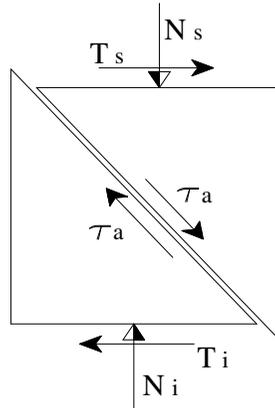


Fig. 4.12- Crisi per taglio da scorrimento

$$\tau_{ck} = (\tau_{co} + \mu_a \cdot \sigma) \quad (4.12)$$

dove:

μ_a è il coefficiente di attrito. Si assume, come suggerito dalla normativa,

$$\mu_a = 0.4$$

τ_{co} è la coesione media tra malta ed elementi lapidei

La sollecitazione tagliante che provoca la crisi è

$$T = \tau_{ck} \cdot B' \cdot S \quad (4.13)$$

Ove B' è la lunghezza della zona compressa della sezione e vale:

$$B' = 3 \left(\frac{B}{2} - \frac{M_u}{N} \right) \quad (4.14)$$

Considerando che :

$$M_u = w \cdot a^* \cdot \frac{\sum_{i=1}^{np} w_i \cdot z_i^2}{\sum_{i=1}^{np} w_i \cdot z_i} \quad (4.15)$$

dipende a sua volta dalla accelerazione spettrale, il valore di a^* può essere ricavato con due passaggi successivi:

1) Si assegna ad a^* un valore arbitrario che per comodità si assume :

$$\overline{a^*} = 1 \quad (4.16)$$

Con questa posizione il taglio di piano è

$$\overline{T} = W \quad (4.17)$$

il corrispondente momento alla base vale

$$\overline{M}_u = w \cdot 1 \cdot \frac{\sum_{i=1}^{np} w_i \cdot z_i^2}{\sum_{i=1}^{np} w_i \cdot z_i} \quad (4.18)$$

la lunghezza della zona compressa $\overline{B'}$ è :

$$B' = 3 \left(\frac{B}{2} - \frac{\overline{M}_u}{N} \right) \quad (4.19)$$

e la sollecitazione tagliante

$$\overline{T}_u = \tau_{ck} \cdot \overline{B'} \cdot S = 3 \cdot \tau_{ck} \left(\frac{B}{2} - \frac{\overline{M}_u}{W} \right) \quad (4.20)$$

ma d'altra parte

$$T_u = \overline{T}_u \cdot a^*; M_u = \overline{M}_u \cdot a^* \quad (4.21)$$

per cui

$$3 \cdot \tau_{ck} \left(\frac{B}{2} - \frac{\overline{M}_u}{W} \right) = a^* \cdot 3 \cdot \tau_{ck} \left(\frac{B}{2} - a^* \frac{\overline{M}_u}{W} \right) \quad (4.22)$$

da cui si ricava :

$$a^* = \frac{3 \tau_{ck} \cdot B/2}{W + 3 \cdot \frac{Mu}{W}} \quad (4.23)$$

Utilizzando le relazioni riportate si calcola l'accelerazione spettrale per un singolo setto murario, ma poiché la parete è generalmente costituita da più setti e più piani, occorre tenere conto della distribuzione delle azioni sismiche sui diversi setti.

Per ognuno dei meccanismi descritti la procedura adottata è la seguente:

- 1) Si esamina per prima la parete del primo livello (piano terra) e si calcola la sollecitazione resistente ultima del maschio murario più debole fra quelli che costituiscono la parete.
- 2) Si calcola l'azione orizzontale sugli altri maschi della parete, proporzionalmente alle rigidezze confrontate con la rigidezza del pannello calcolato.
- 3) Si sommano le azioni orizzontali di tutti i maschi e si ottiene l'azione complessiva di piano sulla parete.
- 4) Si calcolano le azioni orizzontali per ognuno degli altri livelli di piano, proporzionalmente alle masse ed alla distanza dei loro baricentri dal suolo.
- 5) Si verificano i setti agli altri piani.
- 6) Se uno dei setti risulta non verificato si calcola il rapporto con la massima azione orizzontale da esso sopportabile e si applica tale rapporto come fattore riduttivo delle azioni orizzontali sull'intera parete.
- 7) Dal rapporto fra il taglio massimo alla base e la massa complessiva si ricava l'accelerazione spettrale di crisi.

4.3.2 Meccanismi fuori dal piano

I meccanismi fuori dal piano sono stati calcolati utilizzando l'analisi cinematica. Per ogni meccanismo la parete viene schematizzata come sistema

meccanico di corpi rigidi, reso labile per l'attivazione del meccanismo. Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, il sistema di spostamenti virtuali prodotto. Si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che sono applicate sul sistema e che sono costituite da:

- pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).
- eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da tiranti);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali alle masse del sistema, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio. Il fattore di proporzionalità è uno scalare α detto "moltiplicatore".

Scopo dell'analisi cinematica è il calcolo di α_0 , cioè il valore del moltiplicatore in grado di causare l'innescio del meccanismo, che si definisce "moltiplicatore di collasso", che si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left[\sum_{i=1}^n P_i \delta_{i,x} + \sum_{j=1}^{n+m} P_j \delta_{j,x} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{i,y} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (4.24)$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli

- elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
 - P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
 - P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
 - $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
 - $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
 - $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
 - F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
 - δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
 - L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (4.25)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α_0 e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_0 g}{e^*} \quad (4.26)$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad \text{è la frazione di massa partecipante della struttura.}$$

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è

possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (4.27)$$

dove:

- n, m, P_i , $\delta_{x,i}$ sono definiti come sopra
- $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k, assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k .

Se le diverse azioni vengono mantenute costanti la curva di capacità presenta un andamento lineare ed assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* \left(1 - \frac{d^*}{d_0^*} \right) \quad (4.28)$$

d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

Nel caso in cui siano presenti le forze esterne di entità variabile, la curva sarà di norma assunta lineare a tratti.

- La resistenza e la capacità di spostamento relativa stato limite di danno corrisponde all'accelerazione spettrale a_0^* , che provoca l'attivazione del meccanismo di danno;
- La resistenza e la capacità di spostamento relativa stato limite ultimo sono valutati con procedura semplificata mediante il fattore di struttura q

$$\alpha_u = \alpha_0^* \cdot q \quad (4.29)$$

Si assume q=2

Nel presente studio sono stati considerati i meccanismi più frequenti, cioè il ribaltamento parziale o totale della parete e la flessione della parete slungo la direttrice verticale. Si espongono nel seguito le specifiche di calcolo del moltiplicatore di collasso per i meccanismi considerati.

1) Meccanismo di Ribaltamento Semplice

Il meccanismo consiste in una rotazione rigida attorno ad una cerniera cilindrica posta alla base della porzione di parete coinvolta. Esso si attiva per effetto di azioni sismiche fuori dal piano ed è favorito dall'assenza di connessioni con le pareti ortogonali e dalla mancanza di collegamenti in testa alla catena cinematica, come cordoli o catene (*Figura 4.13*).



Fig. 4.13- Meccanismo di ribaltamento

Figura II.1: Meccanismo di Ribaltamento Semplice (da MEDEA – Zuccaro, Papa) -

Il ribaltamento della parete può interessare uno o più piani a secondo del punto in cui può probabilmente formarsi la cerniera cilindrica e può riguardare zone più o meno estese a secondo della presenza di aperture e della distanza delle pareti ortogonali a quella oggetto del ribaltamento. L'aspetto fondamentale per la valutazione analitica del moltiplicatore di collasso è l'individuazione della geometria della tesa ribaltante dalla quale è possibile definire lo schema di calcolo quanto più reale possibile. Se l'edificio ha già subito l'azione sismica il meccanismo di ribaltamento si può individuare dalla presenza di lesioni verticali in corrispondenza dell'incrocio tra la tesa ribaltante e le pareti ortogonali e dallo sfilamento delle travi del solaio dal muro (*Figura 4.14 e 4.15*).



Fig. 4.14- Meccanismo di ribaltamento semplice



Fig. 4.15 Meccanismo di ribaltamento semplice

Si descrive nel seguito il modello di calcolo del moltiplicatore di collasso per pareti monolitiche ad uno o più piani. La simbologia adottata è la seguente:

$i = 1, \dots, i\text{-esimo}, \dots, n$ Numero di piani;

W_i Peso proprio della parete al piano i ;

F_{vi} Componente verticale della spinta di archi o sulla parete al piano i ;

F_{oi} Componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i ;

P_i Peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo, calcolato in base all'area d'influenza;

S_p Spinta statica trasmessa dalla copertura;

T_i Valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i ;

N Generici carichi verticali agenti in sommità, supposti centrati sui paramenti;

S_i Spessore della parete al piano i ;

H_i Altezza della parete al piano i rispetto al polo;

y_{ai} Altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i rispetto al polo;

x_{ai} distanza orizzontale del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i rispetto al polo;

x_{pi} distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i rispetto al polo;

y_{Gi} altezza del baricentro della parete al piano i rispetto al polo;

α_0 Moltiplicatore delle forze orizzontale.

R_i Resistenza offerta della connessione muraria con le pareti ortogonali al piano i

y_{Ri} Altezza del punto di applicazione della resistenza R_i rispetto al polo;

Il ribaltamento può interessare diverse geometrie della parete in esame in funzione delle caratteristiche meccaniche delle murature e di una eventuale presenza di lesioni o aperture. Il meccanismo può interessare uno o più livelli dell'edificio e ciò dipende dalla efficacia della connessione dei vari solai ai vari livelli della struttura; in questo caso occorre valutare il moltiplicatore di collasso per le diverse posizioni che eventualmente la cerniera cilindrica può assumere in corrispondenza dei vari livelli.

a) Analisi del moltiplicatore di collasso per parete monolitica ad un piano

Il meccanismo descrive il comportamento di una parete monolitica ad un piano che, sotto le sollecitazioni di azioni sismiche potrebbe subire un ribaltamento, eventualmente favorito dalla presenza di tetti spingenti.

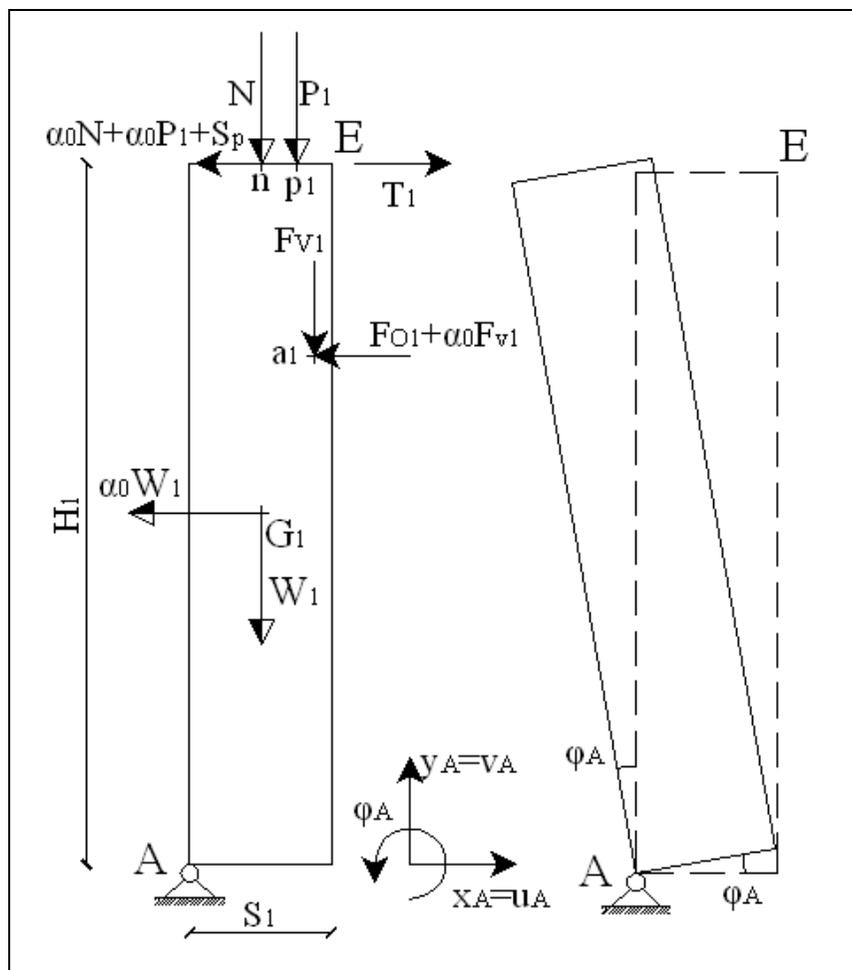


Fig. 4.16- Ribaltamento semplice di una parete monolitica ad un piano

Una volta individuata la geometria del macroelemento coinvolto nel ribaltamento si determinano tutti i carichi agenti sulla parete e le sue condizioni di vincolo. Nella fattispecie il sistema si considera incernierato alla base che è il punto attorno a cui ruota ed in testa presenta una forza che tende ad opporsi al ribaltamento e rappresenta l'azione indotta sulla parete da parte di orizzontamenti o catene ortogonali alla parete. I carichi agenti sulla parete sono rappresentati dai pesi trasmessi dalle strutture e sovrastrutture su di essa agenti, da spinte statiche e da forze orizzontali dovute all'evento sismico e calcolate

come il prodotto del valore dell'azione verticale e il moltiplicatore di collasso α_0 . Individuate le condizioni di vincolo ed i carichi agenti sul sistema è possibile procedere alla determinazione del momento delle forze che innescano il ribaltamento della parete attorno alla cerniera cilindrica (*momento ribaltante*) ed il momento delle forze che si oppongono a tale ribaltamento (*momento stabilizzante*). Con riferimento alla *Figura II.3* si può scrivere l'equazione di equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta nel punto A che ci permette di determinare il moltiplicatore di collasso α_0 ; per cui il momento stabilizzante e il momento ribaltante risultano rispettivamente pari a:

$$M_S = W_1 \frac{S_1}{2} + F_{V1}x_{a1} + P_1x_{p1} + N \frac{S_1}{2} + T_1H_1 \quad (4.29)$$

$$M_R = \alpha_0 [W_1y_{G1} + F_{V1}y_{a1} + P_1H_1 + NH_1] + F_{o1}y_{a1} + S_pH_1 + R_iY_{Ri} \quad (4.30)$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$W_1 \frac{S_1}{2} + F_{V1}x_{a1} + P_1x_{p1} + N \frac{S_1}{2} + T_1H_1 = \alpha_0 [W_1y_{G1} + F_{V1}y_{a1} + P_1H_1 + NH_1] + F_{o1}y_{a1} + S_pH_1 + R_iY_{Ri} \quad (4.31)$$

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \frac{S_1}{2} + F_{V1}x_{a1} + P_1x_{p1} + N \frac{S_1}{2} + T_1H_1 - F_{o1}y_{a1} - S_pH_1 + R_iY_{Ri}}{W_1y_{G1} + F_{V1}y_{a1} + P_1H_1 + NH_1} \quad (4.32)$$

Questa metodologia di calcolo consente di tenere conto della ridotta resistenza a compressione della muratura posizionando la cerniera cilindrica, attorno alla quale avviene il ribaltamento, in un punto situato all'interno dello spessore del muro. Inoltre è possibile considerare la presenza di macroelementi di geometria irregolare

prodotta da un quadro fessurativo esistente in facciata o dalla presenza di eventuali aperture, modificando la posizione del baricentro in maniera opportuna, tuttavia al momento nel modello di calcolo iterativo non sono implementate funzioni che consentano di considerare queste circostanze.

2) *Analisi del moltiplicatore di collasso per parete monolitica a più piani*

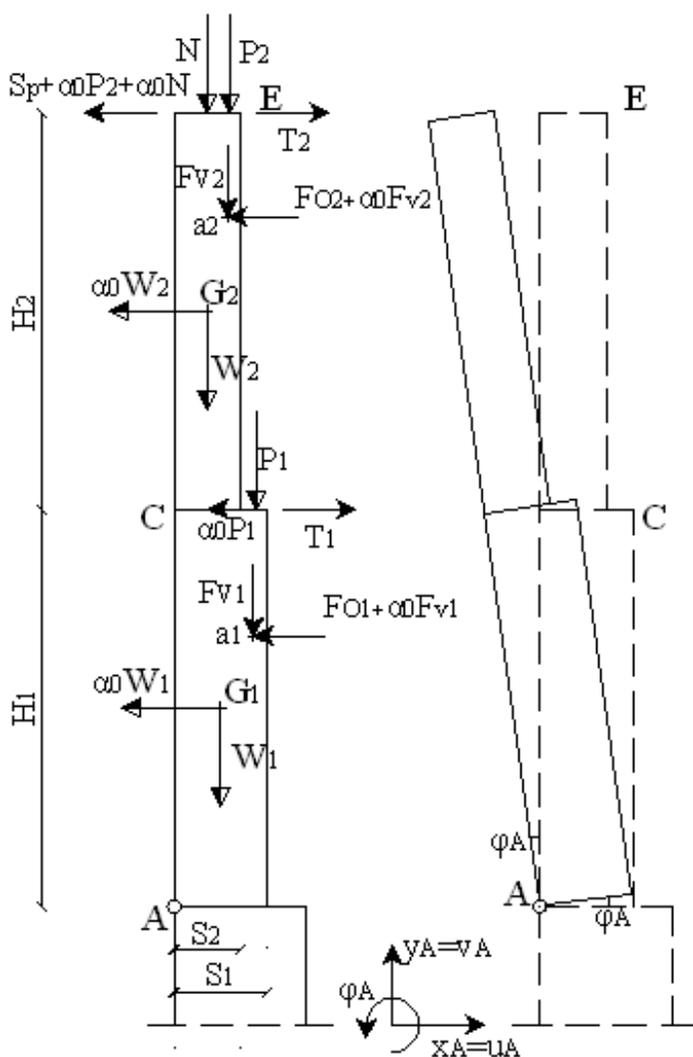


Fig. 4.17- Ribaltamento semplice di una parete monolitica a più piani - schema di calcolo

Il meccanismo descrive il ribaltamento di una parete di facciata su diversi livelli; ciò avviene quando in corrispondenza dei solai non vi sono dispositivi in grado di contrastare il cinematismo attivato. Una completa analisi del meccanismo è richiede il calcolo del il moltiplicatore di collasso per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei diversi piani dell'edificio. Da tali analisi si identifica il valore minimo del moltiplicatore di collasso calcolato considerando anche la spinta esercitata dai solai.

Con riferimento alla *Figura II.4* è possibile si calcola il momento stabilizzante pari a:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} x_{ai} + \sum_{i=1}^n P_i x_{pi} + \sum_{i=1}^n T_i H_i + \sum_{i=1}^n R_i Y_{Ri} + N x_n \quad (4.33)$$

il momento ribaltante pari a:

$$M_R = \alpha_0 \left[\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} y_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_i H_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{oi} y_{Vi} + S_p H \quad (4.34)$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} x_{ai} + \sum_{i=1}^n P_i x_{pi} + \sum_{i=1}^n T_i H_i - \sum_{i=1}^n F_{oi} y_{Vi} - S_p H + N x_n}{\left[\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} y_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_i H_i + \sum_{i=1}^n R_i Y_{Ri} \right]} \quad (4.35)$$

Il software esegue l'analisi posizionando in automatico la cerniera in corrispondenza di ogni orizzontamento ed in corrispondenza del suolo, calcolando il moltiplicatore critico per ognuno dei casi considerati ed assumendo come moltiplicatore critico il minimo fra quelli calcolati.

3) Analisi del moltiplicatore di collasso meccanismi di Flessione Verticale

La presenza di un qualsiasi tipo di connessione efficace posta in testa alla tesa muraria impedisce il ribaltamento ma , in ogni caso, la parete muraria sollecitata da

azioni orizzontali può andare in crisi per instabilità verticale (*Figura 4.18*). La parete muraria riesce a sopportare gli sforzi di flessione solo se lo sforzo normale è tale che la risultante resta sempre interna alla sezione trasversale; in altri termini la combinazione delle azioni verticali ed orizzontali determinano un effetto ad arco verticale.

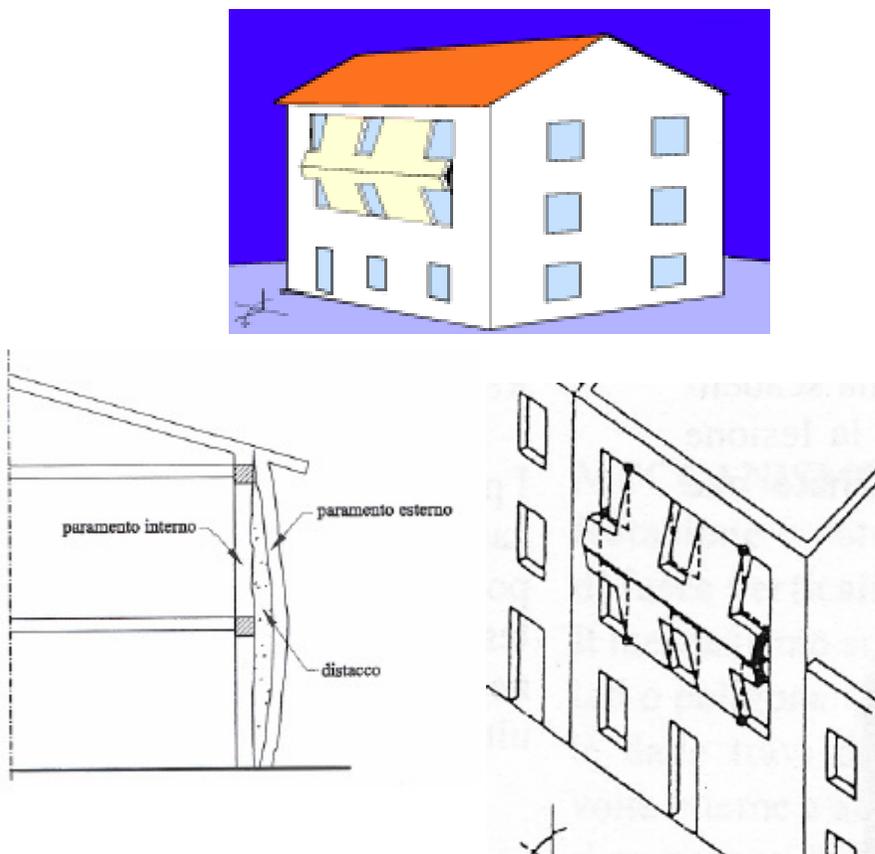


Fig. 4.18- Flessione verticale di parete su un singolo livello

Nell'ipotesi in cui esso risulta esterno ad una sezione della parete muraria favorisce la formazione di una cerniera cilindrica che consente l'innesco del meccanismo e la cui posizione è inizialmente indeterminata.

Il meccanismo è favorito dalla presenza di una muratura di caratteristiche

scadenti, da spinte localizzate come ad esempio quelle dovute ad archi, volte o solai intermedi non adeguatamente trattenuti.

Il meccanismo a flessione verticale può interessare uno o più piani dell'edificio in relazione sia alla presenza degli orizzontamenti adeguatamente connessi alla parete muraria che alle diverse geometrie dei macroelementi in funzione delle aperture o eventuali quadri fessurativo esistenti. Per la determinazione del moltiplicatore di collasso è fondamentale individuare la geometria dei macroelementi interessati nel meccanismo di flessione verticale in modo da creare un modello geometrico più reale possibile. In generale la cilindricasi forma in corrispondenza della sezione della parete in cui la risultante della azioni verticali e orizzontali non è più contenuta in essa. La posizione della cerniera non è determinabile inizialmente per cui occorre valutare il moltiplicatore di collasso associato a diverse posizione della cerniera cilindrica e ricercare il valore minimo da associare all'attivazione del meccanismo.

Al momento nel modello di calcolo iterativo è stato implementato solo il caso in cui la flessione interessa una singola parete fra due orizzontamenti

In riferimento al modello di calcolo adottato, la simbologia che viene utilizzata è la seguente:

$i = 1, \dots, i, \dots, n$ Numero di piani;

W_i Peso proprio della parete al piano i ;

F_{vi} Componente verticale della spinta di archi o sulla parete al piano i ;

F_{oj} Componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i ;

P_i Peso del solaio agente sulla parete al piano i ,

T_i Valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i ;

N Generici carichi verticali agenti in sommità, supposti centrati sui paramenti;

S_i Spessore della parete al piano i ;

H_A Altezza della parete del macroelemento A rispetto al suo polo;

H_B Altezza della parete del macroelemento B rispetto al suo polo;

y_{ai} Altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i rispetto al polo;

x_{ai} distanza orizzontale del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i rispetto al polo;

x_{pi} distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i rispetto al polo;

y_{Gi} altezza del baricentro della parete al piano i rispetto al polo;

α_0 Moltiplicatore delle forze orizzontale.

Il meccanismo riguarda una parete monolitica ad un piano che, presentando ai vari livelli una buona connessione con i solai, sotto le sollecitazioni di azioni sismiche potrebbe subire una flessione verticale fuori dal piano. Le condizioni di vincolo necessarie affinché avvenga il meccanismo locale di collasso sono caratterizzate da una parete incernierata alla base e dalla presenza di un carrello che impedisce completamente qualsiasi tipo di traslazione orizzontale in testa. Le combinazioni delle azioni verticali ed orizzontali potrebbero essere tali da formare una cerniera cilindrica necessaria per attivare il meccanismo la cui posizione non è individuabile inizialmente.

I carichi sulla parete sono rappresentati dai pesi trasmessi dalle strutture e sovrastrutture su di essa agenti, da spinte statiche e da forze orizzontali dovute all'evento sismico e proporzionali alle masse in gioco mediante il moltiplicatore di collasso α_0 . Una volta individuate le condizioni di vincolo ed i carichi agenti sul sistema, è possibile procedere all'individuazione della cerniera cilindrica che corrisponde al minimo valore del moltiplicatore di collasso.



Fig. 4.19- Flessione verticale di parete su un singolo livello

La formulazione del moltiplicatore di collasso successivamente determinata è ottenuta in riferimento al sistema rappresentato in *Figura III.3*. I parametri di spostamento generalizzati che permettono di descrivere il cinematiso del sistema vengono ricavati dalle condizioni di congruenza imposte dai vincoli. Dato un punto P generico appartenente ad un corpo rigido le cui coordinate sono rispettivamente x e y , le sue componenti di spostamento u_p e v_p possono essere espresse in funzione delle componenti dello spostamento u_0 e v_0 del polo di riferimento O e della sua rotazione φ_0 intorno ad esso. Ipotizzando una rotazione φ_0 antioraria (positiva) si ha:

$$u_p = u_0 - \varphi_0 y \quad v_p = v_0 - \varphi_0 x \quad (4.36)$$

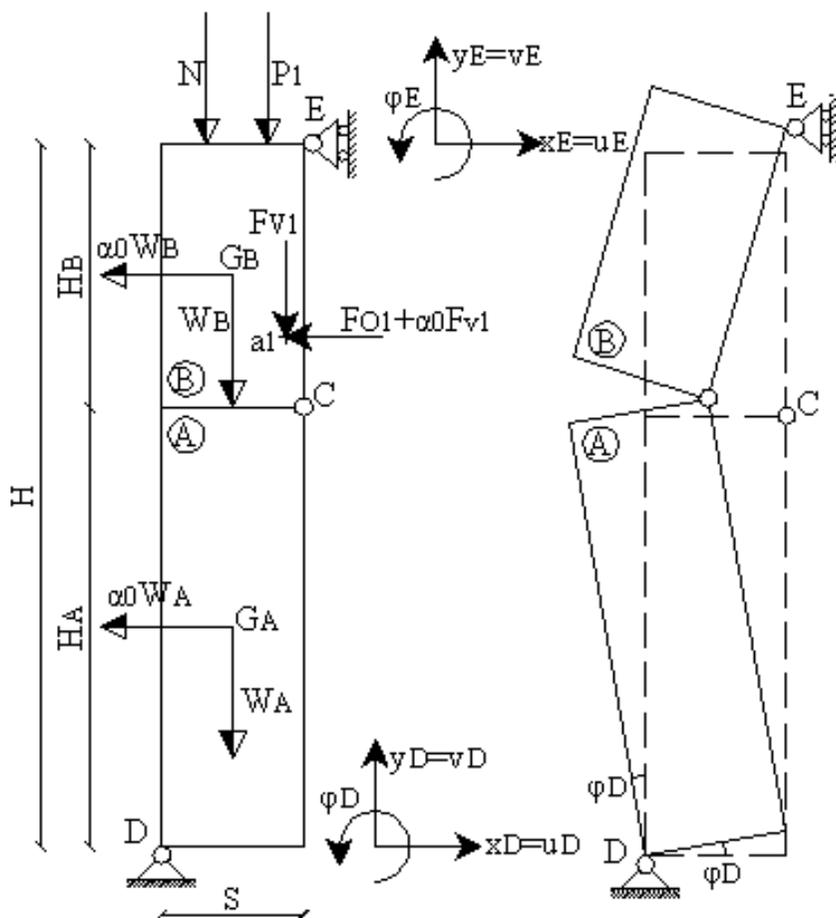


Fig. 4.20- Flessione verticale di parete su un singolo livello – schema di calcolo

Per il sistema schematizzato in *Figura III.3*. è possibile valutare le componenti generalizzate degli spostamenti per i due corpi A e B che costituiscono l'intera parete tenendo conto delle condizioni di vincolo precedentemente descritte. In particolare il corpo rigido A è vincolato nel punto D da una cerniera le cui condizioni di vincolo impongono spostamenti nulli in entrambe le direzioni x, y ed una rotazione che si ipotizza antioraria (positiva), quindi:

$$u_D = 0; \quad v_D = 0; \quad \varphi_D = \varphi_D = 1 \quad (4.37)$$

La cerniera interna C impone come condizione di congruenza che gli spostamenti lungo la direzione x siano uguali, quindi la rotazione intorno al polo E è pari a:

$$u_{CA} = u_{CB} \Rightarrow -\varphi_D H_A = \varphi_E H_B \Rightarrow \varphi_E = -\frac{H_A}{H_B} \varphi_D = -\frac{H_A}{H_B} \quad (4.38)$$

mentre lo spostamento del carrello E è pari a:

$$v_E = \varphi_D S_1 = S_1 \quad (4.39)$$

Pertanto gli spostamenti del carrello posto nel polo E sono:

$$u_E = 0; \quad v_E = S_1; \quad \varphi_E = -\frac{H_A}{H_B} \quad (4.40)$$

Quindi si possono sinteticamente rappresentare gli spostamenti generalizzati dei due corpi rigidi A e B che sono rispettivamente:

$$(u_D; v_D; \varphi_D) = (0; 0; 1) \quad (4.41)$$

$$(u_E; v_E; \varphi_E) = \left(0; S_1; -\frac{H_A}{H_B} \right) \quad (4.42)$$

Per l'applicazione del principio dei lavori virtuali è necessario calcolare gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema per entrambe le direzioni; pertanto ponendo

$$H_B = \frac{H}{\beta}; \quad W_B = \frac{W}{\beta} \quad (4.43)$$

si ricava:

$$H_A = H - H_B = H - \frac{H}{\beta} = \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) H; \quad W_A = \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) W \quad (4.44)$$

$$\frac{H_A}{H_B} = \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) H \frac{\beta}{H} = (\beta-1) \quad (4.45)$$

$$\begin{cases} \delta_{GAx} = u_D - \varphi_D y_{GA} = -y_{GA} = -\frac{H_A}{2} = -\frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \\ \delta_{GAy} = v_D + \varphi_D x_{GA} = \varphi_D x_{GA} = \frac{S_1}{2} \end{cases} \quad (4.46)$$

$$\begin{cases} \delta_{GBx} = u_E - \varphi_E y_{GB} = \frac{H_A}{H_B} y_{GB} = \frac{H_A}{H_B} \left(-\frac{H_B}{2} \right) = -\frac{H_A}{2} = -\frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \\ \delta_{GBy} = v_E + \varphi_E x_{GA} = S_1 - \frac{H_A}{H_B} x_{GB} = S_1 - \frac{H_A}{H_B} \left(-\frac{S_1}{2} \right) = \frac{S_1}{2} \left(2 + \frac{H_A}{H_B} \right) = \frac{S_1}{2} (1 + \beta) \end{cases} \quad (4.47)$$

$$\begin{cases} \delta_{a1x} = u_E - \varphi_E y_{a1} = \frac{H_A}{H_B} (-y_{a1}) = -\frac{H_A}{H_B} y_{a1} = -y_{a1} (\beta-1) \\ \delta_{a1y} = v_E + \varphi_E x_{a1} = S_1 - \frac{H_A}{H_B} (-x_{a1}) = S_1 + \frac{H_A}{H_B} x_{a1} = S_1 + x_{a1} (\beta-1) \end{cases} \quad (4.48)$$

$$\delta_{ny} = v_E + \varphi_E x_n = S_1 - \frac{H_A}{H_B} (-x_n) = S_1 + \frac{H_A}{H_B} x_n = S_1 + x_n (\beta-1) \quad (4.49)$$

$$\delta_{p1y} = v_E + \varphi_E x_{p1} = S_1 - \frac{H_A}{H_B} (-x_{p1}) = S_1 + \frac{H_A}{H_B} x_{p1} = S_1 + x_{p1} (\beta-1)$$

(4.50)

Applicando il principio dei lavori virtuali si ottiene:

$$\begin{aligned} -\alpha_0 W_A \delta_{GAx} - \alpha_0 W_B \delta_{GBx} - \alpha_0 F_{v1} \delta_{a1x} - F_{o1} \delta_{a1x} - W_A \delta_{GAy} - W_B \delta_{GBy} - F_{v1} \delta_{a1y} + \\ - N \delta_{ny} - P_1 \delta_{p1y} = 0 \end{aligned} \quad (4.51)$$

$$\begin{aligned} \alpha_0 W_A \frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) + \alpha_0 W_B \frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) + \alpha_0 F_{v1} y_{a1} (\beta-1) + F_{o1} y_{a1} (\beta-1) - W_A \frac{S_1}{2} + \\ - W_B \frac{S_1}{2} (1 + \beta) - F_{v1} [S_1 + x_{a1} (\beta-1)] - N [S_1 + x_n (\beta-1)] - P_1 [S_1 + x_{p1} (\beta-1)] = 0 \end{aligned} \quad (4.52)$$

$$\alpha_0 W \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) + \alpha \frac{W}{\beta} \frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) + \alpha_0 F_{v1} y_{a1} (\beta-1) + F_{o1} y_{a1} (\beta-1) - W \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \frac{S_1}{2} + \quad (4.53)$$

$$- \frac{W}{\beta} \frac{S_1}{2} (1+\beta) - F_{v1} [S_1 + x_{a1} (\beta-1)] - N [S_1 + x_n (\beta-1)] - P_1 [S_1 + x_{p1} (\beta-1)] = 0$$

$$\alpha_0 \left[W \frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \left[\left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) + \frac{1}{\beta} \right] + F_{v1} y_{a1} (\beta-1) \right] = -F_{o1} y_{a1} (\beta-1) + W \frac{S}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \left[1 + \frac{(1+\beta)}{(\beta-1)} \right] + \quad (4.54)$$

$$+ F_{v1} [S + x_{a1} (\beta-1)] + N [S + x_n (\beta-1)] + P_1 [S + x_{p1} (\beta-1)] = 0$$

$$\alpha_0 \left[W \frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \left[\left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) + \frac{1}{\beta} \right] + F_{v1} y_{a1} (\beta-1) \right] = W \frac{S_1}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \left[1 + \frac{(1+\beta)}{(\beta-1)} \right] + \quad (4.55)$$

$$+ S_1 (F_{v1} + N + P_1) + (\beta-1) [F_{v1} x_{a1} + N x_n + P_1 x_{p1} - F_{o1} y_{a1}]$$

$$\alpha_0 = \frac{W \frac{S_1}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \left[1 + \frac{(1+\beta)}{(\beta-1)} \right] + S_1 (F_{v1} + N + P_1) + (\beta-1) [F_{v1} x_{a1} + N x_n + P_1 x_{p1} - F_{o1} y_{a1}]}{\left[W \frac{H}{2} \left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) \left[\left(\frac{\beta-1}{\beta} \right) + \frac{1}{\beta} \right] + F_{v1} y_{a1} (\beta-1) \right]} \quad (4.56)$$

Per la valutazione del moltiplicatore di collasso α_0 occorre individuare la posizione della cerniera C che divide la parete in due macroelementi indicati con A e B. La posizione di tale cerniera non è univocamente determinata; ad ogni sua posizione corrisponde un valore di α_0 differente. Per valutare il minimo valore del moltiplicatore di collasso si deve individuare il valore di β che lo rende minimo, ciò lo si può fare o imponendo che la derivata di α_0 rispetto a β sia nulla pervenendo a espressioni complesse o per tentativi individuando il valore di β tale che il moltiplicatore di collasso assume il valore più piccolo, soluzione adottata nel modello proposto.

Capitolo 5

RISULTATI DELL'ANALISI E CONCLUSIONI

5.1 ELABORAZIONI DELL'ANALISI

Utilizzando Il modello di calcolo iterativo su descritto è stato generato un set di 100.000 edifici, le cui caratteristiche tipologico-costruttive sono state definite casualmente per ogni iterazione con le modalità descritte al cap.4.

Per ogni edificio generato è stata definita, in funzione delle sue caratteristiche, la classe tipologica di vulnerabilità osservata secondo la procedura di I livello "SAVE".

Il modello di calcolo iterativo ha successivamente calcolato, per ogni edificio :

- 1) Il valore dell'accelerazione a_g di crisi allo stato limite di danno per ognuno dei meccanismi considerati
- 2) Il valore dell'accelerazione a_g di crisi allo stato limite ultimo per ognuno dei meccanismi considerati

Ciò ha consentito di determinare il meccanismo responsabile della crisi in corrispondenza di entrambi gli stati limite. Raccogliendo i risultati per classe tipologica si ottengono i diagrammi in fig. 5.1 e 5.2

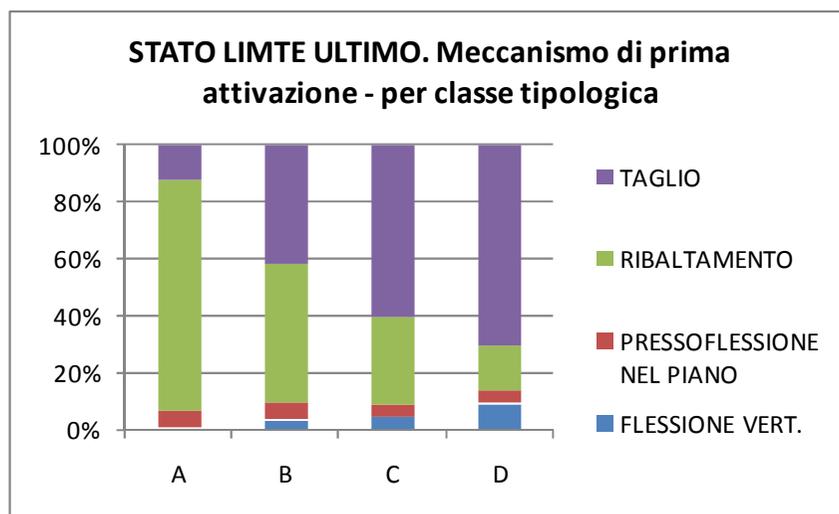


Fig. 5.1- Stato limite ultimo – meccanismo responsabile della crisi per classe

tipologica.

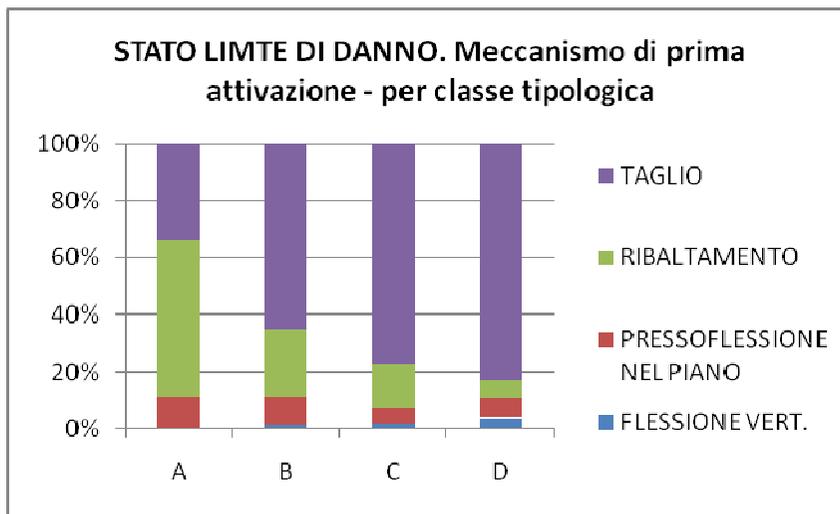


Fig. 5.2- Stato limite ultimo – meccanismo responsabile della crisi per classe tipologica.

Dai diagrammi si evince con chiarezza che, pur essendo i meccanismi nel piano generalmente prevalenti, per le tipologie a più alta vulnerabilità si riscontra una forte percentuale di attivazioni di meccanismi di ribaltamento. Il fenomeno è molto meno evidente per lo stato limite di danno.

Per indagare meglio il comportamento delle diverse classi tipologiche, si sono raccolte, per ogni valore di a_g compreso fra 0.1 e 2.0, le frequenze di attivazione dei diversi meccanismi, sia singolarmente che per tipologia (nel piano e fuori dal piano).

Il risultato è mostrato nelle figg. 5.3 ed in fig. 5.4

Come si può evincere dai diagrammi, il comportamento si presenta nettamente suddiviso in due intervalli: al di sotto di una data soglia di scuotimento (il cui valore varia con la classe tipologica risultando più alto al diminuire della vulnerabilità) prevalgono i meccanismi nel piano, al di sopra della detta soglia prevalgono i meccanismi fuori dal piano.

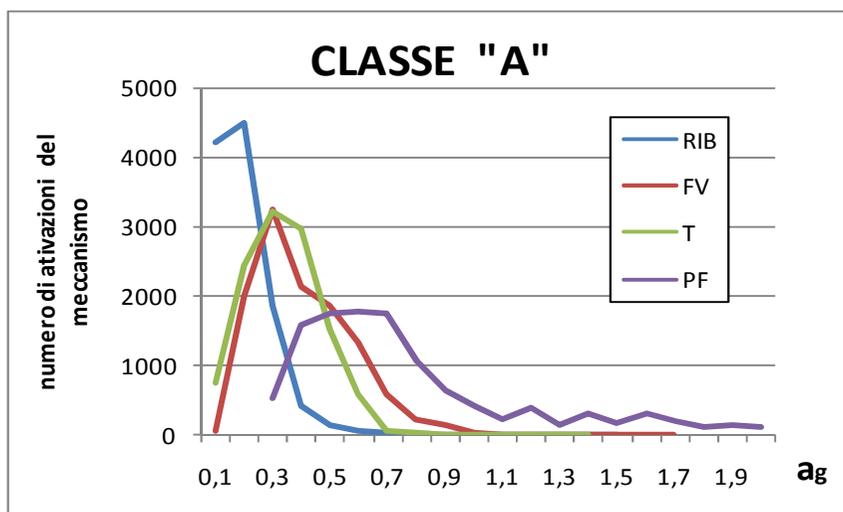


Fig. 5.3a - Classe tipologica "A" numero di edifici del data-set per meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica espressa in a_g

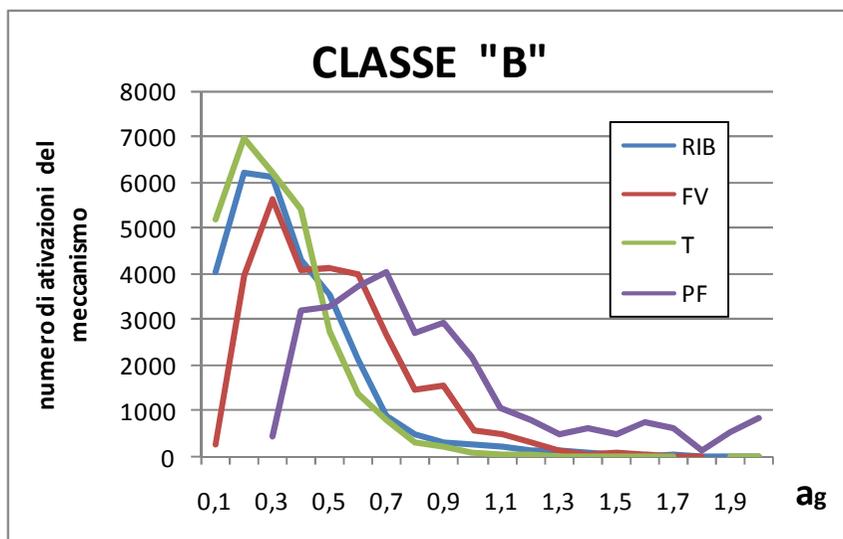


Fig. 5.3b - Classe tipologica "B" numero di edifici del data-set per meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica espressa in a_g

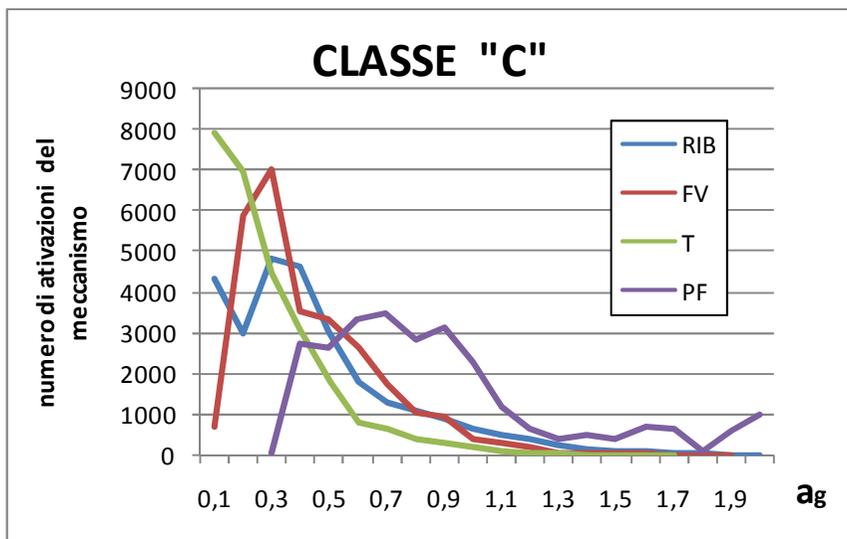


Fig. 5.3c - Classe tipologica "C" numero di edifici del data-set per meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica espressa in a_g

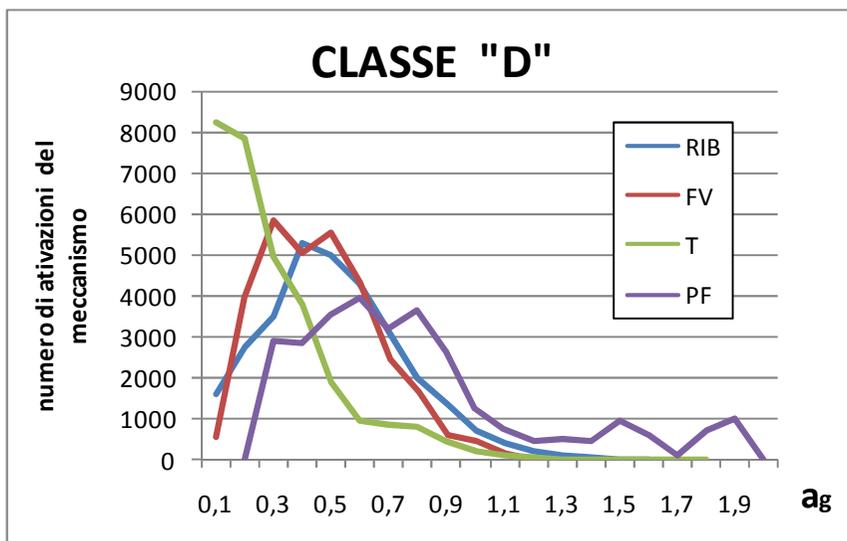


Fig. 5.3d - Classe tipologica "D" numero di edifici del data-set per meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica espressa in a_g

a_g

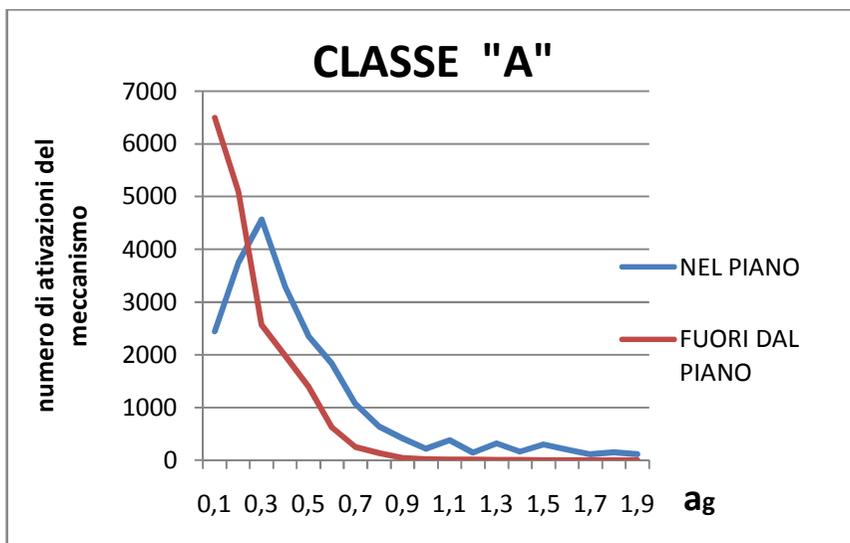


Fig. 5.4a - Classe tipologica "A" numero di edifici del data-set per tipo di meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica espressa in a_g

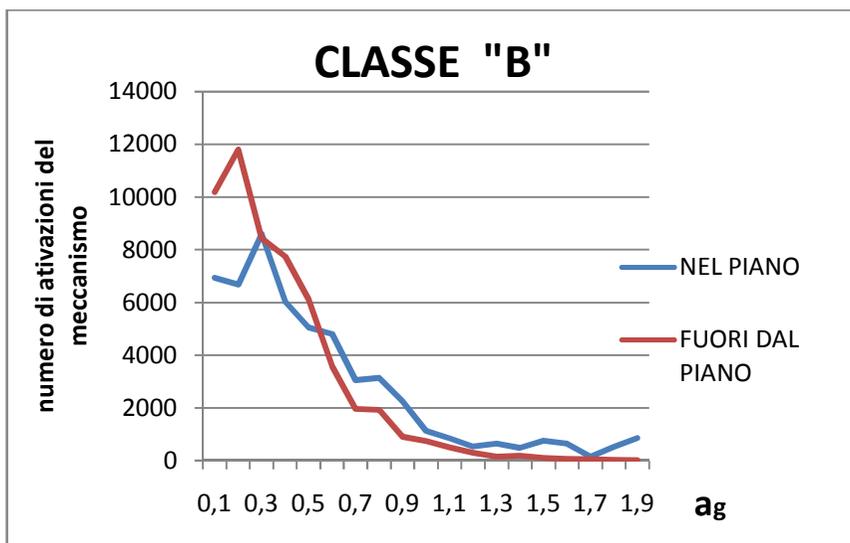


Fig. 5.4b - Classe tipologica "B" numero di edifici del data-set per tipo di

meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica espressa in a_g

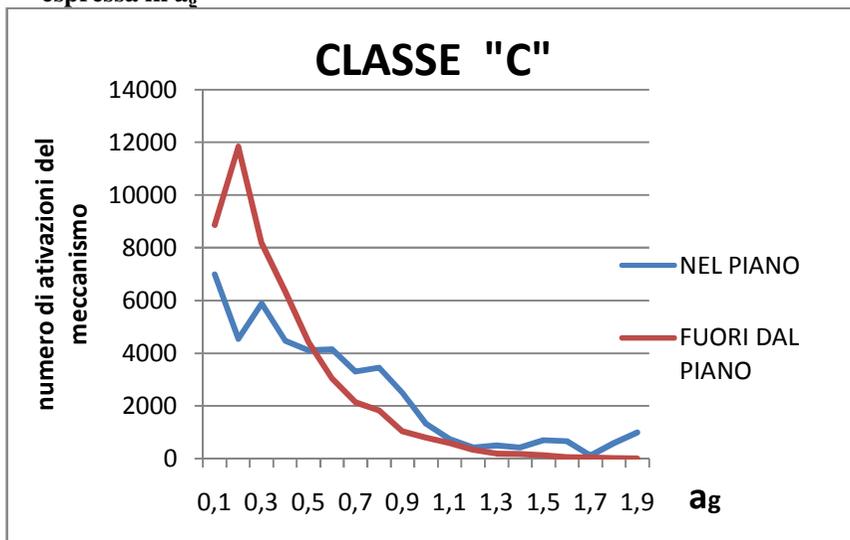


Fig. 5.3c - Classe tipologica "C" numero di edifici del data-set per meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica espressa in a_g

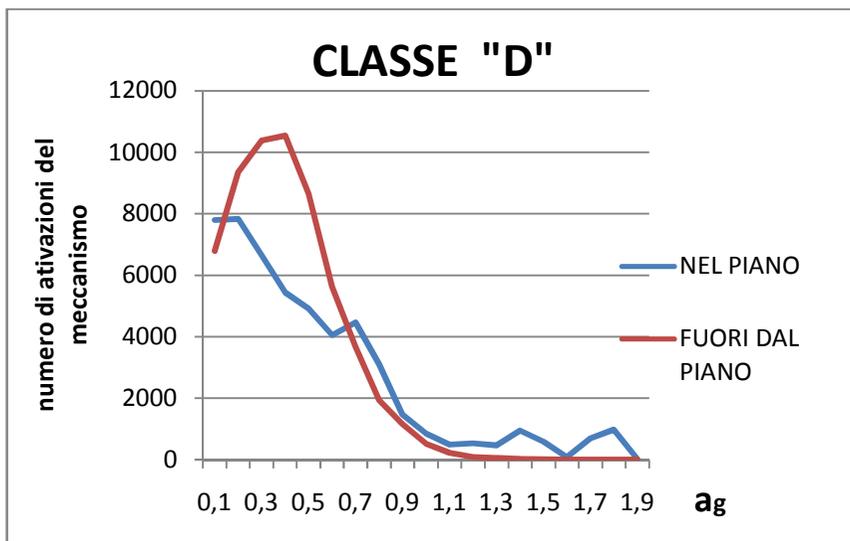


Fig. 5.4d - Classe tipologica "D" numero di edifici del data-set per tipo di

**meccanismo di prima attivazione al variare della sollecitazione sismica
espressa in a_g**

Se un edificio attinge allo stato limite ultimo per meccanismi nel piano, d'altra parte, è lecito supporre che la sua capacità di resistere all'insorgere di meccanismi fuori dal piano sia seriamente compromessa, essendo venuta a mancare l'efficacia del collegamento della facciata con le pareti ortogonali e con il solaio.

Alla luce di questa considerazione l'analisi è stata eseguita nuovamente per tutti gli edifici che avevano raggiunto lo stato limite da meccanismo nel piano, considerando però nel calcolo l'effettiva resistenza ad azioni fuori dal piano che l'edificio può offrire se già danneggiato nel piano.

Raccogliendo i risultati si è osservato che il numero di collassi fuori dal piano risulta molto più alto anche per valori medio-bassi dello scuotimento.

Ciò incoraggia a definire una graduazione del danno per classe tipologica al crescere dell'accelerazione. Partendo infatti dalla considerazione che il danno globale all'edificio associato ai meccanismi nel piano risulta generalmente più basso (anche allo stato limite ultimo del meccanismo), circostanza confermata da una vasta casistica di rilevazioni del danno post-sisma, e che invece ai meccanismi fuori dal piano è associato un livello di danno generalmente più alto, si può costruire una associazione fra i livelli di attivazione dei meccanismi ed il danno globale, riportata in tab. 5.1

	PRESSOFLESSIONE	TAGLIO	FLESSIONE VERTICALE	RIBALTAMENTO
STATO LIMITE DI DANNO	D2	D2	D3	D3
STATO LIMITE ULTIMO	D3	D3	D4/D5	D4/D5

Tab. 5.1 - Danno globale associato all'attivazione dei meccanismi

Con questa posizione si sono costruite le curve di vulnerabilità per le diverse classi tipologiche. Si riportano in fig. 5.5 le curve di vulnerabilità per le diverse classi tipologiche. Si può osservare un comportamento molto simile per le classi B e C, ciò lascia supporre che le specifiche di modellazione degli edifici non riescono a cogliere

appieno le differenze fra le due classi. Ciò dipende, con ogni probabilità, dal fatto che l'assegnazione delle classi secondo "SAVE" è stata definita senza poter considerare tutti i parametri di tipo "osservato" ma solo quei pochi parametri confrontabili con le variabili del modello. Va considerato, inoltre, che all'interno di ognuna delle classi si riscontra una varietà di comportamento anche ampia in funzione di alcuni fattori che non sono considerati nella assegnazione "macroscismica", come ad esempio la percentuale di foratura delle pareti, lo spessore, l'altezza di interpiano.

A titolo di esempio, in figura 5.5 si mostra la variazione di performance di edifici in classe A ed in classe D in funzione della percentuale di foratura.

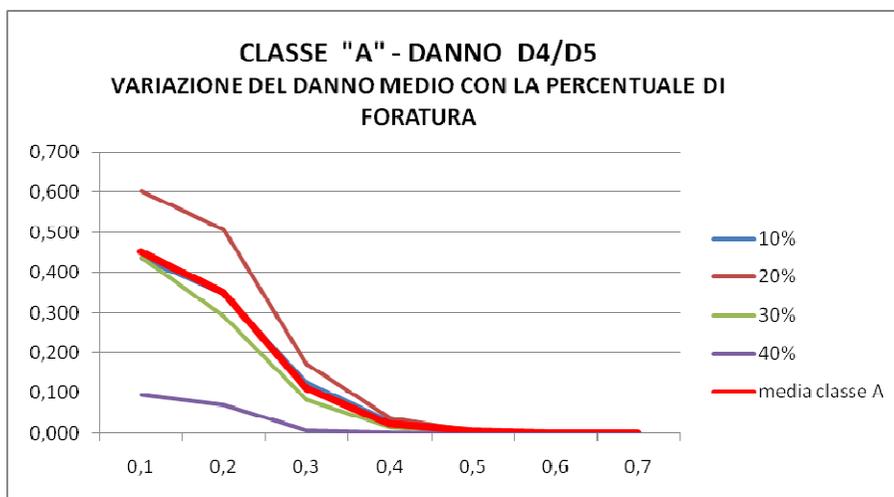


Fig 5.5a- Classe tipologica "A" influenza della percentuale di apertura sulla vulnerabilità

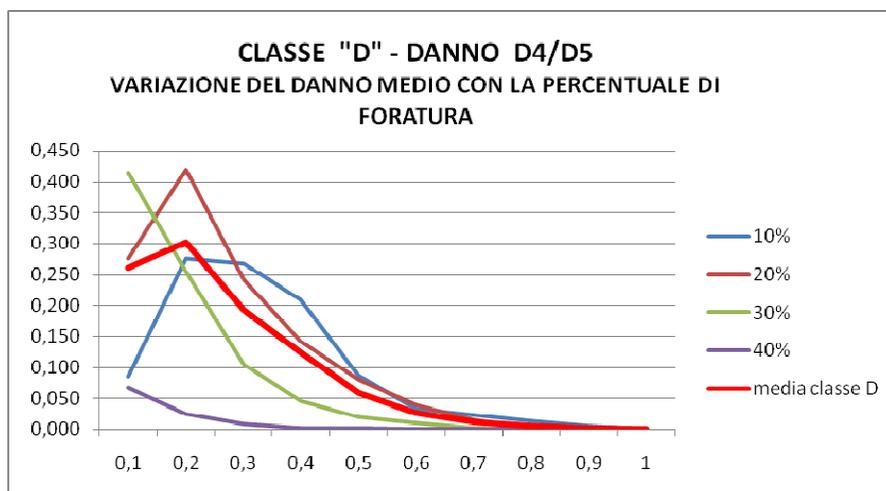


Fig 5.5b- Classe tipologica “D” influenza della percentuale di apertura sulla vulnerabilità

5.2 CONCLUSIONI

Il modello di calcolo messo a punto nel presente studio consente di valutare la variazione di performance sismica di un edificio in muratura in funzione delle sue caratteristiche tipologico-costruttive.

Il modello genera un set di edifici virtuali (da test effettuati si è verificato che un set di 100.000 è più che sufficiente a garantire la stabilità del risultato), ed esegue il calcolo per ogni edificio considerando alcuni dei più frequenti meccanismi di collasso.

I risultati ottenuti confortano le ipotesi di partenza e non sono discordi con i dati di danneggiamento realmente occorsi in occasione di eventi sismici recenti.

I risultati ottenuti consentono di confrontare il comportamento degli edifici virtuali con le classi di vulnerabilità di edifici reali stimate con una procedura di I livello.

La procedura si propone in tal modo di tracciare una nuova possibile metodologia operativa per la valutazione della vulnerabilità e del rischio a scala territoriale, come che al momento è ancora in fase di definizione, tuttavia i risultati ottenuti incoraggiano a proseguire sul cammino tracciato.

La procedura può essere migliorata con l'implementazione di ulteriori

meccanismi, come ad esempio la pressoflessione fuori dal piano o la flessione verticale su più livelli, inoltre si può migliorare la graduazione del danno con una analisi non lineare e fissando un maggior numero di punti di controllo.

Anche la costruzione degli edifici virtuali può essere migliorata inserendo ulteriori variabili, ad esempio per tenere conto dell'età dell'edificio o della regolarità in pianta ed in alzato.

REFERENCES

- Zuccaro G., Papa F.. Inspection minutes process for the measurement of the seismic damage. in Seismic Damage to masonry buildings, edito da A Bernardini, A.A. Balkema publishers, Rotterdam, Brookfield 1999.
- Baggio C., Bernardini A., Colozza R., Corazza L., Della Bella M., Di Pasquale G., Dolce M., Goretti A., Martinelli A., Orsini G., Papa F., Zuccaro G.. Manuale di istruzioni per la compilazione della “scheda di 1° livello di rilevamento del danno, pronto intervento ed agibilità nell'emergenza post-sismica (AeDES)”. Dipartimento della Protezione Civile, novembre 2000.
- D'Ayala D., Spence R.J.S., Oliveira C.S., Papa F., Zuccaro G.. The Performance Of Strengthened Masonry Buildings In Recent European Earthquakes. Atti del “12° Convegno Mondiale di Ingegneria Sismica” 12WCEE, Auckland, gennaio 2000.
- Dolce M., Zuccaro G., Papa F., Masi A.. Remarks On The Seismic Damage In The Recent Earthquakes In Europe. Elsevier Science Ltd. - 12th European Conference on Earthquake Engineering , Londra 2002.
- Dolce M., Masi A., Zuccaro G., Cacace F., Samela L., Santarsiero G., Vona M., Papa F. 2003. Rilievo ed analisi sistematica del danneggiamento di S. Giuliano di Puglia. Rapporto Tecnico GNDT. <http://gndt.ingv.it>
- Zuccaro G. Papa F.. Multimidia handbook for seismic damage evaluation and post event macroseismic assessment. 50th Anniversary of the European Seismological Commission (ESC): XXVIII General Assembly. Genova, 2002.
- Papa F., Zuccaro G.. Un modello di valutazione dell'agibilità post-sismica attraverso la stima dei meccanismi di collasso. XI Congresso Nazionale “L'ingegneria Sismica in Italia”, Genova, 2004.
- Zuccaro G., . – “Report progetto SAVE task 1 – Inventario e vulnerabilità del patrimonio edilizio residenziale del territorio nazionale, mappe di rischio e perdite socio-economiche GNDT – Roma 2005

- Angeletti P. e Gavarini C., 1984. Un metodo di valutazione della vulnerabilità sismica per edifici esistenti di cemento armato. Confronti sperimentali. Atti del II Convegno Nazionale sulla Ingegneria Sismica in Italia, Rapallo.
- Benedetti D. e Petrini V., 1984. On seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of an evaluation procedure. *L'Industria delle Costruzioni*, vol. 18, pp. 66-78.
- Braga F., Dolce M., Liberatore D., 1982. A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the M.S.K.-76 scale. Proc. of the 7th European Conference on Earthquake Engineering, Atene.
- EMS, 1998. European Macroseismic Scale, 1998. Conseil de l'Europe. European Seismological Commission. 8 LUXEMBOURG 1998.
- Fajfar, P. 1999. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Struct. Dyn.*, 28: 979-993.
- NTC, 2008. DM 14 gennaio 2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febr. 2008. Suppl. Ordinario n.30.
- Zuccaro G., 2004. Inventario e vulnerabilità del patrimonio edilizio residenziale del territorio nazionale, mappe di rischio e perdite socio – economiche. (CD a cura di G. Zuccaro).
- Zuccaro G. e Papa F., 2002. A Multimedial Handbook For Seismic Damage Evaluation And Post Event Macroseismic Assessment. European Seismic Conference, Genova, Settembre..
- Bernardini A. (2000) (A cura di), La vulnerabilità degli edifici: valutazione a scala nazionale della Vulnerabilità sismica degli edifici ordinari, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma, 175 pp. + CD-ROM allegato.
- Bernardini, A. (2004a), Classi macrosismiche di vulnerabilità degli edifici in area veneto-friulana. Atti XI Congresso nazionale “L'ingegneria sismica in Italia”, Genova, CD_Rom
- Braga F., Dolce M., Liberatore D., 1982. A Statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the M.S.K. 76 scale. 7th European Conference on Earthquake Engineering, Atene.
- Braga, F., Dolce, M. e Liberatore D. 1987. Rassegna critica dei metodi per la stima della vulnerabilità Terzo Convegno nazionale di Ingegneria Sismica, Roma .
- Bramerini, F., Di Pasquale, G., Orsini, G., Pugliese, A., Romeo, R., Sabetta, F., 1995. Rischio sismico del territorio italiano. Atti 7° Convegno Nazionale ANIDIS, Pisa.

- Bramerini, F., Di Pasquale, G., 2008. Aggiornamento delle mappe di rischio sismico in Italia. *Ingegneria Sismica*, XXV, 2, 5-23.
- Dolce M., Lucia C., Masi A., Vona M., 1997. Analisi delle tipologie strutturali della Basilicata ai fini di una valutazione di vulnerabilità. Atti 8° Convegno Nazionale ANIDIS, Taormina.
- Dolce M., Masi A., Marino M., Vona M., 2003. Earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza town (Southern Italy) including site effects, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 1:1.
- Lucantoni, A., Bosi, V., Bramerini, F., De Marco, R., Lo Presti, T., Naso, G., Sabetta, F., 2001. Il rischio sismico in Italia. *Ingegneria Sismica*, XVII, 1, 5-36. Masi, A., Samela, C., Santarsiero, G., Vona, M., 2006.
- Masi, A., Samela, C., Santarsiero, G., Vona, M., 2007. Scenari di danno sismico per l'esercitazione nazionale di Protezione civile "Terremoto Val d'Agri 2006". Atti del XII Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia
- Borzi, B., Ceresa, P., Lopez, M, Magni, F., Bianchi, F. 2009. Metodo semplificato per la definizione della curva di pushover di edifici in CA a telaio. 13° Convegno Nazionale ANIDIS, Bologna, 28 giugno- 2 luglio 2009.
- Borzi, B., Pinho, R., Crowley, H. 2008a. Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures* 30 (2008) 804–820.
- Borzi, B., Crowley, H., Pinho, R. 2008b. Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment (SP-BELA) method for masonry buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 2: 353–376, 2008. Taylor & Francis Group, LLC. ISSN: 1558-3058 print / 1558-3066 online. DOI: 10.1080/15583050701828178.
- Cosenza E., Manfredi, G., Polese M., Verderame, G.M. 2005. A multilevel approach to the capacity assessment of RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 2005;9:1–22.
- Crowley, H., Pinho, R., Bommer, J.J. 2004a. A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation. *Bulletin of Earthquake Engineering*.2(2): 173–219.
- Crowley, H. and Pinho, R., 2004b. Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, Special Issue 1, pp. 93-119.
- Crowley, H. and Pinho, R., 2006. Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings. *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, Paper n.1122.

- Crowley, H., Pinho, R., Faravelli, M., Montaldo, V., Meletti, C, Calvi, G.M., Stucchi M.2007. Gli effetti dell'introduzione di una nuova mappa di pericolosità sulla valutazione del rischio sismico in Italia. ANIDIS 2007.
- HAZUS, 1999. Earthquake Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Iervolino I., Manfredi G., Polese M., Verderame G.M., Fabbrocino G. 2007. Rischio sismico di classi di edifici in cemento armato. 12° Convegno Nazionale ANIDIS, Pisa, 10-14 giugno 2007, paper 381.
- Iervolino, I., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2004. Un Metodo per la Analisi di Rischio Sismico a Scala Territoriale. XI Congresso Nazionale ANIDIS 2004 "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004.
- Panagiotakos, T. & Fardis, M.N. 2001. Deformation of r.c. members at yielding and ultimate. ACI Structural Journal 2001;98:135-48.
- Priestley, M.J.N., Verma, R., Xiao, Y. 1994. Seismic shear strength of reinforced concrete columns. Journal of Structural Engineering ASCE 1994;120: 2310-29.
- Restrepo-Velez, L. and Magenes, G., 2004. Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, paper n. 2561.
- AA.VV. "Marche 1997, Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei costi negli edifici in muratura danneggiati dal terremoto". L'edilizia n. 147 (dicembre gennaio 2006-2007).
- G. Zuccaro, F. Cacace, M. Rauci MEDEA: A multimedia and didactic handbook for structural damage and vulnerability assessment – L'Aquila Case Study", Proceedings of "COST Action C26- Final Conference" Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events – Mazzolani (Ed). © 2010 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-60685-1
- G. Zuccaro, F. Cacace, M. Rauci, "Caratteristiche tipologiche degli edifici in muratura e meccanismi di collasso." Atti XIII Convegno ANIDIS, Bologna 2009.
- G. Zuccaro, F. Cacace, "Revisione dell'inventario a scala nazionale delle classi tipologiche di vulnerabilità ed aggiornamento delle mappe nazionali di rischio sismico". , Atti XIII Convegno ANIDIS, Bologna 2009.

M.Dolce, G.Zuccaro , A. Masi , F. Cacace et al. " Esame delle caratteristiche tipologiche e del danneggiamento del Patrimonio edilizio in S. Giuliano di Puglia " Atti del XI Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Ingegneria Sismica, Genova, 2004.

G. Zuccaro, F. Cacace, "Valutazione speditiva della Vulnerabilità per gli edifici strategici della Regione Campania", Ingegneria Sismica. n° 2/2006.

Appendice

Scheda MEDEA per il rilievo del danno sismico e dei meccanismi di collasso per la muratura.

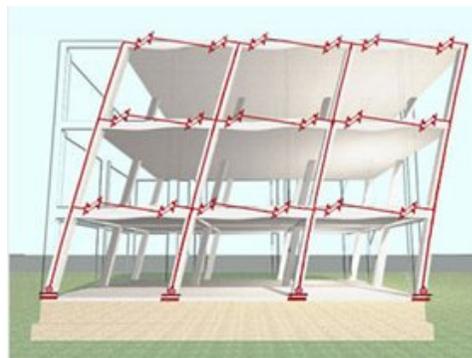
CENTRO STUDI P.LIN.I.V.S.

Centro di Competenza

Nazionale della Protezione Civile



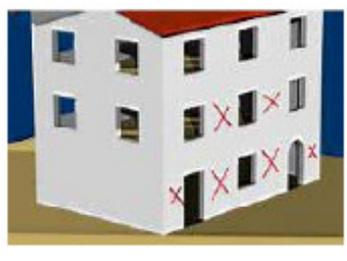
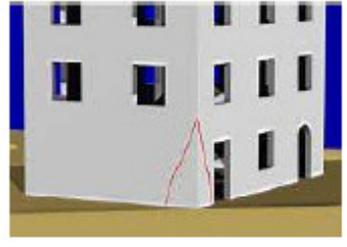
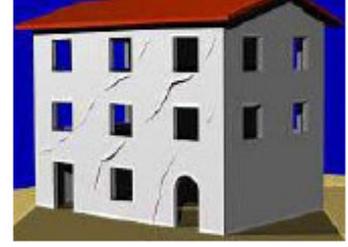
Istruzioni per la compilazione della scheda “MEDEA”

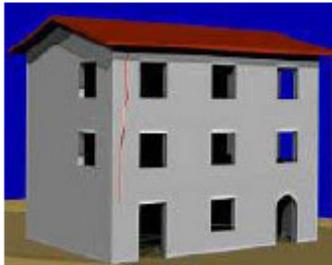


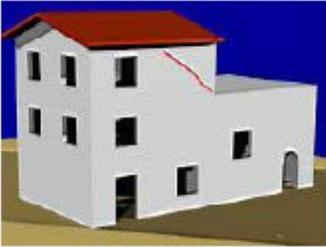
A1 Scheda MEDEA per Edifici Ordinari in Muratura

Scheda per il censimento speditivo dei meccanismi di danno, dei danni sismici e della vulnerabilità per gli edifici ordinari in muratura (Medea 12/04)			
Istat Regione	Comune	Istat Comune	_ _ _
Istat Provincia	Località	Istat Località	_ _ _ _
Data	N. Squadra	N. Scheda AeDES	_ _ _
	N. Aggregato	N. Edificio	_ _ _
Fotocopia dell'aggregato strutturale con identificazione dell'edificio			
Elementi di vulnerabilità			
Mancanza di ammassamenti tra pareti ortogonali e/o di catene o cordoli ai vari livelli		si	no non so
Presenza di cordoli in breccia su murature a doppio paramento		si	no non so
Orizzontamenti di qualsiasi tipo, mal collegati alle pareti		si	no non so
Muratura di scadente qualità, area resistente ridotta in una o in entrambe le direzioni		si	no non so
Alta percentuale di forature		si	no non so
Fondazione inadeguata a sostenere l'incremento di carico verticale dovuto al sisma		si	no non so
Differenza di consistenza nei terreni di fondazione, presenza di fenomeni franosi o liquef.		si	no non so
Presenza di corpi aggiunti di differente rigidità e/o con collegamenti localizzati		si	no non so
Variazioni del sistema resistente ai livelli superiori		si	no non so
Presenza di una sopraelevazione e/o di una struttura di copertura rigida e mal collegata		si	no non so
Presenza di piani sfalsati		si	no non so
Eccessiva distanza tra muri di controvento		si	no non so
Copertura spingente e/o mancanza di connessione della parete alla copertura		si	no non so
Presenza di architravi con ridotta rigidità fless. o con inadeguata lunghezza di appoggio		si	no non so
Presenza di archi ribassati e/o piattabande con imposte inadeguate		si	no non so
Riduzioni localizzate della sezione muraria (presenza di canne fumarie, cavedi, nicchie, etc.)		si	no non so
Discontinuità localizzate (chiusura vecchie aperture, sarciture mal realizzate, etc.)		si	no non so
Presenza di trave di colmo di notevoli dimensioni		si	no non so
Presenza di aperture poste in prossimità della linea di colmo della copertura		si	no non so

A.1. Abaco dei Danni delle Strutture Verticali per Edifici Ordinari in Muratura

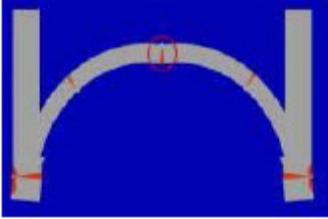
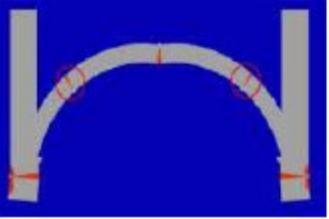
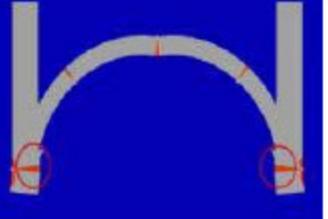
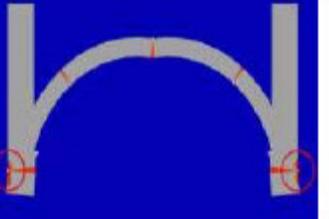
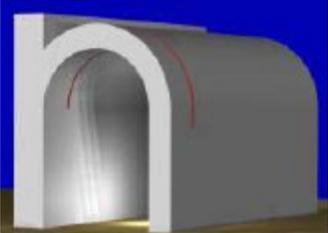
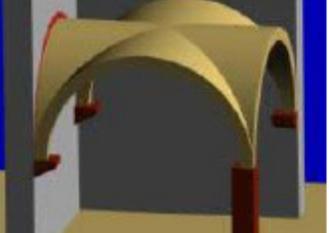
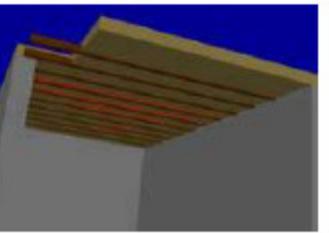
V1	Lesioni ad andamento diagonale nei maschi murari	V2	Lesioni ad andamento diagonale localizzate ai livelli superiori nei maschi murari	V3	V4		
							
Meccanismi 1, 8, 12		Meccanismi 2, 8		Meccanismi 1, 7		Meccanismi 2, 14	
V5	Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in basso	V6	Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre	V7	V8		
							
Meccanismi 8		Meccanismi 4, 7, 11, 12, 14, 15		Meccanismi 1		Meccanismi 1, 2	

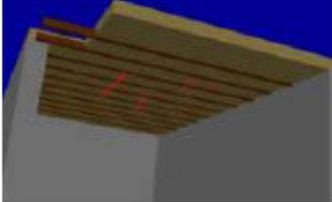
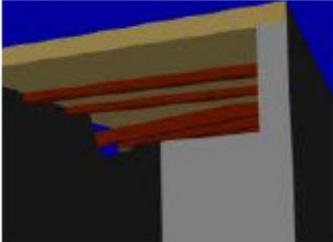
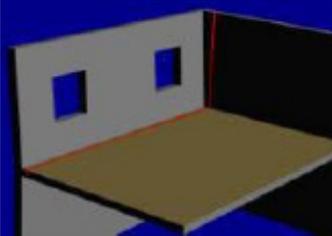
V9 Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)	V10 Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina	V11 Deformazione permanente di catene e/o presidi d'ancoraggio fino a rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio stesso	V12 Lesioni da distacco sul contorno del timpano del tetto
			
Meccanismi 3, 4, 6, 10	Meccanismi 1, 2, 3, 4	Meccanismi 1, 2, 3, 4, 6, 10	Meccanismi 13
V13 Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano	V14 Lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza degli orizzontamenti	V15 Lesioni ad andamento orizzontale in testa e/o al piede di maschi murari	V16 Schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale
			
Meccanismi 4, 11, 12, 14, 15	Meccanismi 3, 4, 7	Meccanismi 1, 2	Meccanismi 1, 12, 16

V17 Lesioni diagonali a partire da discontinuità tra due edifici adiacenti (es: per differenza di quota tra due impalcati)	V18 Lesioni ad andamento verticale lungo la linea di interfaccia tra due edifici adiacenti	V19 Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o di cop.) dovuta a martellamento del solaio sulla parete	V20 Deformazione nel piano della parete in direzione trasversale (spanciamento)
			
Meccanismi 9, 12	Meccanismi 9, 12	Meccanismi 5, 10, 13, 15	Meccanismi 5, 6
V21 Fuori piombo/Rotazione incipiente della parete	V22 Lesioni diagonali per cedimento delle fondazioni	V23 Lesioni verticali per cedimento delle fondazioni	
			
Meccanismi 3, 4, 16	Meccanismi 8	Meccanismi 8	Meccanismi

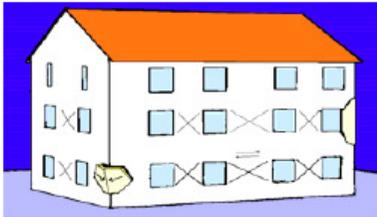
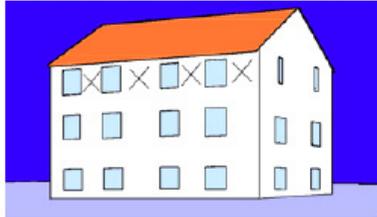
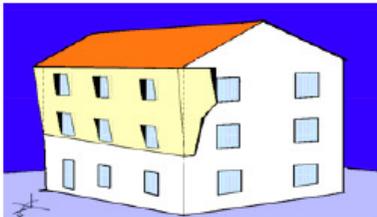
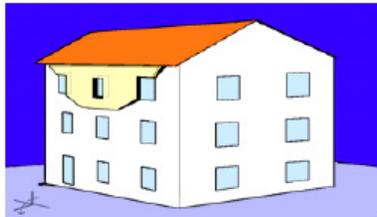
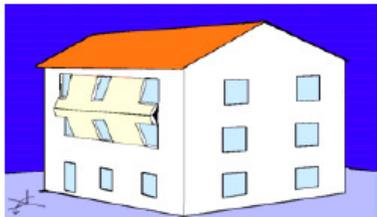
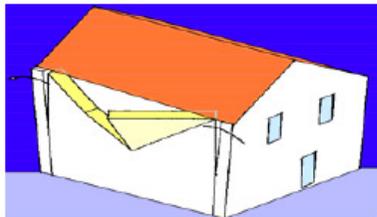
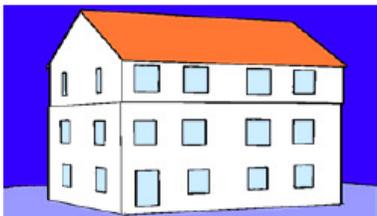
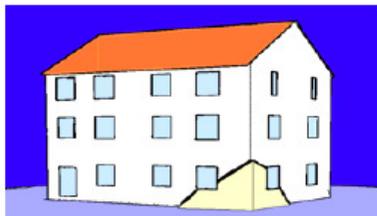
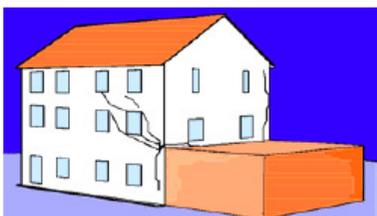
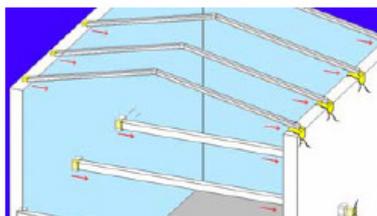
da Medea – Manuale di Esercitazione sul Danno Ed Agibilità per Edifici Ordinari in Muratura (Filomena Papa, Giulio Zuccaro)

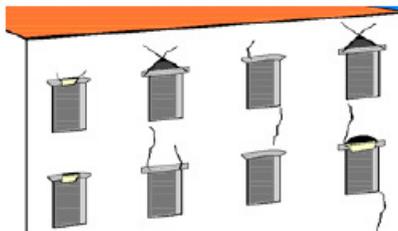
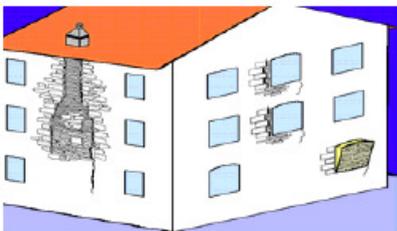
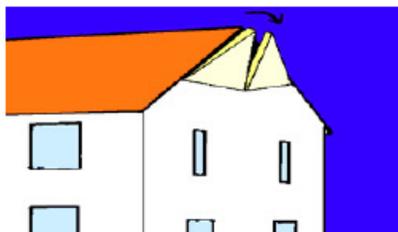
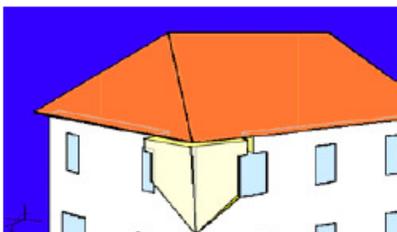
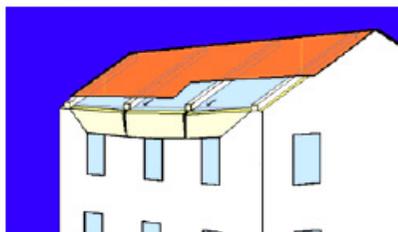
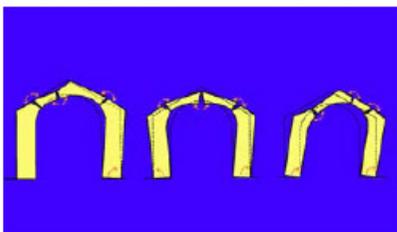
A.2. Abaco dei Danni delle Strutture Orizzontali per Edifici Ordinari in Muratura

<p>H1 Lesioni in chiave nelle volte</p>	<p>H2 Lesioni alle reni nelle volte</p>	<p>H3 Lesioni al piede nelle volte</p>	<p>H4 Schiacciamento al piede nelle volte</p>
			
<p>Meccanismi 16</p>	<p>Meccanismi 16</p>	<p>Meccanismi 16</p>	<p>Meccanismi 16</p>
<p>H5 Lesioni trasversali nelle volte a botte</p>	<p>H6 Lesioni da distacco delle volte dai muri</p>	<p>H7 Sfilamento/rottura di catene o cedimenti incipienti di contrafforti o altri presidi di annullamento della spinta nelle volte</p>	<p>H8 Lesioni parallele all'orditura di solai e coperture</p>
			
<p>Meccanismi </p>	<p>Meccanismi </p>	<p>Meccanismi 8, 16</p>	<p>Meccanismi 1, 2, 3, 4, 5</p>

H9	Lesioni ortogonali all'asse delle nervature di solai e coperture	H10	Sfilamento dagli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture	H11	Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di solai e copertura	H12	Lesioni da distacco dai muri
							
Meccanismi		Meccanismi 3, 4, 5, 6, 10, 13, 14, 15		Meccanismi 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 11, 12, 14, 15		Meccanismi 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 15	
H13	Perdita di verticalità delle capriate (per deformazione del piano di falda)						
Meccanismi 7		Meccanismi		Meccanismi		Meccanismi	

A.3. Abaco dei Meccanismi di Danno per Edifici Ordinari in Muratura

MECCANISMI GLOBALI	
<p>1 Da Taglio della parete per azioni nel piano</p> 	<p>2 Da Taglio della parete per azioni nel piano localizzato solo nella zona alta...</p> 
<p>3 Da Ribaltamento della Intera Parete</p> 	<p>4 Da Ribaltamento Parziale della Parete</p> 
<p>5 Da Instabilità (verticale) della parete</p> 	<p>6 Da Rottura a flessione della parete</p> 
<p>7 Da Scorrimento di piano orizzontale</p> 	<p>8 Da cedimento fondale</p> 
<p>9 Da irregolarità tra strutture adiacenti</p> 	<p>10 Per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto</p> 

MECCANISMI LOCALI	
11	Per cedimento di achrtravi e/o diattabande... 
12	Da irregolarità del materiale, debolezze locali, etc... 
13	Da Ribaltamento della Parete del Timpano... 
14	Da Ribaltamento della parte alta del cantonale... 
15	Da Ribaltamento della fascia sottotetto... 
16	Da rotazione delle spalle di volte e archi... 

da Medea – Manuale di Esercitazione sul Danno Ed Agibilità per Edifici Ordinari in Muratura
 (Filomena Papa, Giulio Zuccaro)