

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CASSINO E DEL LAZIO MERIDIONALE

Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica



Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

***Valutazione della risposta sismica di un edificio esistente in
muratura: analisi dei meccanismi globali e locali***

Relatore:

Prof.ssa Ing. Maura Imbimbo

Correlatore:

Prof. Ing. Ernesto Grande

Candidata:

Nicoletta Manzi

matr. 0027101

A.A. 2016/2017

INTRODUZIONE	4
1 RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA	7
1.1 CONCEZIONE STRUTTURALE	8
1.2 MECCANISMI DI COLLASSO	11
1.2.1 MECCANISMI DI I MODO	11
1.2.1.1 Meccanismo di ribaltamento semplice	12
1.2.1.2 Meccanismo di ribaltamento composto	13
1.2.1.3 Meccanismo di flessione verticale	15
1.2.1.4 Meccanismo di flessione orizzontale	16
1.2.2 MECCANISMI DI II MODO	16
2 ANALISI SISMICA SECONDO IL D.M.2008	19
2.1 AZIONI SISMICHE	20
2.2 METODI DI ANALISI	23
2.2.1 METODI DI ANALISI GLOBALE	23
2.2.1.1 Analisi statica lineare	24
2.2.1.2 Analisi dinamica lineare	24
2.2.1.3 Analisi dinamica non lineare	24
2.2.1.4 Analisi statica non lineare	25
2.2.2 METODI DI ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI	29
2.2.2.1 Analisi cinematica lineare	29
2.2.2.2 Analisi cinematica non lineare	31
2.3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA	32
3 MODELLAZIONE STRUTTURALE	34
3.1 MODELLAZIONE A MACROELEMENTI	35
3.2 ELEMENTI STRUTTURALI NELLA MACRODELLAZIONE	36
3.2.1 MACROELEMENTO MASCHIO MURARIO	36
3.2.2 MACROELEMENTO FASCIA DI PIANO	45
3.2.3 MACROELEMENTO NODO RIGIDO	49
3.3 MODELLAZIONE A TELAI E EQUIVALENTE	49

3.3.1 METODO 3MURI	51
3.3.1.1 Il macroelemento	52
3.3.1.2 Costruzione del telaio equivalente	54
3.3.1.3 Modellazione degli elementi strutturali	56
3.3.1.4 Assemblaggio tridimensionale della struttura	60
4 CASO DI STUDIO: DESCRIZIONE DEL MODELLO	63
4.1 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO	63
4.2 MODELLAZIONE 3MURI	64
4.2.1 FASE DI INPUT	65
4.2.2 FASE DI ANALISI	71
4.2.2.1 Creazione della mesh del modello	71
5 CASO DI STUDIO: ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI E LOCALI	75
5.1 ANALISI PUSH – OVER E VERIFICHE	75
5.1.1 PUSH – OVER N.10, +X	82
5.1.2 PUSH – OVER N.18, +Y	86
5.2 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI E VERIFICHE	89
5.3 CONFRONTO TRA I DIVERSI MECCANISMI	97
CONCLUSIONI	103
BIBLIOGRAFIA	105
INDICE DELLE FIGURE	107

SOMMARIO

Il presente lavoro di tesi ha come obiettivo la valutazione della risposta sismica di un edificio esistente in muratura attraverso l'analisi dei meccanismi di collasso globali e locali. Le analisi sono state condotte attraverso un approccio statico non lineare (push – over) nei riguardi dei meccanismi globali, mentre per i meccanismi locali è stata utilizzata l'analisi cinematica lineare.

Il presente lavoro è sviluppato in cinque diversi capitoli, nello specifico i primi tre rappresentano lo studio teorico delle strutture in muratura, in cui è stata prestata particolare attenzione alla risposta in caso di sollecitazione sismica; i capitoli 4 e 5 rappresentano invece il corpo centrale del lavoro. Nel capitolo 4 è descritto l'edificio analizzato e la modellazione effettuata attraverso il software di calcolo 3MURI, strumento principale del seguente lavoro di tesi. Nel capitolo 5 sono riportate invece le analisi effettuate con i relativi risultati ottenuti, in termini di meccanismi globali e locali. A termine del presente lavoro è stato effettuato un confronto tra i risultati, al fine di determinare la risposta della struttura in caso di sollecitazione sismica.

INTRODUZIONE

Il comportamento sismico delle strutture in muratura rappresenta un argomento di grande interesse nell'ambito di ricerca dell'ingegneria civile in quanto tali costruzioni rappresentano la maggior parte del costruito sul territorio nazionale.

La risposta di un edificio murario sollecitato da azioni sismiche è particolarmente difficile da simulare a causa del comportamento non lineare del materiale stesso. Inoltre questa difficoltà risulta amplificata nel caso di edifici esistenti per i quali si aggiunge il problema delle incertezze dovuto alla mancanza di informazioni sulla morfologia delle pareti, sul grado di connessione delle stesse e sulla qualità dei materiali costituenti. Risulta importante sottolineare come il grado di connessione tra i diversi elementi murari e la qualità dei materiali influenzino particolarmente la risposta sismica delle strutture che, soggette alla sollecitazione sismica, possono rispondere attraverso meccanismi di collasso globali e locali.

La rilevante sismicità del territorio italiano fa sì che la ricerca sia tuttora focalizzata sull'individuazione del giusto modello di simulazione del comportamento di edifici in muratura sotto l'evento sismico; nel corso degli ultimi vent'anni sono stati sviluppati infatti modelli di calcolo che potessero simularne in maniera quanto più realistica il comportamento. A seguito di queste esigenze si è constatato come lo studio attraverso un'analisi statica non lineare (push – over) risulti essere il metodo più adeguato per modellare la risposta globale delle strutture ad azioni di tipo sismico; la stessa normativa italiana, con la circolare applicativa n.617/09 specifica che per le strutture in muratura esistenti tale analisi possa essere considerata come metodo di riferimento per l'esecuzione delle verifiche sismiche.

La circolare prescrive inoltre che la valutazione della sicurezza nei confronti dell'azione sismica sia eseguita anche con riferimento ai diversi meccanismi locali di collasso che possono presentarsi sulla costruzione oggetto di studio, analisi che va condotta attraverso metodi di analisi dell'equilibrio limite, attraverso l'approccio cinematico.

Nella pratica progettuale la sicurezza della costruzione deve essere valutata quindi nei confronti di entrambi i meccanismi attraverso analisi locali e globali.

Il presente lavoro di tesi ha come obiettivo la verifica sismica di un edificio esistente in muratura attraverso l'analisi di cinematismi di collasso globali e locali. La verifica è stata effettuata attraverso un software di calcolo basato sul metodo FME (Frame by Macro Elements) che schematizza la struttura come un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento finito, detto macroelemento.

Nei riguardi dell'analisi dei meccanismi globali sono state eseguite 24 analisi push – over le quali hanno fornito, per ogni stato limite considerato, i risultati in termini di spostamento richiesto, spostamento offerto e grado di vulnerabilità.

In relazione ai meccanismi locali invece, sono state eseguite diverse analisi con il metodo dell'equilibrio limite in funzione dei diversi cinematismi ammissibili; tali analisi hanno fornito i risultati in termini di accelerazione sismica spettrale di attivazione del meccanismo considerato.

Il presente elaborato è strutturato nel seguente modo:

Capitolo 1 - Risposta sismica degli edifici in muratura. In questo capitolo sono descritti i comportamenti strutturali degli edifici in muratura prestando particolare attenzione alla risposta sismica degli stessi. In particolare vengono descritti i diversi meccanismi di collasso distinguendo i meccanismi di primo modo da quelli di secondo modo.

Capitolo 2 – Analisi sismica secondo il D.M. 2008. Con riferimento alla normativa vigente (NTC2008) sono descritte le analisi sismiche da effettuare sulle strutture esistenti in muratura.

Capitolo 3 – Modellazione strutturale. In questo capitolo viene descritta la modellazione strutturale secondo un approccio a macroelementi. Particolare attenzione viene posta alla modellazione a telaio equivalente utilizzata dal software 3MURI, strumento principale del seguente lavoro di tesi.

Capitolo 4 – Caso di studio: descrizione del modello. In tale capitolo vengono descritti l'edificio oggetto di studio e la modellazione dello stesso attraverso il software di calcolo.

Capitolo 5 – Caso di studio: Analisi dei meccanismi globali e locali. In questo capitolo sono descritte le analisi effettuate e sono riportati i risultati ottenuti. Viene inoltre fatto un confronto tra i diversi meccanismi analizzati.

Conclusioni – In questa sezione sono riportate le conclusioni alle quali si è giunti al termine del lavoro effettuato.

1 RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA

La muratura è un materiale composito naturale o artificiale che presenta in genere buona resistenza a compressione e scarsa resistenza a trazione, caratteristiche che influiscono fortemente sulla risposta delle strutture in muratura soprattutto in presenza di azioni di grande intensità, quali le azioni sismiche.

I carichi sismici, che si manifestano prevalentemente come azioni orizzontali, possono indurre sull'edificio stati di sollecitazione (trazione) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale. Per questo motivo è di particolare importanza effettuare analisi sismiche su questa tipologia di edifici.

Al fine di effettuare una qualunque verifica, è necessario valutare la struttura in muratura mediante uno schema scatolare costituito da elementi verticali (pareti) e orizzontali (solai) che, mutuamente vincolati, costituiscono l'organismo strutturale. Tuttavia, spesso questi vincoli non sono presenti e il comportamento, nonché l'analisi, diviene più delicata.

La risposta della struttura muraria sotto carico (in particolare sotto le azioni sismiche) è tanto migliore quanto più i vari elementi collaborano fra loro realizzando il cosiddetto funzionamento scatolare. La collaborazione fra gli elementi strutturali dipende dal grado di connessione fra gli stessi e quindi dalla qualità dei collegamenti.

Carenze nel collegamento tra pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti fanno sì che la struttura non sia in grado di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti e a ripartire tra esse le diverse sollecitazioni indotte: le singole pareti mostreranno, quindi, una risposta indipendente.

Nel seguente capitolo viene descritto il comportamento strutturale degli edifici in muratura prestando particolare attenzione alla risposta sismica degli stessi; nello specifico sono descritti i diversi cinatismi di collasso, distinguendo tra meccanismi nel piano e meccanismi fuori dal piano.

1.1 CONCEZIONE STRUTTURALE

Nell'organismo strutturale murario si possono individuare diversi elementi costruttivi distinti per il diverso comportamento statico e le diverse sollecitazioni cui sono soggetti. In particolare si dividono in:

- orizzontamenti, di piano e di copertura, impegnati da azioni normali al proprio piano medio (peso proprio e sovraccarichi) e da azioni agenti nel piano medio legate alla funzione di distribuzione delle forze orizzontali. Tali elementi hanno, infatti, la funzione di trasmettere i carichi alle pareti murarie e di distribuire le forze orizzontali alle diverse pareti;
- pareti murarie, impegnate sia da azioni verticali che orizzontali ortogonali al piano medio, sono chiamate a sopportare il peso proprio e quello delle murature sovrastanti. Convenzionalmente, si chiamano muri portanti quelli che in un edificio portano la gran parte dei carichi verticali trasmessi dai solai e muri di controvento quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali.

Caratteristica fondamentale delle pareti murarie è la diversa risposta alle sollecitazioni in base alla loro direzione di applicazione; queste offrono, infatti, una resistenza nel loro piano medio decisamente superiore rispetto a quella offerta per carichi ortogonali al piano (Fig.1.1 *a e b*). Per ottenere una risposta ottimale delle strutture murarie alla sollecitazione sismica risulta fondamentale garantire un comportamento di tipo scatolare (Fig.1.1 *c*).

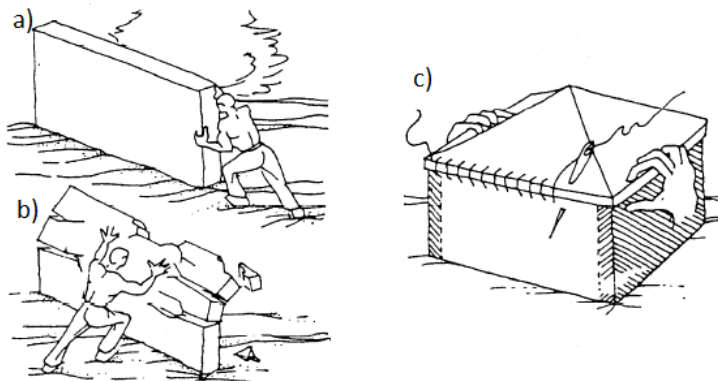


Figura 1.1 a) risposta di parete muraria sollecitata nel piano. b) risposta di parete sollecitata da carico ortogonale. c)comportamento scatolare.

La stessa normativa tecnica, in riferimento alle costruzioni in muratura portante (NTC2008 §4.5), prescrive che queste debbano essere concepite come una struttura tridimensionale formata da diversi sistemi resistenti ben collegati tra loro. Un buon livello di collegamento ed interazione tra le singole parti porta, infatti, l'intera struttura ad avere un comportamento d'insieme di tipo scatolare.

Gli elementi che garantiscono questo tipo di comportamento sono (Fig. 1.2):

- cordoli di piano, con funzione di collegamento tra pareti e solai;
- ammorsamenti lungo le intersezioni verticali delle pareti, aventi funzione di collegare pareti ortogonali tra loro;
- incatenamenti al livello dei solai, con lo scopo di collegare muri paralleli della scatola muraria.

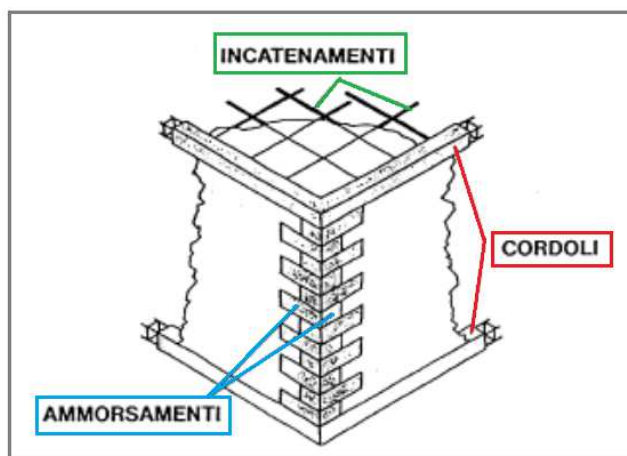


Figura 1.2 Elementi di collegamento.

La buona organizzazione dell'edificio ed i buoni collegamenti reciproci tra i vari elementi strutturali consentono agli elementi resistenti di sviluppare a pieno le loro intrinseche capacità e garantiscono una collaborazione degli stessi durante la sollecitazione sismica; la risposta globale dell'intera struttura risulta molto maggiore di quella dei singoli pannelli.

Funzione dei cordoli

I cordoli di piano svolgono una funzione di vincolo nei confronti delle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano e contribuiscono ad aumentare la rigidità dei solai. Quest'ultima assume un ruolo fondamentale nella ripartizione dei carichi, i solai rigidi, infatti, ripartiscono le azioni tra le pareti in base alla loro rigidità, i solai deformabili invece le ripartiscono

esclusivamente in funzione della loro area di influenza. I cordoli continui consentono inoltre di collegare muri di controvento complanari consentendo la redistribuzione delle sollecitazioni orizzontali tra di essi, apportando maggiore iperstaticità e stabilità al sistema resistente.

Funzione degli ammorsamenti

I muri ortogonali devono essere efficacemente ammorsati tra loro lungo le intersezioni verticali. Un buon livello di ammorsamento fa sì che si realizzi tra muri ortogonali una maggiore redistribuzione dei carichi verticali scaricati dai solai, anche nel caso di solai ad orditura prevalente in una direzione.

Funzione delle catene

Gli incatenamenti hanno lo scopo di garantire il mutuo collegamento tra pareti parallele di un edificio murario al fine di migliorarne il comportamento scatolare. Tale tecnica comporta inoltre un incremento degli sforzi di compressione nella muratura allo scopo di incrementarne la resistenza alle azioni di taglio.

Per una migliore comprensione di quanto detto si rimanda alla figura 1.3 in cui vengono mostrati gli effetti dei collegamenti su uno schema murario soggetto ad azione sismica. In particolare è mostrata la risposta della struttura nei seguenti casi:

- 1) assenza di cordolo e di ammorsamento sui muri perpendicolari all'azione sismica;
- 2) presenza di ammorsamento tra i muri perpendicolari all'azione orizzontale e quelli contigui di controvento e assenza di cordolo;
- 3) i muri perpendicolari all'azione sismica sono legati dal cordolo e ammorsati a quelli contigui di controvento.

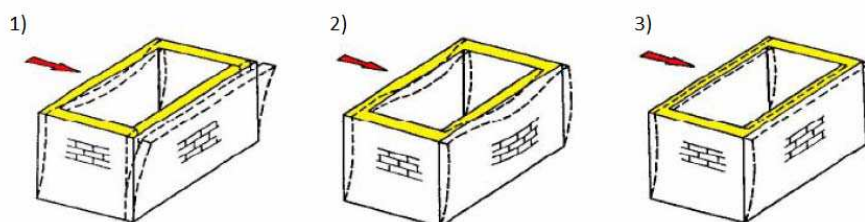


Figura 1.3 Effetto dei collegamenti.

Dallo schema precedente è facile notare come l'edificio murario espliciti una risposta globale solo nel caso di presenza di collegamenti tra gli elementi resistenti, la carenza di questi infatti genera una risposta indipendente delle singole pareti e la resistenza globale della struttura è governata dalla resistenza dei singoli elementi.

1.2 MECCANISMI DI COLLASSO

Come spiegato nel paragrafo precedente la mancanza di collegamenti tra pareti in caso di sollecitazioni simiche fa sì che venga meno il comportamento scatolare della struttura muraria e che le pareti rispondano in maniera indipendente alla sollecitazione.

Il comportamento sismico degli edifici murari vede distinti due fondamentali modalità di collasso: *meccanismi di I modo* e *meccanismi di II modo* (Giuffrè,1993). I primi corrispondono a cinematismi di collasso della parete al di fuori del proprio piano, con comportamento prevalentemente flessionale e di ribaltamento; i secondi a meccanismi di collasso della parete nel proprio piano, con danneggiamenti caratterizzati da taglio e flessione.

1.2.1 MECCANISMI DI I MODO

Per meccanismi di I modo si intendono quei cinematismi di collasso caratterizzati dal comportamento delle pareti al di fuori del proprio piano dove le pareti vengono sollecitate ortogonalmente, ovvero nella loro direzione debole. Si tratta di fenomeni di ribaltamento e flessione che portano la struttura a collasso per perdita di equilibrio. Questi meccanismi possono instaurarsi quando non è garantito il comportamento scatolare della struttura a causa dell'assenza o inefficacia di collegamenti tra le pareti e tra pareti e orizzontamenti: ciascuna parete tende a comportarsi in modo indipendente attivando meccanismi fuori piano. I meccanismi di collasso fuori piano maggiormente riscontrati negli edifici murari possono essere suddivisi in 4 macrocategorie:

- *ribaltamento semplice;*
- *ribaltamento composto;*
- *flessione verticale;*
- *flessione orizzontale.*

1.2.1.1 Meccanismo di ribaltamento semplice

Il ribaltamento semplice di parete rappresenta uno dei più frequenti cinematismi riscontrati sugli edifici murari a seguito di eventi sismici. Tale meccanismo si manifesta con la rotazione rigida di intere facciate, o porzioni di esse, intorno ad una cerniera cilindrica pressoché orizzontale posta alla base delle stesse. La rotazione avviene a seguito di sollecitazioni perpendicolari al piano di giacitura delle pareti (Fig. 1.4).

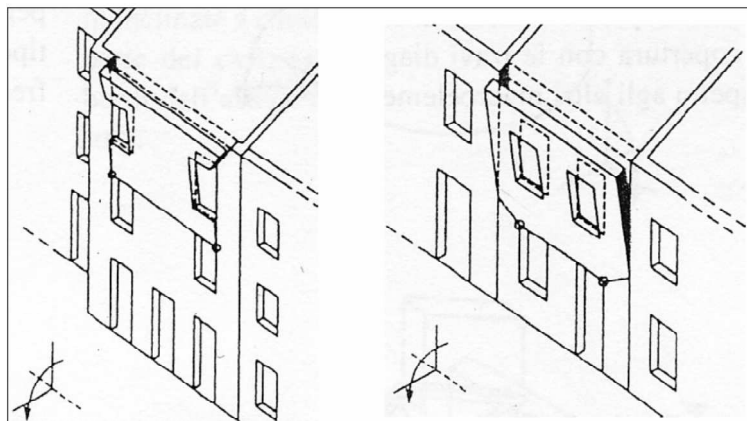


Figura 1.4 Meccanismo di ribaltamento semplice

La condizione che influenza maggiormente questo tipo di cinematismo è la mancanza di collegamenti in sommità del pannello murario e di ammorsamento alle pareti ortogonali. Il quadro fessurativo di un pannello murario che ha subito l'attivazione di questo tipo di meccanismo a seguito di un evento sismico, è facilmente individuabile grazie alla presenza di lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (pannello coinvolto dal cinematismo e pareti ortogonali ad esso) (Fig. 1.5).

Tale meccanismo può coinvolgere diverse geometrie della parete, in relazione ad un quadro fessurativo già presente o alla presenza di aperture, può coinvolgere inoltre uno o più piani in funzione delle modalità di connessione degli orizzontamenti dei diversi piani.

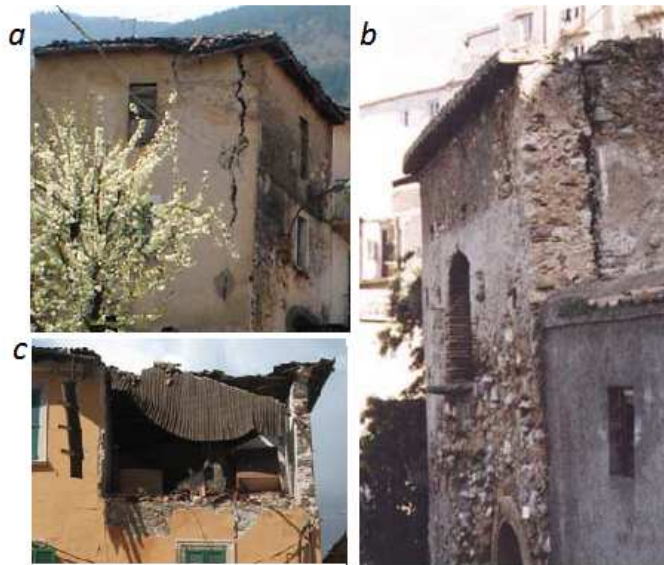


Figura 1.5 Pareti interessate da meccanismo di ribaltamento semplice.

Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

Un caso particolare di ribaltamento semplice di parete è rappresentato dal caso di ribaltamento della parte alta di una facciata, ovvero quando il cinematismo interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio o porzioni di parete sottostanti il piano di copertura. Tale meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di sole porzioni sommitali di facciate rispetto a cerniere cilindriche ad assi orizzontali alla base di esse (Fig.1.5 c).

1.2.1.2 Meccanismo di ribaltamento composto

Il meccanismo di ribaltamento composto si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di esse rispetto ad assi perlopiù orizzontali accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento (Fig. 1.6).

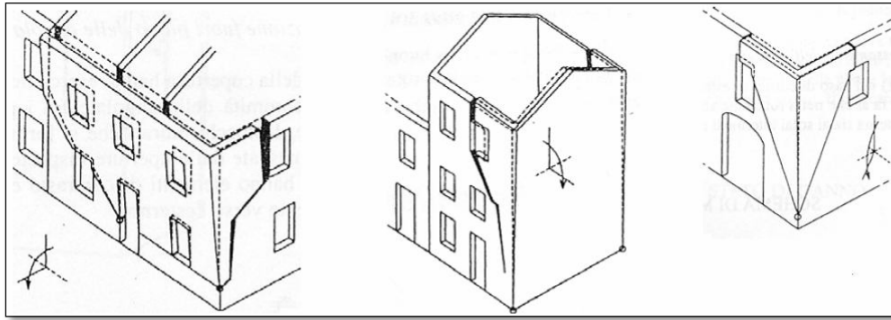


Figura 1.6 Meccanismi di ribaltamento composto.

Tale meccanismo si verifica in assenza di collegamento in sommità ed in presenza di una buona connessione con le pareti ortogonali, soprattutto in caso di murature con ridotte qualità meccaniche. In funzione delle caratteristiche degli orizzontamenti, il cuneo di distacco può assumere diverse forme: in presenza di solai privi di soletta armata il meccanismo di ribaltamento del pannello murario è accompagnato dal distacco di un cuneo diagonale della parete ortogonale; se invece i solai sono dotati di soletta armata il meccanismo di ribaltamento è accompagnato dal distacco di un cuneo a doppia diagonale della parete di controvento. L'attivazione di tale meccanismo è caratterizzato dalla presenza di lesioni diagonali sulle pareti di controvento e da sfilamento delle travi del solaio.



Figura 1.7 Pareti murarie interessate da meccanismo di ribaltamento composto.

Ribaltamento del cantonale

Una particolare tipologia di meccanismo di ribaltamento composto è rappresentata dal ribaltamento del cantonale. Tale meccanismo prevede il ribaltamento della parte alta del cantonale dovuto in particolar modo a carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Questo cinematismo si

manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura diagonali, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso e può interessare uno o più piani della struttura.

1.2.1.3 Meccanismo di flessione verticale

Il meccanismo di flessione verticale è uno dei meccanismi più comuni nelle pareti murarie; si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete coinvolta nel cinematismo in due blocchi separati ed è caratterizzato dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse (Fig.1.8). Questo meccanismo è causato da un buon livello di collegamento della parete in sommità e alla base e da carenza di ammorsamento alle pareti di controvento. Il verificarsi di tale cinematismo è particolarmente frequente in caso di eccessiva snellezza delle pareti, orizzontamenti intermedi mal collegati e tipologia di muratura a sacco.



Figura 1.8 Meccanismo di flessione verticale e pareti interessate dallo stesso.

La flessione verticale può coinvolgere uno o più livelli di parete in funzione della presenza di collegamenti ai diversi orizzontamenti e diverse geometrie in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture e spinte localizzate sulla parete. Una parete interessata da tale meccanismo risulta caratterizzata da spancamenti e lesioni orizzontali e verticali; in questo meccanismo si manifesta inoltre lo sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

1.2.1.4 Meccanismo di flessione orizzontale

La flessione orizzontale si manifesta in caso di pareti caratterizzate da un buon livello di collegamento con le pareti ortogonali ma non collegate in sommità. Tale cinematismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete ed è definito dalla formazione di cerniere cilindriche verticali ed oblique intorno alle quali avviene la rotazione di porzioni cuneiformi per azioni fuori dal piano; la causa è, in genere, l'azione ciclica di martellamento della trave di colmo del tetto. L'attivazione di tale meccanismo è manifestata da lesioni verticali ed oblique sulla faccia esterna ed interna dei pannelli murari, da rigonfiamenti e da sfilamento delle travi del tetto.



Figura 1.9 Ribaltamento di flessione orizzontale.

1.2.2 MECCANISMI DI II MODO

Nella categoria di meccanismi di II modo ricadono quei cinematismi di collasso che interessano la risposta delle pareti nel proprio piano e generano danneggiamenti per flessione e taglio; la rottura degli elementi avviene per il superamento della resistenza ultima del materiale. Questi meccanismi, a differenza di quelli locali, si attivano in strutture murarie in grado di sviluppare una risposta globale alla sollecitazione sismica. Come spiegato precedentemente infatti, un buon livello di collegamento tra i singoli elementi strutturali evita fenomeni di ribaltamento e flessione fuori dal piano e fa sì che le pareti collaborino tra loro; queste riescono ad attivare una risposta nel loro piano che sfrutta al meglio la capacità di rigidezza e

resistenza della muratura, garantendo un livello di sicurezza maggiore rispetto a quello sviluppato in caso di meccanismi di primo modo.

I meccanismi di II modo corrispondono proprio al comportamento delle pareti murarie nel proprio piano medio, soggette a stati di sollecitazione nel piano stesso. In particolare i meccanismi tipici riscontrati sono riconducibili a tre modalità di collasso:

- *flessione o ribaltamento*: collasso dovuto al superamento della resistenza a pressoflessione del pannello. Tale cinematismo è caratterizzato da una parzializzazione della sezione e da rottura per schiacciamento degli spigoli soggetti a compressione;
- *taglio – scorrimento*: meccanismo causato dal superamento di resistenza a taglio per scorrimento, caratterizzato dalla formazione di fessure orizzontali nei giunti di malta. Tale meccanismo è favorito da bassi valori del coefficiente di attrito e bassi livelli di compressione della parete.
- *taglio – trazione*: cinematismo causato dal superamento di resistenza a taglio del singolo pannello murario; tale meccanismo è governato dalla formazione di fessure diagonali le quali partono dalla zona centrale del pannello per poi estendersi lungo tutta la superficie dello stesso.

Le caratteristiche geometriche del pannello, l'entità dei carichi cui è soggetto e le caratteristiche del materiale fanno sì che si attivi un meccanismo piuttosto che un altro. Una parete interessata da questi tipi di cinematismi presenta un quadro fessurativo formato da lesioni che percorrono le pareti murarie, le lesioni saranno diagonali o pressoché orizzontali a seconda che si tratti di meccanismi di taglio o pressoflessione (Fig.1.10). Tali meccanismi sono fortemente influenzati dalla presenza di aperture sui pannelli murari, in particolare dall'analisi di quadri fessurativi post sisma si è notato come la presenza di queste amplifichi tali cinematismi.



Figura 1.10 Quadro fessurativo a seguito dell'attivazione di meccanismi nel piano.

Ad ognuno dei suddetti meccanismi di collasso è possibile associare il relativo criterio di resistenza che permette di definire il corrispondente dominio di rottura del pannello in funzione della resistenza; tali criteri e le relative resistenze ultime sono descritte nel capitolo 3 del presente lavoro (§3.2).

2 ANALISI SISMICA SECONDO IL D.M.2008

Le Norme Tecniche per le Costruzioni emesse con il D.M. del 14 gennaio 2008, “definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere”.

Nel presente lavoro di tesi tali norme, in unione alla Circolare Applicativa n.617 del Consiglio dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, hanno rappresentato il quadro normativo di riferimento.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle nuove strutture e alla verifica di quelle esistenti, ovvero progetto e verifica sono basati sulla richiesta di obiettivi prestazionali. In particolare la verifica consiste nel confrontare le sollecitazioni e deformazioni applicate sulla struttura con quelle sopportabili da essa. Nell'ambito del metodo semi – probabilistico (agli stati limite) adottato dal D.M.2008, bisogna verificare che risulti soddisfatta la seguente disequazione:

$$S_d \leq R_d$$

dove S_d sono le sollecitazioni di progetto indotte alla struttura e R_d le resistenze di progetto. Le sollecitazioni si ottengono combinando tra loro le azioni dirette ed indirette applicate sulla struttura. In caso di condizione sismica si parla più in generale di domanda e capacità, verificando quindi che risulti $D \leq C$.

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione; in particolare, al crescere dell'intensità dell'azione sismica corrisponde un diverso degrado strutturale atteso.

Nei riguardi di edifici esistenti, progettati secondo pratiche progettuali distanti dalla normativa vigente, vista l'elevata incertezza della conoscenza dei materiali e del livello di degrado degli stessi, risulta importante

conoscere il livello di sicurezza nei confronti dell'azione sismica al fine di poter pianificare interventi di adeguamento e miglioramento sismico (NTC §8.3). La valutazione della sicurezza di un edificio esistente nei riguardi dell'azione sismica avviene attraverso la misura della vulnerabilità, questa indica la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli.

Con riferimento alla normativa vigente, nel presente capitolo viene descritta la modellazione dell'azione sismica e le analisi strutturali da effettuare per la determinazione degli effetti delle sollecitazioni sismiche sugli edifici in muratura; maggiore importanza verrà data all'analisi statica non lineare, nei riguardi dell'analisi globale, e all'analisi cinematica lineare, nel caso di analisi dei meccanismi locali, essendo queste due tipologie di analisi quelle utilizzate per la verifica dell'edificio oggetto del presente lavoro. Verrà, inoltre, descritto il metodo di valutazione della vulnerabilità sismica per un edificio esistente con riferimento all'analisi statica non lineare.

2.1 AZIONI SISMICHE

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base" che rappresenta lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi nell'intervallo di tempo considerato. Per la valutazione dell'azione sismica, stabilito il periodo di riferimento V_R e le relative probabilità di superamento P_{V_R} , le NTC definiscono la pericolosità sismica in termini di accelerazione massima orizzontale attesa al sito a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e orizzontale, e ordinate dello spettro di risposta elastico ad essa corrispondente $S_e(T)$.

In funzione del periodo di ritorno (T_R) dell'evento sismico considerato sono forniti i seguenti parametri per la definizione univoca delle forme spettrali:

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa al sito in condizioni di suolo rigido orizzontale;

- F_0 valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Come precedentemente accennato, per effettuare la verifica nei confronti della sollecitazione sismica si fa riferimento ad un approccio prestazionale, ovvero l'azione sismica di riferimento varia in funzione degli obiettivi che la verifica si propone. In base al livello di danneggiamento considerato il D.M.2008 definisce quattro diversi stati limite (Fig.2.1), due appartenenti agli stati limite di esercizio e due agli stati limite ultimi (NTC2008 §3.2.1), ad ognuno dei quali è attribuito un diverso valore della probabilità di superamento valutato nel periodo di riferimento proprio della costruzione considerata (NTC2008 Tab. 3.2.I). Per stato limite si intende quella condizione superata la quale la struttura non è più in grado di soddisfare le esigenze per cui è stata progettata.

Stati limite di esercizio

- Stato Limite di Operatività (SLO): la costruzione nel suo complesso non deve subire danni significativi e interruzioni d'uso, né agli elementi strutturali né a quelli non strutturali. La probabilità di superamento associata al suddetto stato limite è $P_{VR} = 81\%$.
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito dell'evento sismico la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la sua capacità di resistenza nei confronti di ulteriori sollecitazioni. La probabilità di superamento associata è $P_{VR} = 63\%$.

Stati limite ultimi

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): a seguito della sollecitazione sismica l'edificio subisce rotture e crolli degli elementi non strutturali ed impiantistici, subisce inoltre danni significativi agli elementi strutturali a cui si associa un'elevata perdita di resistenza nei confronti di sollecitazioni orizzontali. La costruzione conserva una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per

azioni sismiche. La probabilità di superamento per il suddetto stato limite risulta essere $P_{VR} = 10\%$.

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito dell'evento sismico la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi dei componenti strutturali, conservando un margine di sicurezza per azioni verticali ed un ridotto margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Tale stato limite è caratterizzato da una probabilità di superamento pari a $P_{VR} = 5\%$.

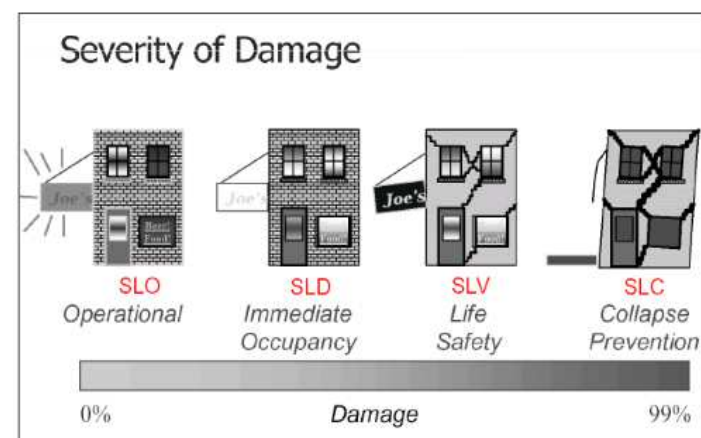


Figura 2.1 Stati limite e livello di danneggiamento corrispondente

Per la valutazione delle azioni sismiche occorre quindi tener conto di diversi fattori, quali la localizzazione del sito, la vita nominale dell'opera V_N e relativa classe d'uso C_U ed il periodo di riferimento V_R . I suddetti parametri, necessari per la valutazione del periodo di ritorno dello stato limite considerato, sono così definiti:

Vita nominale dell'opera: "numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata", tale parametro varia al variare della tipologia di opera (NTC2008 §2.4.1).

Classe d'uso: la normativa definisce quattro diverse tipologie di classe d'uso in base alla tipologia di costruzione e al grado di affollamento della stessa; ad ogni classe d'uso è associato il relativo coefficiente d'uso C_u (NTC2008 §2.4.2).

Periodo di riferimento: “le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d’uso”.

Noto il periodo di ritorno e ricavati i relativi valori di pericolosità sismica è possibile rappresentare l’azione sismica di progetto in termini di spettro di risposta elastico utilizzando le espressioni riportate al punto § 3.2.3.2.1 delle NTC;. lo spettro così ricavato rappresenta l’azione sismica di progetto, ovvero le azioni in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati.

2.2 METODI DI ANALISI

In riferimento alle costruzioni esistenti il D.M.2008 (§8.7.1) prescrive che *“nel caso di edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d’insieme...La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo”*.

2.2.1 METODI DI ANALISI GLOBALE

I metodi di analisi previsti dalla normativa sono sostanzialmente quattro, l’analisi può essere lineare o non lineare, in base alle caratteristiche dei materiali e alla geometria della struttura considerata, e statica o dinamica in base alla modalità di applicazione delle forze sismiche sulla struttura:

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica lineare;
- Analisi dinamica non lineare;
- Analisi statica non lineare.

Per quanto riguarda le strutture in muratura, essendo caratterizzate da un comportamento non lineare, risultano essere maggiormente rappresentate attraverso un’analisi statica non lineare (push-over); tale metodo, poiché considera la deformazione della struttura in campo plastico, risulta essere il

più rappresentativo nei riguardi della risposta sismica globale. La stessa normativa italiana, nella C.M. 617/09 al §C8.7.1.4, specifica per le strutture in muratura esistenti, l'importanza dell'analisi statica non lineare, tale da poter essere considerata come metodo di riferimento per l'esecuzione delle verifiche sismiche.

2.2.1.1 Analisi statica lineare

Questo tipo di analisi consiste nell'applicare l'azione sismica alla struttura attraverso l'applicazione di forze statiche equivalenti, considerando il comportamento del materiale di tipo lineare. Il metodo consiste nel considerare applicate alla struttura una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrazione della stessa, il cui periodo di vibrazione può essere calcolato attraverso formule approssimate fornite da normativa; il periodo consente di calcolare il taglio alla base struttura e di distribuirlo lungo tutta l'altezza in termini di forze statiche equivalenti. Il suddetto metodo di analisi risulta poco idoneo nel caso di edifici in muratura poiché non considera la non linearità del materiale.

2.2.1.2 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare (o analisi modale) consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, nel calcolo degli effetti dell'azione sismica per ciascuno di essi e nella combinazione di questi effetti; i modi di vibrare da considerare sono tutti quelli caratterizzati da una significativa massa partecipante. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo.

2.2.1.3 Analisi dinamica non lineare

Questa analisi consiste nel calcolare la risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e applicando un accelerogramma alla base della stessa. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità

disponibile. L'analisi dinamica non lineare risulta essere quella che fornisce i risultati più conformi al reale comportamento delle strutture ma nella pratica applicativa presenta varie difficoltà come ad esempio la complessità dei modelli numerici da utilizzare e nell'interpretazione dei risultati.

2.2.1.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, lungo la direzione di applicazione del sisma, un sistema di forze orizzontali distribuite in maniera proporzionale alle forze di inerzia; il sistema di forze orizzontali è applicato ad ogni livello della costruzione ed avrà come risultante il valore del taglio alla base. Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni ultime della struttura (d_u). Il risultato dell'analisi consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La verifica consiste nel confrontare la capacità di spostamento della struttura (d_u) con la domanda di spostamento (d_{max}), cioè con lo spostamento massimo atteso per l'azione sismica di progetto. Per poter confrontare questi due valori è necessario trasformare la risposta della struttura reale, sistema a più gradi di libertà (MDOF), in quella di un oscillatore elastico perfettamente plastico equivalente, sistema ad un grado di libertà (SDOF); la normativa tecnica fa riferimento ad una analisi push – over in cui la trasformazione da MDOF a SDOF avviene considerando il solo modo di vibrare fondamentale della struttura. Si riportano di seguito i passi fondamentali per una corretta analisi statica non lineare.

Determinazione della curva di capacità della struttura (MDOF)

Applicando alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata del sisma, un sistema di forze orizzontali (F_i) crescenti con legge incrementale monotona, si arriva al raggiungimento delle condizioni di collasso. I valori delle forze orizzontali, proporzionali alle forze di inerzia ed aventi come risultante il valore del taglio alla base (F_b) sono

incrementate con un approccio “step by step”, controllando man mano la progressiva plasticizzazione delle sezioni resistenti. Definito un punto di controllo, per ciascun incremento di carico si determina il valore dello spostamento orizzontale dello stesso (d_c): la curva di capacità della struttura è rappresentata dall’andamento dello spostamento del nodo suddetto in funzione del valore del taglio alla base (Fig. 2.2). Per ciascun punto della curva è possibile definire l’evoluzione delle plasticizzazioni sulla struttura; l’analisi termina quando il numero di plasticizzazioni raggiunto è tale da rendere la struttura labile.

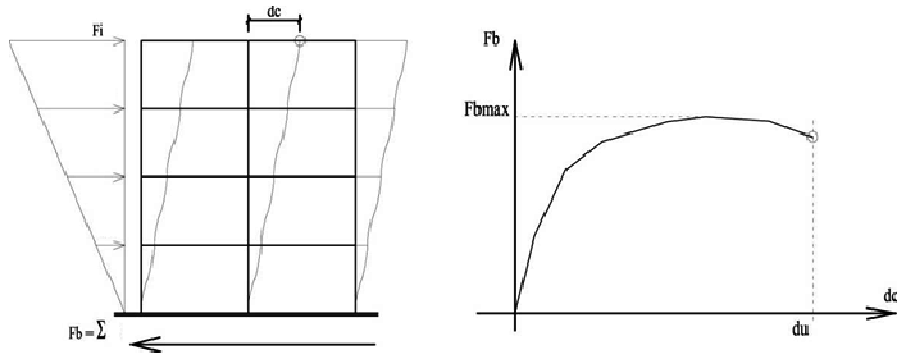


Figura 2.2 Determinazione della curva di capacità

Convenzionalmente per gli edifici in muratura lo spostamento del punto di controllo corrispondente al collasso, definito come capacità della struttura (d_u), corrisponde ad un valore di taglio alla base pari al valore di picco ridotto del 20%. Si ricorda inoltre che per ciascuna direzione del sisma la norma prescrive di adottare due diverse distribuzioni delle forze: una proporzionale alle masse ed una proporzionale alle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrare.

Definizione del sistema equivalente ad 1 grado di libertà (SDOF)

La valutazione del sistema bilineare equivalente è necessaria al fine di determinare la richiesta di spostamento della struttura sollecitata dall’azione sismica considerata. Come detto in precedenza, il D.M. 2008 prevede che tale trasformazione avvenga considerando il solo modo fondamentale di vibrare della struttura, quindi indicando con Φ il vettore normalizzato al valore unitario rappresentativo del modo considerato nella direzione presa in esame, si valuta il coefficiente di partecipazione (Γ) della struttura attraverso la seguente relazione: $\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$.

Noto il coefficiente di partecipazione modale è possibile relazionare la forza e lo spostamento del sistema equivalente (F^*, d^*) con i relativi valori del sistema reale. Le relazioni utilizzate sono: $F^* = F_b/\Gamma$ e $d^* = d_u/\Gamma$.

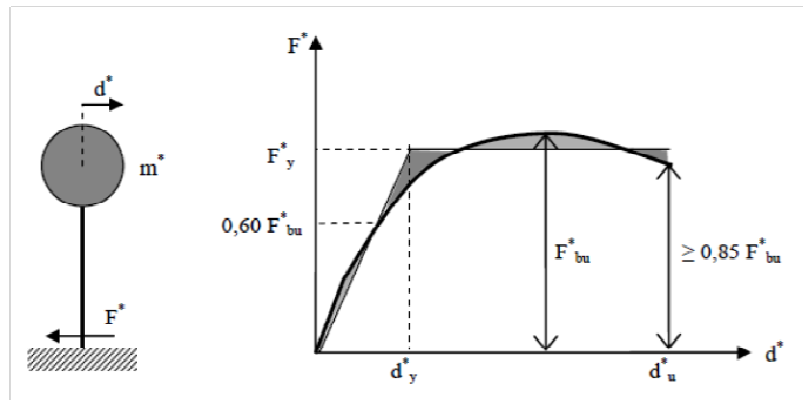


Figura 2.3 Sistema bilineare equivalente SDOF.

Alla curva di capacità del sistema equivalente così definita, occorre sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. Il tratto lineare si ottiene imponendo il passaggio della curva per il punto $0,60F_{bu}^*$, il tratto orizzontale si ottiene invece con l'intersezione di questa con il valore di F_y^* , forza di plasticizzazione, ottenuta imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per uno spostamento massimo d_u^* . Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema reale, la resistenza massima del sistema equivalente è proporzionale a questa in funzione del coefficiente di partecipazione $F_{bu}^* = F_{bu}/\Gamma$; lo spostamento massimo d_u^* corrisponde invece allo spostamento relativo ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$. L'oscillatore elastico così definito sarà caratterizzato dalle seguenti grandezze:

- rigidità elastica, K^*
- periodo, $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}}$; dove m^* rappresenta la massa del sistema equivalente.

Calcolo della capacità di spostamento

Per poter effettuare la verifica nei confronti delle azioni sismiche occorre valutare la capacità di spostamento della struttura (d_u) sotto l'azione sismica e la domanda di spostamento della stessa (d_{max}).

Capacità di spostamento: si ottiene dalla curva di capacità della struttura e rappresenta lo spostamento ultimo atteso per ciascuno stato limite considerato. Al §C7.8.1.5.4 la norma prescrive che, in caso di costruzioni in muratura ordinaria, tale spostamento deve essere valutato sulla curva di capacità in corrispondenza dei seguenti punti:

- SLD, si considera il minimo tra lo spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale si registra un valore di spostamento di interpiano $> 0,003 h$, con h altezza interpiano;
- SLO, si considera lo spostamento per il quale lo spostamento tra due impalcati consecutivi ecceda il valore di $2/3$ di quello calcolato per lo SLD;
- SLV, si considera il valore di spostamento corrispondente ad una forza pari alla forza massima di base ridotta del 20%.

Domanda di spostamento: come spiegato precedentemente, la domanda di spostamento va valutata in base alla pericolosità sismica di base del sito di riferimento; ciò si effettua attraverso l'uso di opportuni spettri di risposta elastica rappresentativi della risposta sismica di oscillatori ad un solo grado di libertà, ricavati con l'ausilio di espressioni fornite al §3.2.3.2.1 della normativa tecnica. Occorre ricordare che se il periodo del sistema equivalente risulta $T^* \geq T_c$ il massimo spostamento per l'azione sismica di progetto può essere valutato attraverso l'utilizzo dello spettro elastico per il sisma di progetto: $d_{max}^* = d_{e,max} = S_d(T^*)$.

Altrimenti, se $T^* < T_c$ lo spostamento massimo del sistema non lineare è maggiore di quello del sisma elastico ed è calcolato in funzione del termine q^* . Tale valore rappresenta il fattore di riduzione della forza elastica massima pari al rapporto tra la forza elastica massima e la forza al limite di snervamento del sistema equivalente: $d_{max}^* = \frac{d_{e,max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right]$.

Infine applicando allo spostamento massimo del sistema equivalente il fattore di partecipazione modale questo viene trasformato in spostamento del sistema reale d_{max} .

Confrontando la capacità e la domanda di spostamento della struttura, affinché sia soddisfatta deve risultare che: $d_u \geq d_{max}$

2.2.2 METODI DI ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Per l'analisi nei riguardi dei meccanismi locali la normativa suggerisce di ricorrere ai metodi di analisi dell'equilibrio limite, secondo l'approccio cinematico, delle strutture murarie; attraverso questo approccio è possibile determinare l'andamento dell'azione sismica che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del danneggiamento. Le verifiche dei meccanismi locali si basano dunque sulla scelta di un meccanismo da analizzare e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Risulta importante sottolineare che tale analisi assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali della stessa. L'analisi cinematica può essere condotta in maniera lineare o non lineare:

- Analisi cinematica lineare;
- Analisi cinematica non lineare.

2.2.2.1 Analisi cinematica lineare

L'analisi cinematica lineare volge alla valutazione dell'entità dell'azione sismica che attiva i possibili cinematismi di collasso fuori dal piano. Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo prevede la trasformazione di una parte della struttura in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro. La catena cinematica così individuata, è soggetta a diverse forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel baricentro; i

carichi verticali portati dagli stessi (dovuti a solai, volte ed eventuali catene); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati; eventuali ulteriori forze esterne. L'analisi è effettuata assegnando una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , in funzione di questa e della geometria della struttura, è possibile determinare gli spostamenti delle diverse forze applicate nella stessa direzione. Il moltiplicatore orizzontale dei carichi (α_0) che comporta l'attivazione del meccanismo è valutato attraverso l'applicazione del principio dei lavori virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando le forze esterne ed interne del sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale (Circolare n.617 §C8A.4.1):

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

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai 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;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è il peso proprio dei blocchi;
- P_j rappresenta la generica forza peso la cui massa per effetto del sisma genera una forza orizzontale;
- $\delta_{x,i}; \delta_{x,j}; \delta_{y,i}; \delta_h$ sono gli spostamenti virtuali delle generiche forze;
- F_h è la generica forza esterna;
- L_{fi} è il lavoro compiuto da eventuali forze interne.

Valutato il moltiplicatore di attivazione, noti i carichi totali applicati al sistema e calcolata la massa equivalente (partecipante al cinematismo), si individua il valore dell'accelerazione di attivazione del meccanismo (α_0^*).

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^*FC}$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- FC è il fattore di confidenza.

I valori di M^* , e^* e a_0^* sono quelli relativi ad un sistema equivalente ad un grado di libertà, e rappresentano:

- e^* la frazione di massa partecipante, calcolata come: $e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$;
- M^* la massa partecipante ed è calcolata come: $M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$.
- a_0^* accelerazione di attivazione del meccanismo definita come sopra.

L'accelerazione di attivazione del meccanismo così individuata, rappresenta la capacità della struttura, ovvero l'offerta di accelerazione della stessa; affinché la verifica nei confronti del meccanismo locale analizzato risulti soddisfatta, tale accelerazione dovrà essere superiore alla domanda di accelerazione ricavata direttamente dallo spettro sismico, in relazione allo stato limite considerato. Nel caso di edifici esistenti in muratura, la normativa tecnica impone la verifica dei meccanismi locali solo nei riguardi dello stato limite di salvaguardia della vita, quella nei confronti dello stato limite di danno può essere omessa poiché questo corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una parte di essa.

Occorre ricordare che nel caso in cui la verifica riguardi una porzione di muratura posta ad una certa quota, si deve verificare anche che l'accelerazione di attivazione del meccanismo sia maggiore dell'accelerazione dello spettro di risposta elastico relativa al primo modo di vibrare della struttura.

2.2.2.2 Analisi cinematica non lineare

Tale analisi si differenzia da quella cinematica lineare poiché considera l'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento di un punto di controllo d_k della catena cinematica fino all'annullamento della forza sismica orizzontale. La verifica viene effettuata mediante lo spettro di capacità e consiste nel confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

2.3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

L'indice di vulnerabilità sismica è un valore numerico che viene utilizzato per indicare la predisposizione di una struttura a subire danneggiamenti o crolli. Tale valore è dato dal rapporto tra la capacità resistente della struttura e la domanda in termini di resistenza o spostamento prevista dalla NTC, dunque la verifica nei confronti della vulnerabilità risulta soddisfatta se l'indicatore è maggiore o uguale a 1, in caso contrario la verifica avrà esito negativo. Quanto più un edificio risulta vulnerabile, tanto più saranno le conseguenze dell'azione sismica sulla struttura. Le procedure di valutazione della vulnerabilità possono essere condotte con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo a seconda che si faccia riferimento a risultati di calcolo ottenuti mediante analisi lineari o non lineari. Di seguito si descriverà il metodo per la valutazione di tale indicatore nel caso di analisi non lineare.

Indice di vulnerabilità

In caso di risposta sismica di un edificio valutata attraverso il metodo di analisi non lineare, l'indice di vulnerabilità (α) può essere calcolato in termini di periodo di ritorno dell'evento sismico T_R o di accelerazioni di picco PGA . Si ricorda che questo indice è dato dal rapporto tra grandezze che misurano la capacità sismica della struttura con quelle che ne indicano la domanda in condizioni sismiche, si possono utilizzare quindi le seguenti formule:

$$\alpha_{TR} = \frac{T_{R(C)}}{T_{R(D)}};$$

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_{(C)}}{PGA_{(D)}};$$

con $T_{R(D)}$ e $PGA_{(D)}$ rappresentano la domanda di spostamento, essendo rispettivamente, il periodo di ritorno e l'accelerazione di picco dello spettro sismico di progetto, mentre $T_{R(C)}$ e $PGA_{(C)}$ sono il tempo di ritorno e l'accelerazione di picco dell'evento sismico che porta la struttura al raggiungimento dello stato limite considerato e rappresentano, dunque, la

capacità della struttura. La verifica nei confronti della vulnerabilità risulta soddisfatta se $\alpha_{TR}, \alpha_{PGA} > 1$.

3 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Lo studio del comportamento sismico degli edifici in muratura rappresenta un argomento di notevole rilevanza applicativa e nello stesso tempo di difficile risoluzione a causa delle caratteristiche anisotrope ed eterogenee del materiale stesso, il quale presenta una non linearità del legame costitutivo e una asimmetria di comportamento a compressione e trazione.

La muratura è infatti un materiale composito il cui comportamento globale è fortemente influenzato dalle caratteristiche e dall'interazione dei singoli elementi; altro aspetto che influenza particolarmente la risposta sismica delle strutture murarie è rappresentato dal grado di collegamento tra gli elementi strutturali che devono garantire un comportamento scatolare dell'edificio.

Per poter considerare la totalità delle caratteristiche meccaniche degli elementi murari una possibile trattazione sarebbe quella che utilizza la discretizzazione in elementi finiti. Tale trattazione risulta essere accurata, poiché può prendere in esame il corretto degrado della muratura, riducendo la resistenza degli elementi danneggiati. Di contro, la definizione dei parametri per poter considerare una legge costitutiva non lineare del materiale, comporta un accurato livello di conoscenza del materiale, un elevato onere computazionale ed una laboriosa interpretazione dei risultati.

Dal punto di vista applicativo, i limiti riscontrati nel metodo suddetto hanno portato a preferire lo studio delle pareti murarie attraverso metodologie semplificate di modellazione basate su una discretizzazione della parete muraria in macroelementi reciprocamente connessi.

Nel seguente capitolo viene descritta la modellazione a macroelementi, in cui una struttura è discretizzata in diversi pannelli omogenei assemblati tra loro, prestando particolare attenzione al modello macroelemento proposto da Gambarotta - Lagomarsino, metodo utilizzato nel software di calcolo 3MURI, strumento principale del seguente lavoro di tesi.

3.1 MODELLAZIONE A MACROELEMENTI

L'idea di utilizzare una modellazione a macroelementi per simulare la risposta sismica degli edifici in muratura nasce dall'osservazione sperimentale dei quadri fessurativi che a seguito di eventi sismici sono stati riscontrati nel piano di pareti murarie. Tale osservazione ha portato al riconoscimento di tre diverse tipologie di danneggiamento in zone ben definite nelle pareti analizzate; da qui l'ipotesi che il piano murario è rappresentabile come l'insieme di macroelementi reciprocamente connessi.

Il macroelemento è una sorta di elemento finito rappresentativo di un determinato elemento strutturale contraddistinto da una specifica geometria, individuata dalle aperture sul piano murario, e da una specifica risposta alle azioni sismiche; ogni macroelemento è caratterizzato da un legame costitutivo non lineare che permette di valutarne i valori minimi di resistenza.

La modellazione a macroelementi assimila le pareti murarie a telai equivalenti in cui nodi rigidi collegano elementi deformabili. Gli elementi deformabili sono individuati a tergo di osservazioni post – sisma, le quali hanno mostrato come solo alcune porzioni di parete siano solitamente soggette a danneggiamento e rottura, mentre nelle zone di connessione tra le stesse si riscontra l'assenza di quadri fessurativi e fenomeni di danno ricorrenti. E' lecito supporre che lo stato deformativo delle zone di collegamento si mantenga entro limiti elastici e possa quindi essere trascurato nella valutazione complessiva della risposta della parete. Le possibili tipologie di danneggiamento degli elementi deformabili sono:

- rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli;
- rottura per scorrimento;
- rottura per taglio.

L'individuazione dei diversi macroelementi è condizionata dalla geometria della parete, in particolare dalla distribuzione delle aperture; nello specifico si distinguono i seguenti elementi strutturali:

- maschio murario: pannello verticale deformabile posto a lato delle aperture;
- fascia di piano: pannello orizzontale deformabile individuato al di sopra e al di sotto delle aperture;

- nodo rigido: parte di muratura non confinante con aperture modellata con elementi di rigidità infinita

L'assemblaggio di questi tre elementi definisce la forma di una parete muraria forata e permette la descrizione del comportamento di insieme della stessa.

Nella modellazione tridimensionale, le pareti bidimensionali, così schematizzate in telai equivalenti, sono collegati da diaframmi orizzontali di piano, simulati dai solai, che possono essere dotati o meno di rigidità finita nel piano e che collaborano alla trasmissione delle azioni orizzontali.

Ad oggi nell'ambito dello studio del comportamento sismico di edifici in muratura questo approccio sembra quello ottimale in quanto consente di ottenere modelli abbastanza raffinati e, nel contempo, evita di ricorrere all'utilizzo eccessivamente laborioso degli elementi finiti e quindi alla definizione di un legame costitutivo puntuale per la muratura.

3.2 ELEMENTI STRUTTURALI NELLA MACRODELLAZIONE

I meccanismi di collasso nel piano della muratura possono essere studiati a valle delle osservazioni a seguito di eventi sismici. Come precedentemente spiegato, il comportamento di una parete muraria può essere studiato attraverso una scomposizione della stessa in pannelli (macroelementi) interessati dal danneggiamento, maschi murari e fasce di piano, e da nodi rigidi (blocchi di connessione tra maschi e fasce).

3.2.1 MACROELEMENTO MASCHIO MURARIO

Il problema della risposta sismica di un maschio murario è stato oggetto di numerosi studi sperimentali, utilizzando prevalentemente due configurazioni di prova (Figura 3.1). Nella prima configurazione (a) il maschio è soggetto ad uno sforzo di compressione verticale distribuito, mantenuto costante e centrato. Successivamente viene applicato uno sforzo di taglio attraverso l'applicazione di uno spostamento ciclico in testa. Sulla base superiore del

muro (libera di ruotare) una traversa rigida permette la trasmissione e la distribuzione omogenea lungo tutta la lunghezza degli sforzi di compressione e taglio.

Nella seconda configurazione (b) la traversa superiore trasla rigidamente senza ruotare, simulando una condizione di doppio incastro. Tale configurazione fa sì che le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore del muro siano dotate di eccentricità di segno opposto e siano crescenti al crescere della forza tagliante.

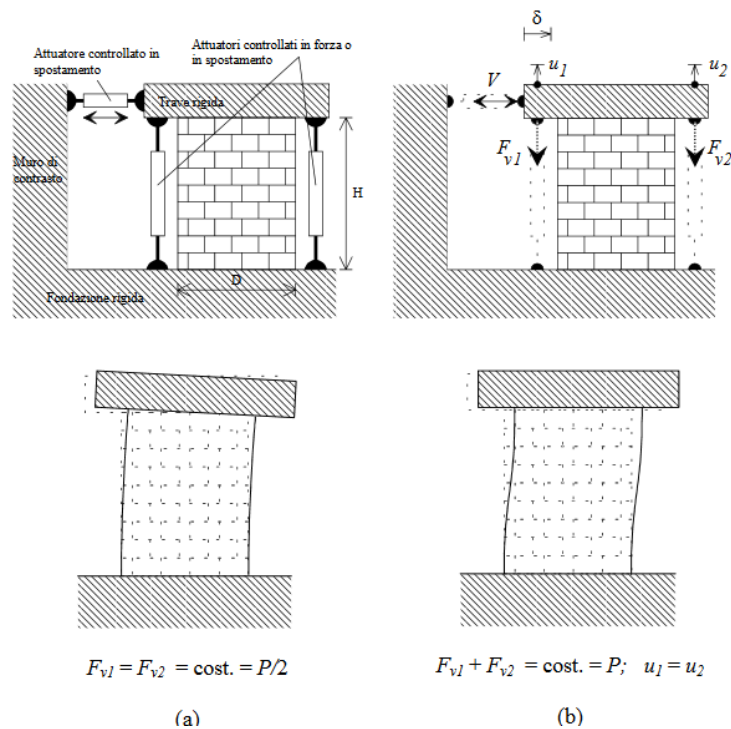


Figura 3.1 Tipiche configurazioni di prova di pannelli murari.

In entrambe le configurazioni, la risposta dei maschi, espressa in termini di curve taglio – spostamento, ha rilevato tre fondamentali tipi di comportamento: uno associato alla rottura per tensioni normali e due alla rottura per taglio; nello specifico:

- Superamento della resistenza limite a compressione: ribaltamento e schiacciamento della zona compressa della muratura esterna, rottura per tensioni normali o pressoflessione;
- Rottura a taglio – scorrimento: scorrimento tra due porzioni di muratura lungo linee di frattura orizzontali;
- Rottura a taglio - trazione: manifestarsi di fessure diagonali estese sulla superficie del pannello, di maggiore ampiezza nella zona centrale.

E' importante notare come il primo risulti essere un meccanismo di natura duttile, che si verifica maggiormente in presenza di pannelli snelli, mentre i meccanismi di rottura per taglio sono di natura fragile e caratterizzano i pannelli tozzi. Dai diagrammi riportati di seguito si evince come in entrambi i casi il comportamento risulti marcatamente non lineare, a causa della parzializzazione della sezione in caso di pressoflessione, e a causa delle deformazioni anelastiche dovute al taglio.

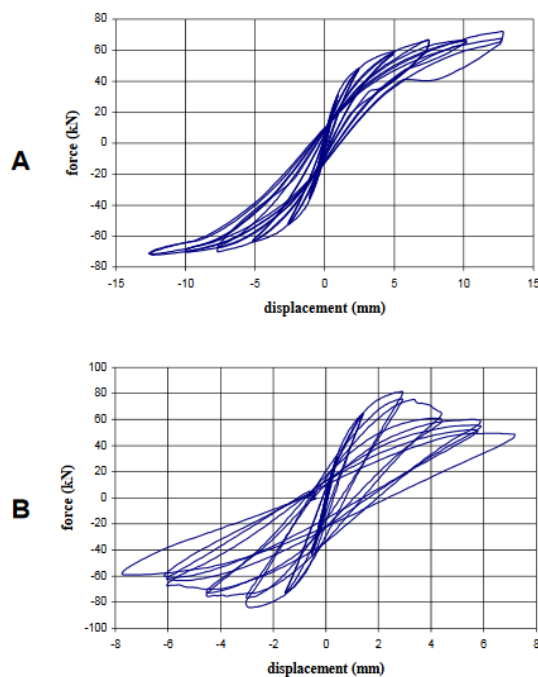


Figura 3.2 Risposta ciclica di pannelli soggetti a sforzi di taglio e compressione. Caso A) Rottura per ribaltamento; Caso B) rottura per taglio con fessurazione diagonale.

Per caratterizzare il comportamento del macroelemento è necessario definire un criterio di resistenza per ogni meccanismo possibile; nella modellazione a macroelementi il pannello maschio murario è associato ad una sezione rettangolare di base l , spessore t e altezza H .

La crisi per pressoflessione avviene per il superamento della resistenza a compressione della parte compressa di una sezione di estremità del pannello e da origine ad un quadro fessurativo caratterizzato da fessure verticali che rappresentano proprio il fenomeno di schiacciamento lungo le isostatiche di compressione. Per bassi valori di azione assiale P l'estensione della zona compressa è modesta, si osserva una ampia apertura delle fessure flessionali e il muro tende a sviluppare un cinematismo di ribaltamento simile a quello

di un blocco rigido. Con riferimento alla normativa italiana, in particolare al capitolo relativo alla progettazione per azioni sismiche per le costruzioni in muratura ordinaria (NTC2008, al §7.8.2.2.1), si può affermare che la verifica a pressoflessione va effettuata confrontando il valore del momento agente di calcolo con il valore del momento ultimo resistente. Si riporta di seguito la formulazione per il calcolo del momento ultimo resistente fornita dalla normativa, in ipotesi di sezione rettangolare, muratura non reagente a trazione e distribuzione non lineare delle forze di compressione.

$$M_u = \left(\frac{l^2 t \sigma_0}{2} \right) \left(\frac{1 - \sigma_0}{k f_d} \right)$$

dove:

- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l è la lunghezza complessiva della parete (inclusa della zona tesa);
- t è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all' area totale della sezione ($\sigma_0 = P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione. Se P è di trazione $M_u = 0$;
- $f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.
- k è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa ed è pari a 0.85.

Tale formula fa riferimento ad un legame costitutivo di tipo stress – block, ponendo $|e_{inf}| \geq |e_{sup}|$ il corrispondente valore di taglio massimo corrisponde al superamento del valore limite di compressione nella parte inferiore dell' elemento.

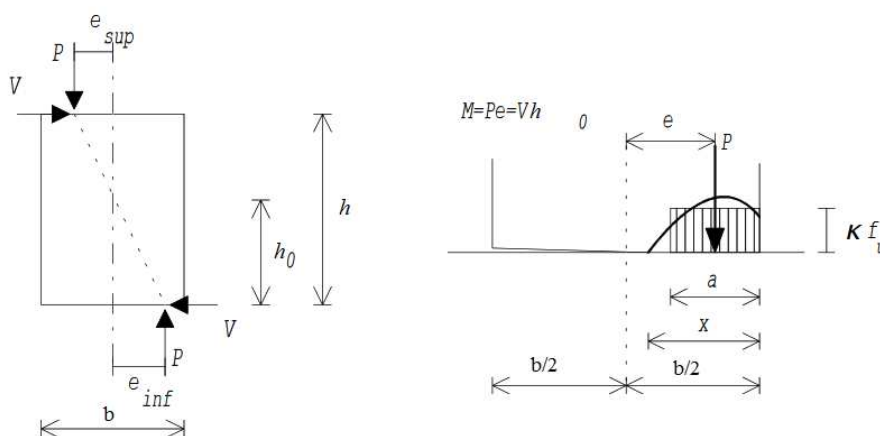


Figura 3.3 Sezione del pannello, diagramma delle pressioni stress - block.

$$V * h_0 = P * e_{inf} = M_u;$$

Il valore di taglio ultimo sarà ottenuto come $V_u = M_u/h_0$; in base alle condizioni di vincolo della parte superiore del pannello murario il valore h_0 , definito come distanza tra la sezione di base e quella di momento nullo, assumerà i seguenti valori: nella condizione di doppio incastro $h/2$, in caso di sezione superiore libera di ruotare risulta pari ad h .

Vista la dipendenza del momento ultimo dal valore dello sforzo normale è possibile ricavare il dominio di resistenza a pressoflessione della sezione, il quale restituisce le infinite coppie di valori $M_u - P$ che portano la sezione a rottura. Dall'osservazione di tale dominio notiamo che esso è tutto contenuto nel semispazio positivo, poiché è stato assunto positivo lo sforzo di compressione e trascurato quello di trazione, e che l'andamento risulta essere parabolico con il raggiungimento del momento ultimo massimo in corrispondenza della metà dello sforzo normale massimo.

La modalità di rottura per pressoflessione si associa a pannelli murari snelli, in cui l'altezza è almeno il doppio della base.

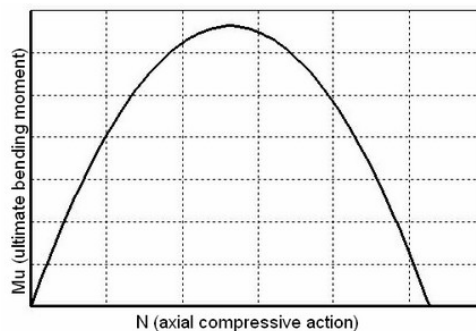


Figura 3.4 Dominio di rottura a pressoflessione.

Per quanto riguarda i meccanismi di rottura per taglio bisogna fare una distinzione tra due diversi meccanismi fessurativi, di diversa natura, attribuiti alla combinazione delle tensioni tangenziali con le tensioni normali. Si distinguono la rottura per taglio – scorrimento e la rottura per taglio – trazione; per la valutazione della capacità ultima rispetto ai diversi meccanismi si fa riferimento a due criteri di resistenza diversi.

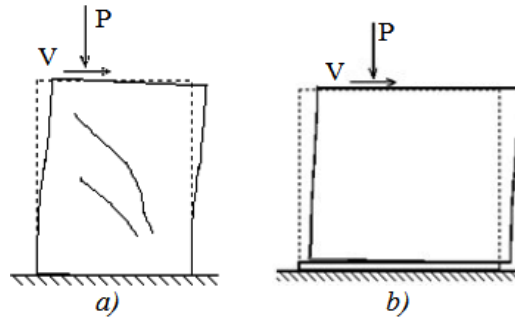


Figura 3.5 Meccanismi di rottura per taglio. Caso a) taglio - trazione; Caso b) taglio – scorrimento

Il meccanismo di rottura per taglio – scorrimento presenta un quadro fessurativo formato da fessurazioni orizzontali che interessano principalmente i giunti di malta, poiché la resistenza a scorrimento tra malta e conci risulta inferiore rispetto a quella interna ai blocchi. In particolare, si osserva una vera e propria separazione del pannello in due parti distinte, dovuta allo scorrimento di una parte rispetto all'altra: parti del pannello scorrono lungo superfici di scorrimento (lesioni).



Figura 3.6 Configurazione post sismica di parete esistente. Quadro fessurativo meccanismo rottura taglio – scorrimento.

Tale meccanismo è governato da una rottura che segue la legge di Mohr – Coulomb. Secondo tale criterio la resistenza tangenziale massima è la somma di due contributi: $\tau_u = (c + \mu\bar{\sigma})$. Il primo termine rappresenta il contributo della coesione del materiale in assenza di compressione e il secondo termine è proporzionale alla tensione di compressione media ($\bar{\sigma}$) della sezione in funzione del coefficiente di attrito μ . Secondo il D.M. 2008 il valore di taglio resistente della sezione è espresso come la resistenza unitaria a taglio moltiplicata per l' area compressa della sezione.

$$V_d = l' t f_{vd}$$

avendo indicato con

- l' la lunghezza della parete compressa;
- t lo spessore della parete;
- con $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$ la resistenza a taglio unitaria della parete.

Con riferimento al criterio di rottura di Mohr – Coulomb, la resistenza a taglio caratteristica (f_{vk}) di una parete su un generico piano di potenziale scorrimento assume la seguente forma:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$$

dove f_{vk0} è la resistenza caratteristica di taglio in assenza di sforzo assiale e σ_n è lo sforzo medio di compressione sull' area reagente.

Tale meccanismo di rottura, di solito, avviene per murature realizzate con elementi squadri ad elevata resistenza, in presenza di malte deboli. Vista la proporzionalità tra resistenza a taglio e sforzo assiale è possibile diagrammare il seguente dominio di resistenza:

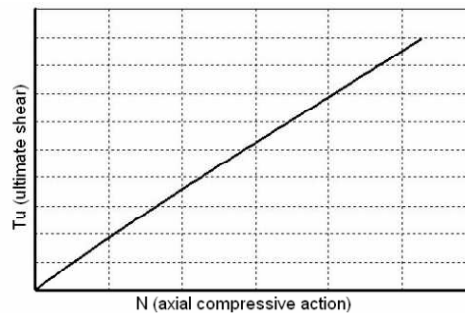


Figura 3.7 Dominio di resistenza Taglio scorrimento

Il meccanismo di rottura per taglio – trazione è caratterizzato da un quadro fessurativo composto da fessurazioni diagonali che partono dalla zona centrale del pannello per poi estendersi. La rottura avviene per il superamento della resistenza a trazione del materiale, con conseguente perdita di continuità del pannello murario. Le fessurazioni presentate sulla sezione interessata seguono due diversi andamenti preferenziali, in funzione della resistenza più o meno debole dei giunti (Fig.3.8), in particolare in presenza di giunti resistenti la lesione passa sia per i giunti sia per i blocchi, in presenza di giunti deboli assume una configurazione “a scaletta”, interessando solo i giunti.

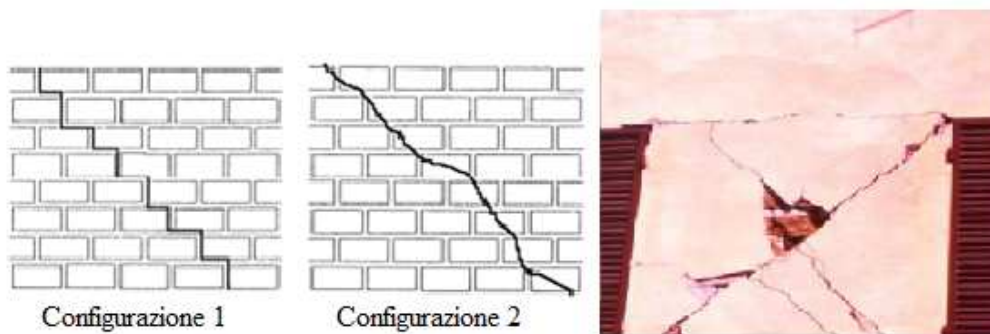


Figura 3.8 Andamento fessurazioni per taglio - scorrimento. Configurazione 1) Giunti deboli. Configurazione 2) Giunti resistenti. Accanto configurazione post sismica di parete esistente. Quadro fessurativo meccanismo rottura taglio – trazione.

Uno dei criteri di resistenza più utilizzato per descrivere il comportamento di un pannello murario soggetto a taglio – trazione è il criterio di massimo sforzo principale di trazione proposto da Turnšek e Cačovic (1971). A seguito di diverse prove sperimentali essi ipotizzarono che la rottura per taglio del pannello avviene quando nella zona centrale la tensione principale di trazione raggiunge il valore di resistenza a trazione della muratura (f_{td}). Tale ipotesi porta ad assumere che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l’anisotropia della muratura può essere trascurata con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza (f_{td}). La formula che esprime il criterio suddetto ammette una distribuzione parabolica delle tensioni tangenziali lungo la sezione del pannello, con valore massimo in corrispondenza dell’asse baricentrico.

$$\tau_{max} = p * \tau_n;$$

con τ_n valore medio della tensione tangenziale indotta dallo sforzo di taglio, p coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione baricentrica del pannello murario che varia sia in funzione della geometria del pannello, sia con le condizioni di sforzo. Turnšek e Cačovic hanno posto il valore di p pari a 1,5. In seguito altri autori (Turnšek e Sheppard 1978, Benedetti e Tomazevic 1984) hanno suggerito dei nuovi valori del coefficiente di distribuzione forniti in funzione della snellezza dell’ elemento:

$$\left\{ \begin{array}{l} p = 1,5 \text{ per } h/l \geq 1,5 \text{ pannelli snelli} \\ p = 1 \text{ per } h/l \leq 1,5 \\ p = h/l \text{ per } 1 < p < 1,5 \end{array} \right\}$$

Dal diagramma delle sollecitazioni di un pannello murario soggetto ad uno sforzo di compressione ed uno sforzo tagliante (Fig. 3.9), si evince che in corrispondenza della sezione baricentrica, le sollecitazioni indotte sono date da una tensione normale media di compressione ($\sigma_n = N/lt$) ed una tensione tangenziale massima ($\tau_{max} = p \cdot \tau_n = p \cdot V/(l \cdot t)$). Riportando lo stato di sollecitazione sul piano di Mohr è possibile ricavare la tensione tangenziale media al collasso (τ_t) in funzione della tensione di compressione media (σ_n) e del valore limite di trazione della muratura (σ_{kt}).

$$\tau_t = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{p\tau_k}} = \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}}$$

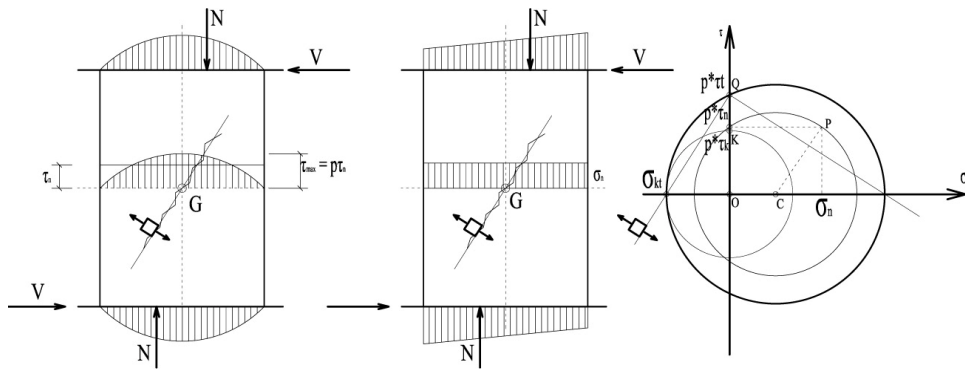


Figura 3.9 Andamento delle sollecitazioni in pannelli murari sottoposti a taglio trazione rappresentazione sul piano di Mohr.

Il valore limite della sollecitazione di taglio che induce la crisi per taglio – trazione risulta essere:

$$V_t = \tau_t \cdot l \cdot t = l t \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}}$$

La normativa italiana (Circolare Ministeriale 617/2009 §8.7.1.5.) riporta tale formula in relazione alle verifiche da effettuare su edifici esistenti facendo riferimento al seguente valore di resistenza a trazione: $\sigma_{kt} = f_{td} = 1,5\tau_{0d}$, in cui τ_{0d} è la resistenza a taglio puro della muratura. La resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura risulta dunque:

$$V_t = l t \frac{1,5\tau_{0d}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5\tau_{0d}}}$$

Vista la proporzionalità del valore di resistenza a taglio – trazione rispetto allo sforzo normale è possibile ricavare il seguente dominio di resistenza:

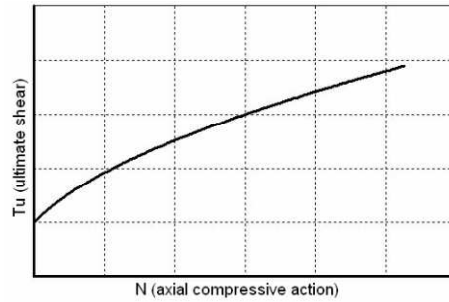


Figura 3.10 Dominio di resistenza Taglio - Sforzo Normale

Riportando su di uno stesso diagramma gli andamenti dei domini di entrambi i meccanismi di rottura per taglio, si può osservare come per valori più bassi di tensione normale la resistenza a taglio è governata da un meccanismo di scorrimento; mentre per valori maggiori prevale il meccanismo per trazione diagonale (Fig.3.11).

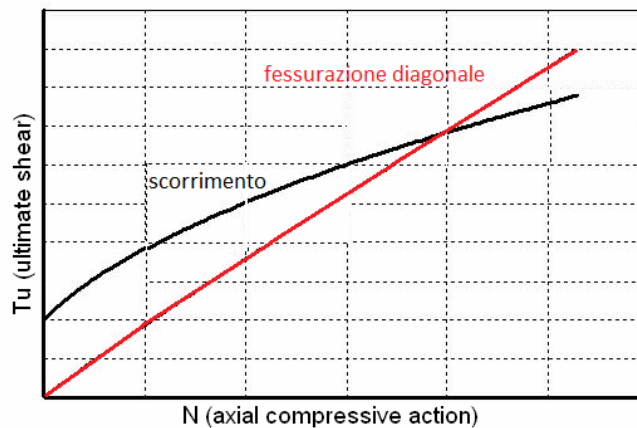


Figura 3.11 Dominio di resistenza, confronto tra taglio - trazione e taglio - scorrimento.

3.2.2 MACROELEMENTO FASCIA DI PIANO

Il macroelemento fascia di piano in una parete muraria è individuato da quella porzione di muratura posta al di sopra e al di sotto delle aperture. Tale elemento svolge come funzione principale quella di accoppiamento tra i maschi murari, in termini di resistenza e deformabilità.

A differenza di quanto avviene per i maschi murari, l'attenzione dei ricercatori si è poco focalizzata sugli elementi fasce, non esiste quindi una trattazione teorica approfondita sul loro comportamento sismico.

Le fasce rappresentano però, un elemento importante nella risposta cinematica della parete muraria, infatti sono fondamentali nel garantire l'accoppiamento tra i maschi e la loro influenza cresce all'aumentare del numero di piani.

L'elemento può assumere una diversa configurazione in funzione dell'assetto strutturale dell'edificio, in particolare quando si parla di risposta sismica di fasce bisogna verificare la presenza o meno di cordoli e catene.

Per comprenderne al meglio la risposta cinematica si consideri l'immagine seguente, in cui viene mostrata una parete soggetta ad una forza orizzontale.

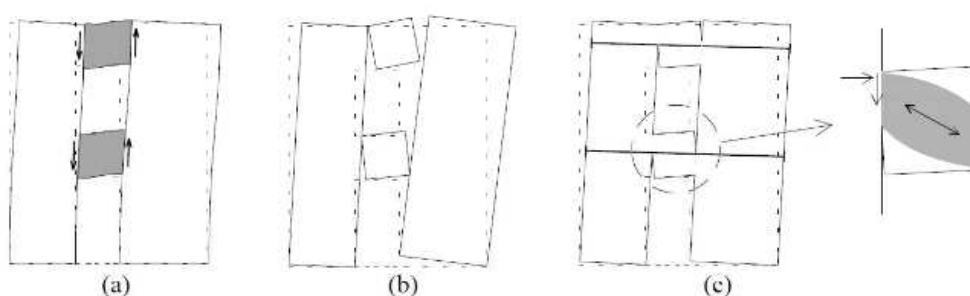


Figura 3.12 Risposta di: a) fasce dotate di resistenza e rigidità flessionale; b) fasce prive di resistenza e rigidità flessionale; c) fasce in presenza di elementi tensoresistenti.

Nella prima configurazione si nota come la resistenza a flessione delle fasce contrasti il meccanismo di ribaltamento nel piano dei maschi murari, influenzandone positivamente la resistenza a pressoflessione.

Nello schema mostrato in figura 3.12 (b) si nota invece come, nel caso in cui le fasce non abbiano sufficiente resistenza a flessione, venga meno la loro capacità di accoppiamento, di conseguenza i maschi murari si comportano come mensole dando luogo ad un meccanismo di ribaltamento nel piano.

La resistenza a flessione delle fasce è funzione dello sforzo di compressione orizzontale ed è tanto maggiore quanto più l'elemento è compresso; per questo motivo negli edifici di nuova costruzione le fasce sono sempre connesse da cordoli in cemento armato o catene in acciaio. Questi ultimi essendo elementi rigidi in grado di assorbire sforzi di trazione, assicurano un sufficiente grado di accoppiamento tra maschi. Nella Figura 3.12 (c) si nota come l'elemento tensoresistente (catena o cordolo), opponendosi al meccanismo di ribaltamento dei maschi, genera un incremento di

compressione delle fasce con un conseguente aumento della resistenza flessionale delle stesse, favorendone il funzionamento a puntone inclinato che garantisce l' accoppiamento tra maschi murari.

I modelli utilizzati per studiare la risposta sismica delle fasce fanno riferimento a due diverse configurazioni che non rendono necessaria la modellazione della singola fascia, ma bensì il comportamento di queste ultime in relazione al comportamento dei maschi. Tali configurazioni sono:

- “fasce forti – maschi deboli”
- “fasce deboli – maschi forti”.

Il modello “fasce forti - maschi deboli” assume che i maschi si rompono prima delle fasce, ipotesi del tutto corretta nel caso di nuovi edifici; nel modello “fasce deboli – maschi forti” si assume la totale assenza di rigidità e resistenza delle fasce ovvero i maschi si considerano come mensole indipendenti, non accoppiate.

In entrambi i modelli è evidente però come i risultati siano fortemente limitati nella risposta della parete, soprattutto in quei casi in cui la risposta non lineare della struttura possa portare a progressivi cambiamenti delle rigidità degli elementi.

Il modello a macroelementi del telaio equivalente ricorre ad una diversa modellazione delle fasce, al fine di ottenere una risposta delle pareti che tenga in considerazione l' evoluzione del grado di accoppiamento tra fasce e maschi. Queste vengono modellate come maschi ruotati di 90° adottandone gli stessi criteri di rottura. Per poter utilizzare tale modellazione bisogna però considerare alcune differenze con gli elementi maschi. Innanzitutto l'azione assiale (risultante di compressione) dovuta ai soli carichi da gravità è solitamente bassa se non nulla, di conseguenza il comportamento flessionale è influenzato da bassi valori di sforzo normale. Inoltre nel caso di murature regolari, dove l'orientamento dei letti di malta è parallelo all'asse dell'elemento, considerando l'elemento ruotato di 90° viene esclusa la possibilità di rotture a taglio per scorrimento lungo letti verticali, di conseguenza il comportamento a taglio delle fasce è legato al solo meccanismo di fessurazione diagonale.

A seguito dell' osservazione dei quadri fessurativi post – sisma su pareti murarie è stato notato come le fasce di piano intermedie siano perlopiù interessate da fenomeni di rottura per fessurazione diagonale, mentre le fasce dei piani superiori presentino solitamente meccanismi di rottura per flessione.



Figura 3.13 Configurazione post sismica di parete esistente. Quadro fessurativo meccanismo rottura delle fasce per taglio.

Nel caso di rottura a pressoflessione, per la valutazione della resistenza ultima delle fasce la Normativa italiana pone una distinzione in funzione delle ipotesi sullo sforzo normale agente (NTC2008 §7.8.2.2.4). Se, infatti, la verifica viene effettuata in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora invece, l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo, ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze potranno essere assunti non superiori a quelli deducibili dalla seguente relazione:

$$M_u = \frac{H_p h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0.85 f_{hd} h t} \right)$$

indicando con:

- H_p il minimo tra la resistenza a trazione dell' elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore limite $0,4 f_{hd} h t$;
- $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete);

- h è l' altezza della sezione della trave;
- t è lo spessore della parete.

Il valore di taglio ultimo associato a tale meccanismo risulta essere pari a:

$$V_p = \frac{2M_u}{L}$$

dove L è la lunghezza della fascia di piano.

Nel caso di rottura a taglio, la resistenza ultima viene valutata come:

$$V_t = f_{vd0} \cdot h \cdot t$$

indicando con:

- $f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$ la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Risulta evidente come, in assenza di elementi tensoresistenti, le fasce murarie incapaci di resistere a taglio tendono a danneggiarsi impossibilitando la formazione dei meccanismi appena descritti. In tali condizioni le fasce non possono essere inserite all' interno dei modelli di calcolo e i pannelli verticali risultano disaccoppiati tra loro.

3.2.3 MACROELEMENTO NODO RIGIDO

Come precedentemente accennato, il nodo rigido individua quella parte di muratura non confinante con le aperture presenti sulla parete muraria. I pannelli orizzontali e verticali che lo delimitano svolgono su di esso un'azione di confinamento, per tale motivo il nodo può dunque essere considerato rigido. Tali porzioni risultano infatti soggette ad uno stato tensionale piano caratterizzato da azioni di compressioni sia orizzontale che verticali; ciò ne comporta una effettiva maggiore rigidezza e sovrarresistenza rispetto agli elementi che le delimitano.

3.3 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE

Il metodo a telaio equivalente rappresenta attualmente uno dei più utilizzati metodi di modellazione per le strutture in muratura. Come si evince da quanto descritto al punto §1.2.2., esistono due comportamenti limite delle

pareti murarie, che si differenziano per le condizioni di vincolo imposti dagli elementi di fascia ai maschi murari, in particolare dai rapporti di rigidezza.

Il primo comportamento limite, riassunto nel comportamento semplificato SSWP (strong spandrels – weak piers) è caratterizzato da fasce considerate infinitamente rigide rispetto ai maschi; in questo caso il collasso della parete avviene per il raggiungimento dello stato limite ultimo da parte dei pannelli rigidi, dando luogo ad un meccanismo di collasso di piano debole.

Il secondo comportamento limite, modello semplificato WSSP (weak spandrels – strong piers), si basa su considerazioni opposte, poiché i maschi sono considerati infinitamente rigidi rispetto alle fasce. In questo caso la funzione di accoppiamento delle fasce è trascurabile e i pannelli verticali si comportano come delle mensole.

La modellazione a telaio equivalente consiste in un' interpolazione dei due suddetti comportamenti limite. In particolare tale metodo permette la valutazione di entrambi i comportamenti e la valutazione della variazione della rigidezza con l'incrementare del danneggiamento.

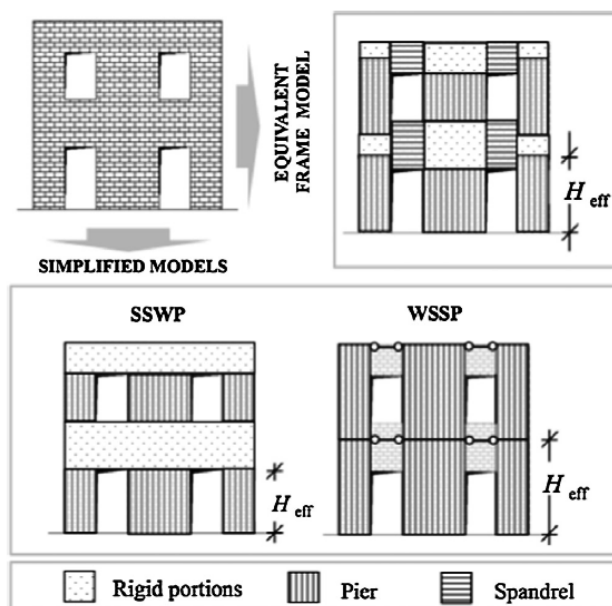


Figura 3.14 Modellazione di pareti murarie semplificate: SSWP, WSSP e telaio e equivalente

Una volta schematizzata la parete in muratura come un assemblaggio di elementi strutturali, la previsione del suo comportamento complessivo dipende principalmente dalla corretta rappresentazione delle caratteristiche di ogni singolo componente strutturale.

Tale modellazione fornisce una risposta della struttura muraria in termini di comportamento globale dipendente dalle caratteristiche meccaniche dei singoli elementi, tenendo conto del loro comportamento non lineare.

I singoli pannelli murari sono identificati in un sistema di riferimento di coordinate globali e dotati di un sistema di riferimento locale.

Solitamente l'analisi effettuata su questi modelli è di tipo incrementale e fornisce risultati espressi sottoforma di un legame taglio – spostamento.

Dagli anni '70 ad oggi numerosi metodi sono stati proposti per una modellazione che fornisca risultati il più possibile attendibili e vicini al comportamento reale delle pareti murarie. Recentemente la ricerca teorica e sperimentale ha fatto passi in avanti, diversi autori hanno infatti sviluppato la modellazione di pareti in muratura attraverso macroelementi. In particolare nel seguente paragrafo si descriverà il macroelemento proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1996), che è alla base del codice di calcolo 3MURI che rappresenta il principale strumento del seguente lavoro di tesi.

3.3.1 METODO 3MURI

Il metodo 3MURI propone formulazioni semplificate del comportamento non lineare del modello a macroelementi, ottimizzate proprio per l'esecuzione di analisi statiche non lineari su strutture in muratura.

Il metodo implementato nel codice di calcolo schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da macroelementi (FME Frame by Macro Elements) che consentono di cogliere al meglio la risposta sismica delle strutture in muratura. Tale metodo rapporta i pannelli murari ad elementi monodimensionali equivalenti, nei quali si concentrano le caratteristiche di non linearità, collegati da zone rigide esenti da danneggiamento.

La distinzione tra i due diversi pannelli (maschi verticali e fasce orizzontali) è determinata dalla presenza di aperture sulla parete. I maschi sono soggetti a carichi permanenti verticali ed orizzontali, le fasce hanno funzione di ripartizione delle azioni orizzontali agli elementi verticali. I suddetti

elementi trasmettono le azioni lungo i tre gradi di libertà considerati dai nodi rigidi, elementi bidimensionali di dimensioni finite.

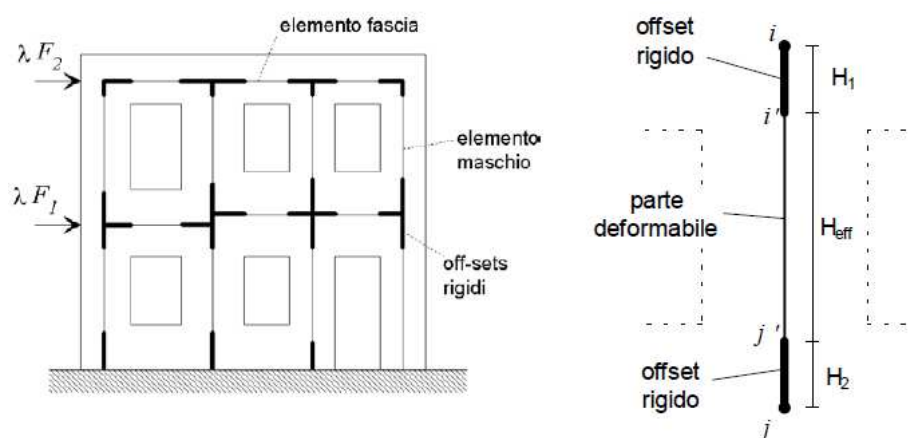


Figura 3.15 schematizzazione a telaio equivalente con individuazione di elementi deformabili e rigidi.

I maschi e le fasce sono modellati come macroelementi finiti bidimensionali, a due nodi, individuati singolarmente da una coppia di coordinate (x,y) nel piano della parete. L'ipotesi di considerare maschi e fasce come unici elementi deformabili nasce da osservazioni post-sima; da queste si è notato che quadri fessurativi, dovuti a deformazioni non lineari, si manifestano nella maggior parte dei casi in queste zone. Al contrario, i nodi rigidi rimangono in campo elastico, ne consegue dunque che la loro risposta è trascurabile nei confronti del comportamento globale della parete. Il modello di macroelemento alla base del metodo 3MURI è quello proposto da due ricercatori dell'Università di Genova nel 1996 (Gambarotta e Lagomarsino) i quali hanno ideato un particolare tipo di elemento finito a comportamento non lineare.

3.3.1.1 Il macroelemento

Il modello formulato da Gambarotta e Lagomarsino permette di studiare il comportamento non lineare dei pannelli murari. Ipotizzando una rigidità ridotta ed una resistenza degradata permette infatti di tenere in conto i dissesti e le lesioni, risultando quindi un metodo molto efficace per eseguire analisi statiche non lineare e o analisi a carichi ciclici.

Esso “è un modello a base meccanica in cui è formulato un legame costitutivo non lineare con danneggiamento, degrado di resistenza e degrado di rigidezza che consente di cogliere i modi di collasso tipici di comportamenti murari” (Gambarotta et al. 1996).

La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la formulazione di equazioni di equilibrio che coinvolgano un numero ridotto di incognite permettendo allo stesso tempo di rappresentare un modello cinematico che descriva i meccanismi di deformazione, danneggiamento e dissipazione dell' elemento stesso.

Il macroelemento proposto da Gambarotta e Lagomarsino considera un pannello di larghezza b e spessore s costituito da tre parti distinte, una centrale e due di estremità, caratterizzate da diverse deformabilità. In particolare, con riferimento alla figura 16, gli elementi di estremità, di spessore infinitesimo Δ , sono considerati infinitamente rigidi ad azioni taglianti e deformabili assialmente; mentre l'elemento centrale, di altezza h , risulta deformabile tangenzialmente e infinitamente rigido assialmente e flessionalmente.

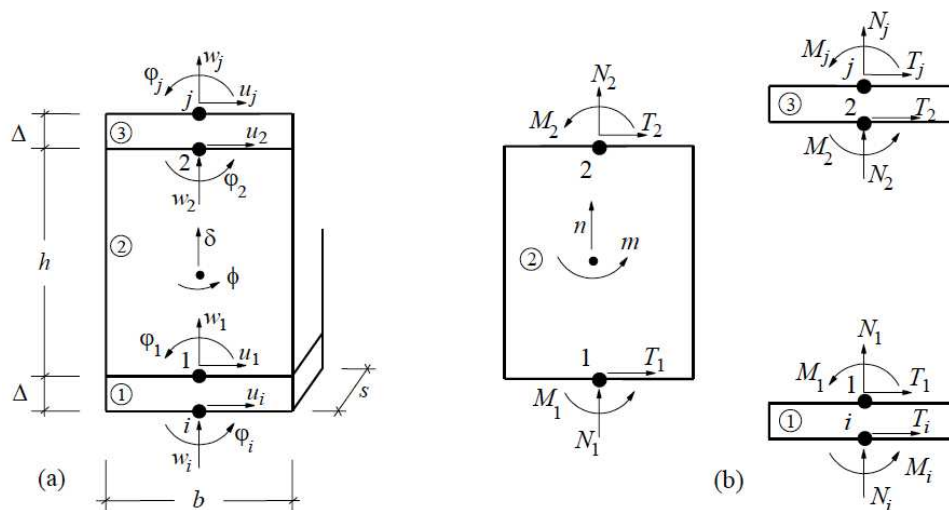


Figura 3.16 Macroelemento. a) Modello cinematico; b) Forze agenti sui singoli elementi.

Per descrivere il modello cinematico completo del macroelemento bisogna quindi considerare i tre gradi di libertà dei nodi estremi i e j e quelli dei nodi di interfaccia 1 e 2 . Grazie alle ipotesi di rigidità introdotte è possibile semplificare la cinematica del modello attraverso l'ausilio di opportune equazioni di congruenza; in particolare, sugli elementi di estremità a causa della rigidezza a taglio infinita e dello spessore trascurabile Δ , si può

affermare che $u_1 = u_i$ e $u_2 = u_j$, mentre a causa della rigidità assiale e flessionale infinita del corpo centrale risulta $w_1 = w_2 = \delta$ e $\varphi_1 = \varphi_2 = \phi$. Avendo indicato con w ed u gli spostamenti assiali e trasversali e con φ la rotazione; δ e ϕ rappresentano invece la traslazione e la rotazione del corpo centrale. Il modello cinematico del macroelemento risulta dunque descritto da otto componenti di spostamento: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità (i e j) e le due variabili interne δ e ϕ .

Per la schematizzazione del meccanismo di ribaltamento del pannello si fa l'ipotesi di contatto elastico unilatero nelle interfacce 1 e 3, tale ipotesi è giustificata dalla scarsa resistenza a trazione del materiale muratura.

Il meccanismo di taglio invece, è schematizzato considerando uno stato di tensione uniforme nel pannello 2, in particolare lo sforzo di taglio è considerato costante lungo tutta l'altezza.

3.3.1.2 Costruzione del telaio equivalente

Come precedentemente spiegato, le pareti in muratura possono essere suddivise in tre componenti elementari: maschi murari, fasce di piano e nodi rigidi; ognuno dei quali caratterizzato da una propria geometria e risposta in caso di sollecitazione sismica.

La ricerca teorica e sperimentale ha dimostrato come gli elementi maschi e fasce possano essere assimilati nel comportamento ad elementi equivalenti. Collegando questi elementi si ottiene lo schema a telaio equivalente, che ben rappresenta il comportamento delle strutture in muratura.

Il primo passo per l'idealizzazione delle pareti murarie in telai equivalenti consiste nell'identificazione dei componenti strutturali delle pareti, ovvero maschi e fasce. Per l'individuazione degli stessi si fa riferimento ad una serie di regole empiriche basate sul riscontro di quadri fessurativi osservati a seguito di eventi sismici. Tale processo risulta di facile applicazione per pareti murarie caratterizzate da una distribuzione delle aperture regolare, mentre risulta più complesso nel caso di una distribuzione irregolare.

Nell'immagine seguente vengono mostrati i passaggi fondamentali per l'idealizzazione a telaio equivalente di una parete muraria caratterizzata da

una distribuzione delle aperture regolare: dall'identificazione di maschi e fasce a quella delle zone rigide.

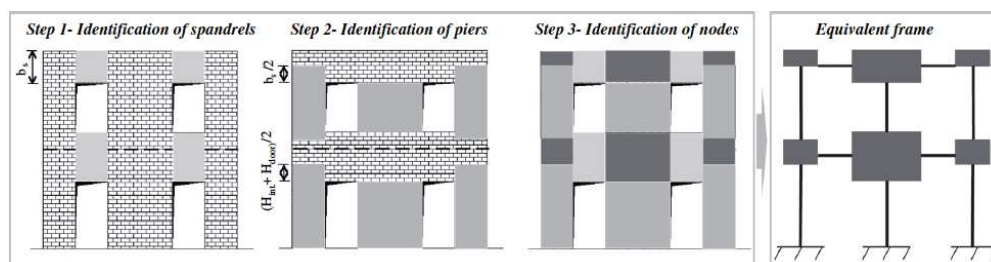


Figura 3.17 Esempio di idealizzazione di parete in telaio equivalente in caso di aperture regolari.

La prima fase consiste nell'identificazione delle fasce come quelle porzioni di muratura comprese tra aperture sovrapposte ed allineate verticalmente; la lunghezza e l'altezza sono assunte essere pari, rispettivamente, alla lunghezza ed alla distanza tra aperture adiacenti.

Nella seconda fase si passa all'identificazione dei maschi murari, come quelle porzioni di muratura definiti ai lati delle aperture. In caso di maschio compreso tra due aperture perfettamente regolari, l'altezza dello stesso può essere assunta come quella dell'apertura adiacente. In caso di pannelli perimetrali l'altezza può essere assunta pari alla media tra l'altezza di interpiano e l'altezza dell'apertura adiacente, tale incremento è dovuto ad osservazioni effettuate su quadri fessurativi post – sisma. In particolare, è stato riscontrato come, a partire dagli angoli delle aperture adiacenti, sui suddetti maschi murari si presentassero una serie di rotture inclinate.

La geometria dei nodi rigidi è automaticamente definita dall'individuazione degli elementi appena descritti.

In caso di pareti murarie caratterizzate da aperture non perfettamente allineate, per definire la larghezza dell'elemento fascia è possibile scegliere un valore medio in funzione della parte di muratura interposta nella zona di sovrapposizione delle aperture considerate; o in caso di mancata sovrapposizione delle aperture è consigliato omettere del tutto la presenza dell'elemento fascia (Fig.3.18).

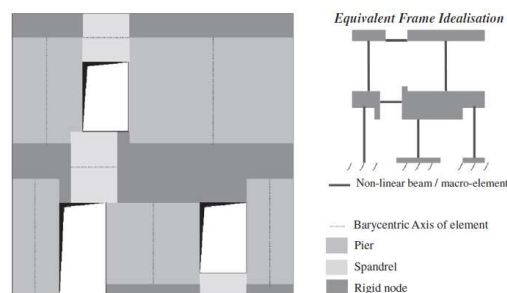


Figura 3.18 Idealizzazione in telaio equivalente di una parete muraria irregolare

3.3.1.3 Modellazione degli elementi strutturali

Una volta idealizzata la modellazione di una parete muraria come assemblaggio di singoli elementi, l'affidabilità della previsione del suo comportamento complessivo dipende soprattutto da una corretta interpretazione della risposta degli elementi stessi. Risulta dunque fondamentale tenere in conto la non – linearità di questi ultimi, dovuta alle leggi costitutive dei materiali che sono intrinsecamente di tipo non lineare: la resistenza varia in funzione del livello di carico a causa del danno subito.

Il programma di calcolo 3MURI utilizza una semplificazione della modellazione delle non linearità degli elementi strutturali e fornisce la risposta dell'elemento in termini di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento ultimo.

I vantaggi ottenuti da questa semplificazione sono riscontrabili nell'impiego di pochi parametri per la descrizione del comportamento strutturale e in un ridotto onere computazionale; inoltre questo approccio è consigliato dai codici normativi, i quali definiscono criteri di resistenza sia a pressoflessione che a taglio per descrivere il comportamento nel piano degli elementi.

Comportamento degli elementi murari

Al fine di ottenere una corretta conoscenza del comportamento dei pannelli in muratura, espresso sottoforma del legame forza – spostamento, occorre considerare le diverse possibili modalità di collasso dei pannelli stessi. Dall'osservazione dei danni riscontrati su pareti in muratura soggette ad eventi sismici, così come dai risultati ottenuti da test sperimentali, si è

dedotto come a pannelli murari soggetti a carichi nel piano, si possano associare due diversi comportamenti:

- comportamento flessionale, caratterizzato da una rotazione quasi rigida del pannello alla base e da un quadro fessurativo formato da crepe sub – verticali (collasso per pressoflessione);
- comportamento a taglio, caratterizzato da collasso per fessurazioni che si estendono dal centro dell'elemento con inclinazione a 45° verso gli angoli, o collasso per scorrimento in caso di fessurazioni orizzontali alla base.

Tali comportamenti sono stati riscontrati perlopiù sui maschi murari, poiché è su questi elementi che la ricerca si è focalizzata maggiormente.

Gli elementi fascia sono caratterizzati da un comportamento differente a causa delle condizioni di vincolo e dei diversi stati di sollecitazione agenti. In particolare, a causa dei bassi valori di carico assiale cui sono soggette, il collasso a flessione risulta essere estremamente raro.

I suddetti meccanismi di rottura sono interpretati in termini di massimo taglio indotto, sulla base di ipotesi proposte dai codici normativi. In particolare, valutato lo sforzo normale medio prodotto dalle forze applicate sul pannello, si fa un confronto con il dominio di resistenza (taglio – sforzo normale) derivato dalle caratteristiche meccaniche e geometriche dell'elemento analizzato.

Il valore del carico assiale assume dunque una rilevanza importante per l'individuazione del meccanismo di collasso. Durante l'analisi, a causa dell'incremento dei carichi orizzontali e del verificarsi di plasticizzazioni della sezione analizzata, il carico assiale assume valori differenti; di conseguenza, durante un'analisi non lineare, il valore di taglio limite varia per ogni pannello. Per questo motivo, con riferimento ai codici normativi attualmente vigenti, il verificarsi dei meccanismi di rottura viene messo in relazione con il verificarsi di uno spostamento massimo δ_u , spostamento oltre il quale l'elemento considerato perde le sue capacità di resistenza.

L'individuazione del meccanismo di collasso per il singolo pannello murario dipende dunque dalla geometria del pannello, dall'entità del carico assiale e dalle caratteristiche meccaniche del materiale considerato.

I pannelli sono modellati come elementi bidimensionali descritti dalle seguenti variabili cinematiche e statiche:

- Variabili cinematiche: $(u_i, v_i, \varphi_i, u_j, v_j, \varphi_j)$;
- Grandezze statiche: $(N_i, V_i, M_i, N_j, V_j, M_j)$

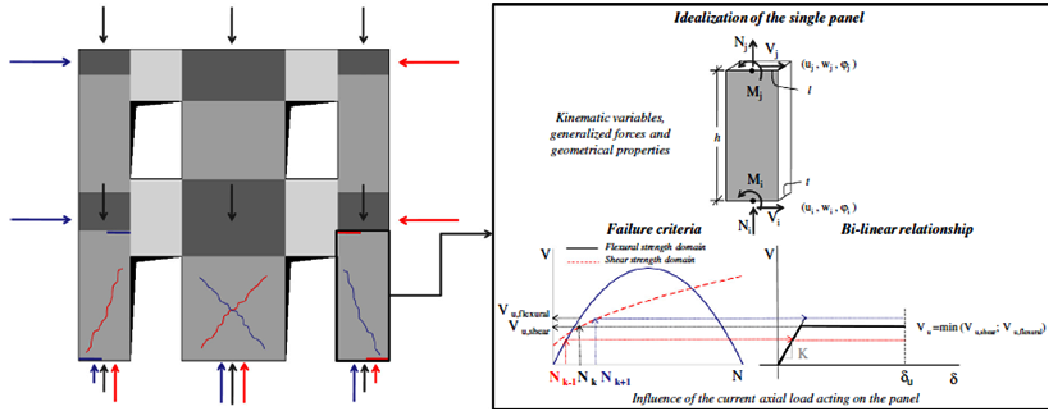


Figura 3.19 Schema di idealizzazione di un pannello murario e criterio di rottura

È importante sottolineare che i carichi vengono applicati solo sui nodi, quindi nessun carico agisce lungo l'elemento. Da un punto di vista dell'implementazione nel programma di calcolo, le caratteristiche meccaniche dell'elemento sono descritte attraverso la matrice di rigidità, in particolare il comportamento elastico è governato da:

$$\begin{pmatrix} V_i \\ N_i \\ M_i \\ V_j \\ N_j \\ M_j \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_i \\ w_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ w_j \\ \varphi_j \end{pmatrix}$$

dove ψ risulta essere pari a $1,2 \frac{E b^2}{G h^2}$ ed il termine η è un coefficiente relativo al degrado della rigidità al fine di considerare le condizioni di rottura del pannello. Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore, definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza: pressoflessione, taglio-scorrimento, taglio-fessurazione diagonale.

I criteri di resistenza cui fa riferimento il programma di calcolo sono quelli suggeriti dalla normativa in caso di pannelli in muratura ordinaria. Il software per ogni step di carico aggiorna il valore di taglio ultimo in base alla variazione della sollecitazione normale negli elementi. Per quanto riguarda la resistenza a carico assiale, la capacità massima di un elemento di resistere a compressione risulta essere:

$N_u = 0.85ltf_u$; dove f_u è la resistenza massima a compressione e l e t sono le dimensioni della sezione trasversale.

Si riportano di seguito i criteri di resistenza implementati nel software:

- Criterio di resistenza a flessione

Maschi
$$M_u = \frac{N \cdot l}{2} \left(1 - \frac{N}{0.85f_u \cdot l \cdot t} \right)$$

Fasce
$$M_u = \frac{d \cdot H_{p'}}{2} \left(1 - \frac{H_{p'}}{0.85f_{hu} \cdot d \cdot t} \right)$$

dove:

- f_u è la massima resistenza a compressione;
- l e t lunghezza e spessore del pannello;
- $H_{p'}$ è il massimo valore di sforzo assiale tra lo sforzo normale agente sulla fascia e il minimo tra l'effettiva resistenza a trazione dell'elemento e $0,4f_{hu}dt$;
- f_{hu} è il valore limite di compressione lungo la direzione orizzontale.

Il valore limite per la risposta a pressoflessione si ottiene assumendo un legame costitutivo elasto – plastico perfetto con limitata duttilità sia a compressione che a trazione.

- Criterio di resistenza a taglio

- Taglio – scorrimento

Maschi
$$V_u = l'tc + \mu N \leq V_{u,blocks}$$

Fasce
$$V_u = htc$$

Il criterio utilizzato è quello di Mohr – Coulomb, dove

- l' è la lunghezza della parte compressa della sezione trasversale;
- μ è il coefficiente di attrito;
- c è un fattore legato alla coesione dei giunti di malta;
- $V_{u,blocks}$ valore limite di taglio dei blocchi;
- h altezza della sezione trasversale delle fasce.

- Taglio – trazione diagonale

$$\text{Maschi} \quad V_u = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_0 lt}}$$

$$\text{Fasce} \quad V_u = \frac{1}{h} (lct + \mu N) \leq V_{u,blocks}$$

I maschi seguono il criterio di Turnšek – Cacovic in cui:

- τ_0 rappresenta la resistenza a taglio della muratura;
- b è un coefficiente legato alla distribuzione dello sforzo tangenziale, assume valori compresi tra 1 e 1,5 in funzione della snellezza dell'elemento.

Per le fasce si fa riferimento al criterio di Coulomb dove μ e c sono i coefficienti di attrito e coesione.

La risposta alla sollecitazione degli elementi viene letta in termini di spostamento, in particolare l'elemento murario si considera in fase di collasso quando raggiunge lo spostamento ultimo e non viene più rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\delta = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j - \varphi_i)}{2} \leq \delta_u$$

Il valore di spostamento ultimo varia in funzione del meccanismo di collasso prevalente per l'elemento considerato, la normativa italiana suggerisce di utilizzare i seguenti valori:

$$\text{per nuovi edifici} \quad \delta_u = \begin{cases} 0.8\% H_{eff} & \text{per flessione} \\ 0.4\% H_{eff} & \text{per taglio} \end{cases}$$

$$\text{per edifici esistenti} \quad \delta_u = \begin{cases} 0.6\% H_{eff} & \text{per flessione} \\ 0.4\% H_{eff} & \text{per taglio} \end{cases}$$

dove con H_{eff} è indicata l'altezza deformabile dell'elemento. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene ridotta o annullata la sua capacità resistente. L'elemento è sostituito da una biella, in grado di trasmettere ancora forze normali finché non si superi la massima resistenza assiale N_u .

3.3.1.4 Assemblaggio tridimensionale della struttura

Una volta terminata la modellazione a telaio equivalente della singola parete, è possibile passare all'assemblaggio tridimensionale dell'intera

struttura. La modellazione tridimensionale dell'intero edificio parte da alcune ipotesi sul funzionamento strutturale delle costruzioni in muratura, frutto di osservazioni del comportamento di edifici reali e prove sperimentali. In funzione del tipo di risposta delle pareti e del mutuo grado di connessione, i meccanismi di danno osservati negli edifici murari possono essere suddivisi in due diverse tipologie: meccanismi di primo modo, in cui le pareti sono sollecitate da forze agenti ortogonalmente al proprio piano, e meccanismi di secondo modo in cui le pareti rispondono all'azione sismica nel proprio piano.

Ai fini di una corretta modellazione risulta fondamentale l'identificazione della struttura resistente ai carichi orizzontali e verticali; in particolare, alle pareti è attribuito il ruolo di resistere ai suddetti carichi, mentre agli orizzontamenti quello di scaricare i carichi verticali sulle pareti adiacenti e ripartire, in base alle caratteristiche di rigidità, le azioni orizzontali sugli elementi verticali. Inoltre non si tiene conto del comportamento flessionale dei solai e della risposta fuori dal piano delle pareti, in quanto risultano trascurabili rispetto alla risposta globale della struttura. In riferimento alla risposta fuori piano delle pareti è opportuno ricordare che per ottenere una risposta esaustiva in termini globali è necessario che tali meccanismi di collasso siano opportunamente esclusi. La struttura tridimensionale viene fuori dall'assemblaggio di strutture piane verticali collegate a diaframmi orizzontali. Dopo aver stabilito un riferimento globale unico di coordinate cartesiane (X,Y,Z) vengono introdotti riferimenti locali di ciascuna parete; la posizione di ogni pannello murario viene individuata attraverso le coordinate di un punto della parete e l'inclinazione dello stesso con l'asse X. In questo modo la parete può essere schematizzata come un telaio piano con sistema di riferimento locale e i nodi interni possono rimanere nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà. I nodi appartenenti ad una sola parete mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale, mentre i nodi localizzati agli angoli, nodi di intersezione tra più pareti, dispongono di gradi di libertà anche nel riferimento globale (nodi tridimensionali). Questi nodi, individuati come assemblaggio di due nodi bidimensionali rigidi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidità flessionale delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale

Z in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidità rotazionale locale; di conseguenza sono caratterizzati dai seguenti gradi di libertà: $(u_x, u_y, u_z, \varphi_x, \varphi_y)$. Poiché i nodi bidimensionali sono privi di gradi di libertà ortogonali al piano della parete, le masse nodali relative al comportamento fuori dal piano sono trasferite ai nodi tridimensionali adiacenti in proporzione alla distanza tra il nodo bidimensionale del pannello e i due nodi tridimensionali più vicini. Con riferimento alla figura 3.20, i termini di massa nodale del nodo I si ottengono attraverso le relazioni seguenti:

$$\begin{cases} M_x^I = M_x^I + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l-x}{l} \\ M_y^I = M_y^I + m(1 - |\sin \alpha|) \frac{l-x}{l} \end{cases}$$

Per quanto riguarda i solai, questi sono modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 4 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y); sono caratterizzati da due moduli elastici differenti (E_1 ed E_2 in base alla direzione di orditura), dal coefficiente di Poisson e un modulo di elasticità tangenziale.

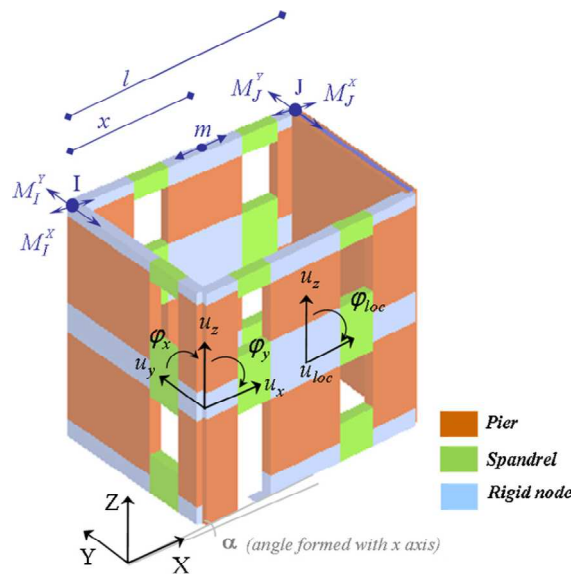


Figura 3.20 Modella spaziale della struttura, identificazione di nodi tridimensionali, bidimensionali e masse nodali.

4 CASO DI STUDIO: DESCRIZIONE DEL MODELLO

4.1 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO

L'edificio analizzato nel presente lavoro di tesi è sito nel comune di Villa Santa Lucia, in provincia di Frosinone, con la funzione di edificio municipale (Fig. 4.1). Tale struttura è stata realizzata negli anni '50 ed ha subito un progetto di ampliamento nel 1987 del quale si hanno a disposizione alcuni elaborati grafici originali, in particolare le planimetrie (Fig. 4.2 e 4.3)

Da queste è stato possibile leggere lo spessore delle pareti murarie che corrisponde ad un valore di 65 cm. L'edificio si sviluppa su due piani, entrambi fuori terra, caratterizzati da un'altezza media di piano pari a 4 m e da un'altezza all'imposta della copertura di 10 m. L'edificio, originariamente realizzato in sola muratura, a seguito dell'ampliamento ha subito una modifica della struttura che è stata trasformata in tipologia mista muratura/c.a.. Ai fini del seguente lavoro, poiché ci si vuole soffermare sulla risposta sismica della sola struttura realizzata in muratura, è stato preso in considerazione il solo scheletro verticale portante in muratura.



Figura 4.1 Edificio analizzato, vista dall'alto e vista frontale.

L'intero edificio, seguendo l'orografia del terreno, presenta gli accessi da due fronti opposti e sfalsati tra loro ed è caratterizzato da una copertura piana e da una distribuzione delle aperture regolare, come si può notare osservando l'allineamento sull'asse verticale di tutte le aperture. Si tratta di un edificio con struttura portante in muratura tradizionale intonacata e solai in laterizio armato; non essendo state effettuate prove sui materiali mancano

delle informazioni precise sulle caratteristiche tipologiche degli elementi strutturali che lo compongono, quindi sono state fatte delle ipotesi sulla loro natura, in particolare si è ipotizzato un tipo di muratura in mattoni pieni e malta di calce.

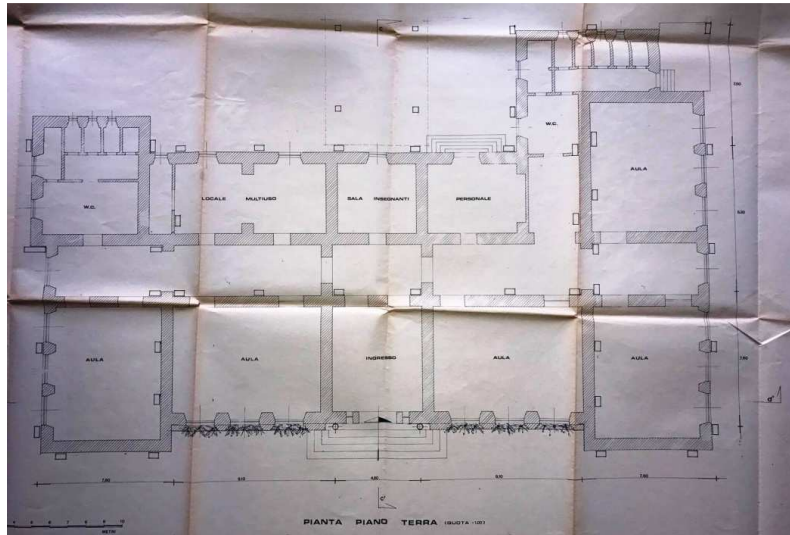


Figura 4.2 Pianta piano terra

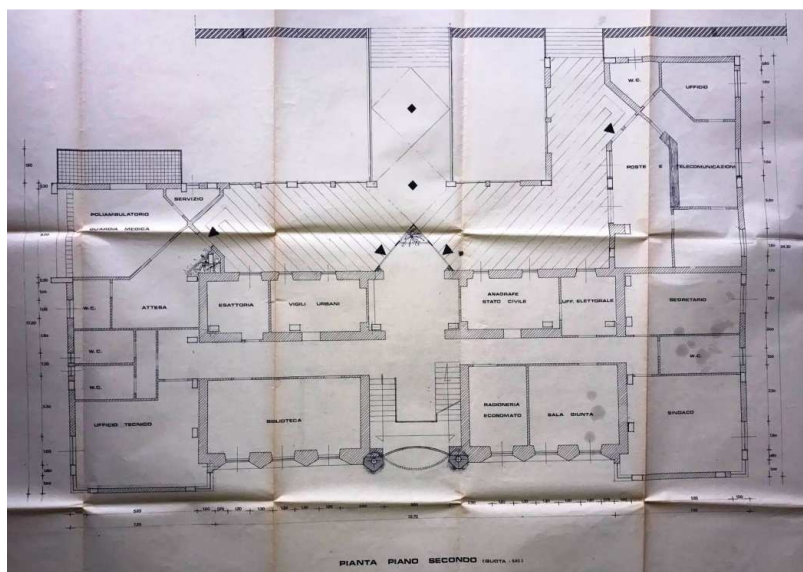


Figura 4.3 Pianta piano primo

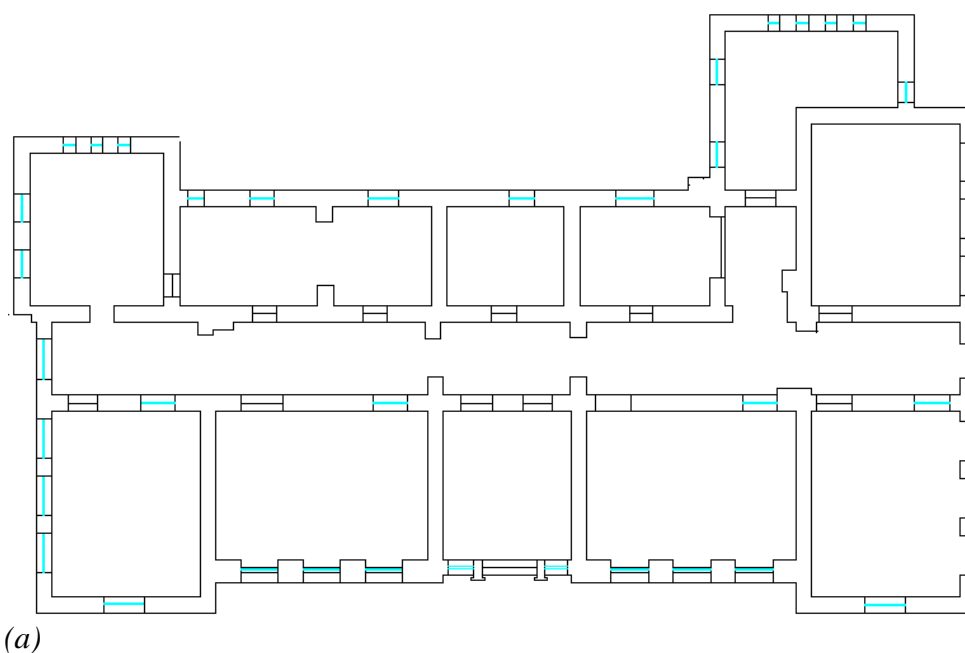
4.2 MODELLAZIONE 3MURI

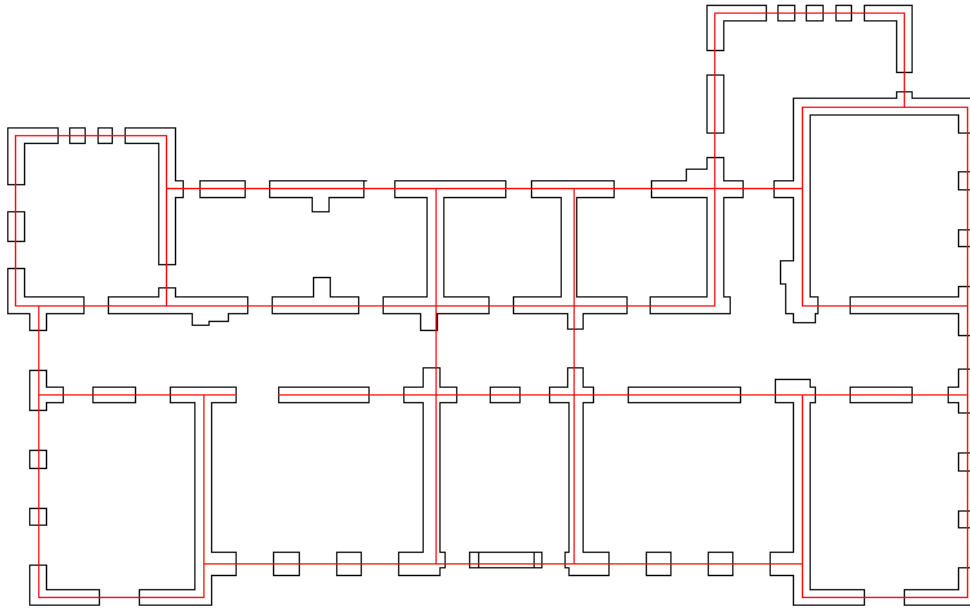
Come spiegato nel capitolo precedente, il software 3MURI è stato ideato per eseguire l'analisi statica non lineare degli edifici in muratura. La sequenza di calcolo del programma è sviluppata in tre fasi principali, una fase di input

in cui vanno definite le caratteristiche geometriche e strutturali del modello, una fase di analisi in cui il software genera automaticamente il modello a telaio equivalente sul quale effettua l'analisi push-over ed una fase conclusiva di verifica in cui si confrontano gli spostamenti richiesti dalla normativa con quelli offerti dalla struttura.

4.2.1 FASE DI INPUT

Le caratteristiche geometriche della struttura, cioè la rappresentazione in pianta della stessa, sono introdotte all'interno del software in modo grafico caricando direttamente il file contenente la pianta in formato dxf. Prima dell'importazione del file dxf, è stato necessario effettuare alcune modifiche dello stesso: il disegno deve essere ricondotto infatti alla sola indicazione di pareti e aperture, devono quindi essere eliminati tutti quegli elementi non necessari ai fini della modellazione. In seguito viene tracciata la linea d'asse delle pareti ricordando che *“in 3Muri i segmenti murari contigui, appartenenti alla medesima retta, devono essere modellati mediante una parete unica”*. Nella Figura 4.4 sono riportate la planimetria originale del livello 1 riportata in file dwg (a) e quella modificata secondo i parametri richiesti dal software (b).





(b)

Figura 4.4 Planimetria livello 1 e linea d'asse.

La pianta così modificata è stata importata nel software per passare alla realizzazione del telaio della struttura (Fig.4.5) attraverso il comando “Inserimento parete”. Dalla visione delle planimetrie a disposizione è emerso che le piante dei diversi livelli sono perfettamente coincidenti negli elementi strutturali, quindi è stato possibile realizzare la planimetria del livello 2 come semplice duplicazione del livello 1.

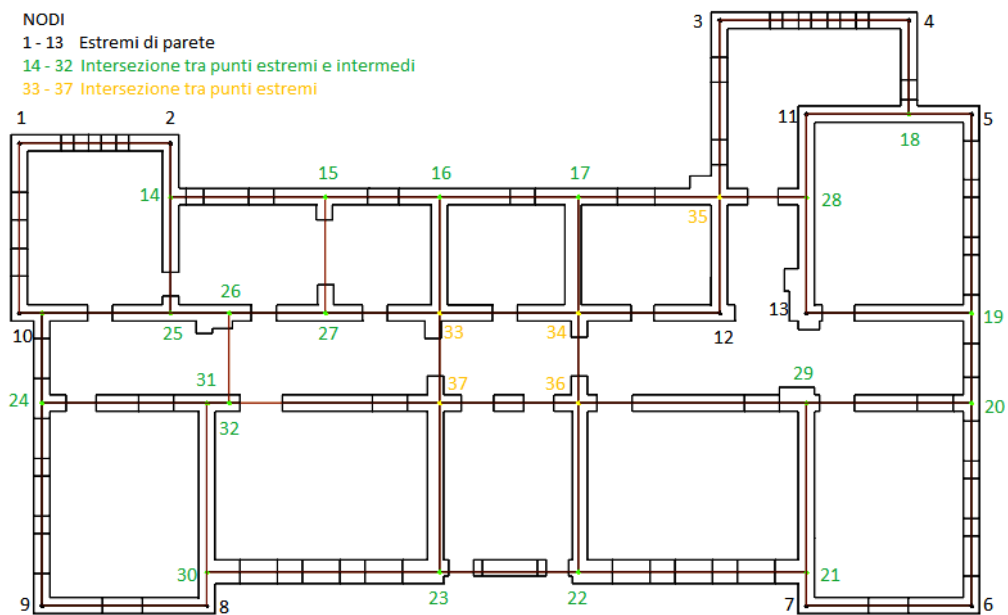


Figura 4.5 Telaio strutturale livello 1

Dalla visualizzazione del telaio strutturale si nota che le pareti sono caratterizzate da tre diversi nodi:

- in nero i nodi estremi di parete;
- in verde quelli formati dall'estremo di una parete con un punto intermedio di un'altra parete;
- in giallo i nodi formati dall'intersezione di punti non estremi di più pareti.

Definizione dei materiali

A questo punto, definite le pareti, si passa all'area "Struttura" del software e al comando "Materiali" per la definizione delle caratteristiche dei materiali costituenti la struttura muraria (Fig.4.6). Il software permette di aggiungere al materiale presente di default, denominato "muratura", una nuova tipologia di materiale da attribuire alla pareti, la definizione del nuovo materiale avviene attraverso la scelta della condizione del materiale, esistente o nuovo, del tipo di legame costitutivo, del tipo di muratura e del livello di conoscenza della stessa. Nel caso in esame sono state effettuate le seguenti scelte:

- Condizione del materiale: esistente;
- legame costitutivo: Turnsek-Cacovic;
- tipo di muratura: muratura in mattoni pieni e malta di calce;
- livello di conoscenza: LC1.

Per il materiale così definito, denominato "Muratura prova", il software fornisce automaticamente le proprietà meccaniche corrispondenti, inoltre con riferimento alla circolare applicativa delle NTC08 (Circolare 02/02/2009 n. 617, Tabella C8A.1.1) attraverso l'inserimento di quest'ultimo parametro il software definisce automaticamente il corrispondente valore del fattore di confidenza FC.

Proprietà meccaniche:

MATERIALE	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	f _k [N/cm ²]
Muratura prova	1500	500	18	240	6	124,44

Dove:

- E è il valore medio del modulo di elasticità a compressione;
- G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w è il peso specifico medio della muratura;
- f_m è la resistenza media a compressione della muratura;
- τ è la resistenza media a taglio;
- f_k è la resistenza caratteristica a compressione.

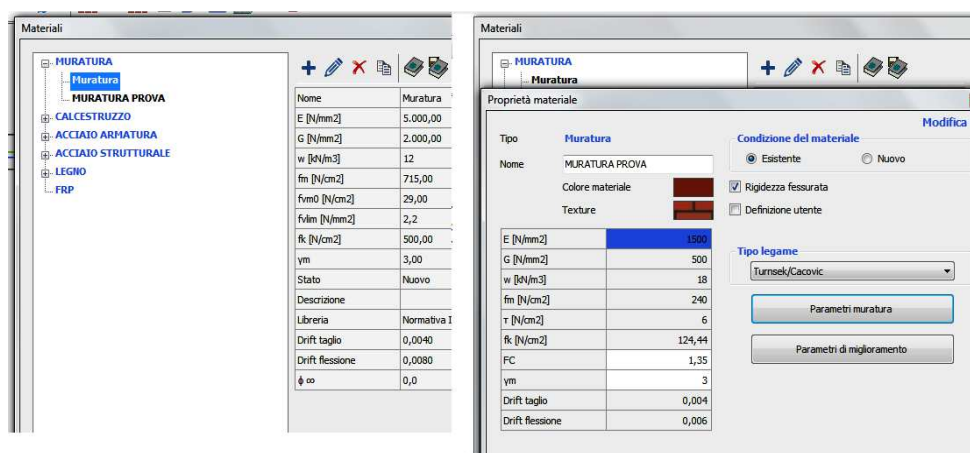


Figura 4.6 Finestra di definizione delle caratteristiche del materiale.

Definizione dei pannelli murari

Definite le caratteristiche dei materiali si passa alla definizione delle caratteristiche strutturali delle pareti; selezionando il comando “Assegna attributi segmenti pareti” si apre la finestra “Definizione caratteristiche” in cui è possibile attribuire le caratteristiche strutturali alla parete selezionata (Fig.4.7). Nel caso analizzato ad ogni segmento di parete è stata attribuita la caratteristica di “Pannello murario” e sono state inserite le caratteristiche geometriche dello stesso. In particolare, sono state assegnate l’altezza del pannello, lo spessore, il tipo di materiale e l’eventuale eccentricità. L’eccentricità tra i pannelli, dovuta alla rastremazione degli stessi, è utile esclusivamente per le verifiche statiche, in quelle sismiche, anche se introdotta, non viene considerata, per cui è stata trascurata. Si precisa inoltre che è stata inserita la spunta “Fondazione” per i pannelli alla base, ovvero appartenenti al “livello 1”.

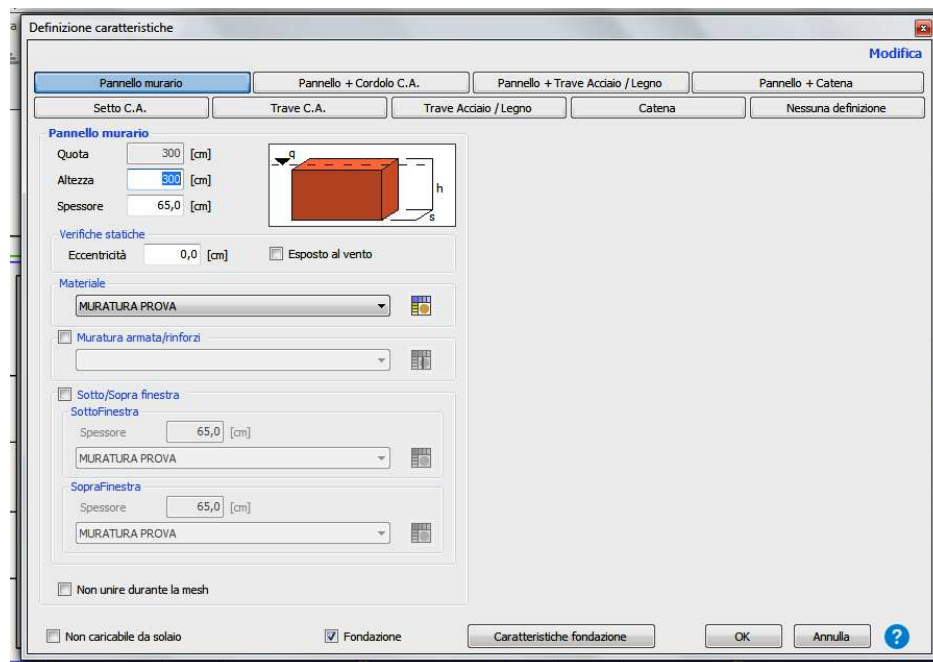


Figura 4.7 Finestra di definizione del pannello murario.

Definite le caratteristiche strutturali si passa alla definizione delle aperture, definendo per ognuna le caratteristiche geometriche quali altezza apertura, altezza sotto finestra e larghezza.

Definizione dei solai

L'inserimento dei solai avviene attraverso il comando "Solaio", selezionando tale comando si apre la finestra di definizione mostrata in Figura 4.8 in cui, scelta la tipologia di orizzontamento, il software permette di definirne le caratteristiche meccaniche. Una volta definiti i parametri geometrici e meccanici si passa all'inserimento dei carichi permanenti e variabili; l'inserimento dei valori dei coefficienti moltiplicativi da applicare a questi ultimi è automatico in base alla normativa di riferimento scelta all'avviamento del programma (NTC2008). Nel caso di studio il tipo di solaio inserito è solaio latero – cemento ed, in corrispondenza dell'altezza dello stesso, è stato inserito un valore pari a 36 cm al fine di rispettare la relazione $H_{\text{solaio}} > L_{\text{max}}/25$. Inseriti i valori geometrici, il software fornisce automaticamente i relativi valori di rigidità. Nelle tabelle mostrate di seguito si riportano i parametri geometrici inseriti (Tab.2) ed i risultati dell'analisi dei carichi effettuata per la determinazione dei carichi

permanenti e variabili, facendo distinzione tra solaio intermedio e solaio di copertura (Tab.3).

PARAMETRI GEOMETRICI		
Larghezza travetto	b [cm]	10
Altezza solaio	h [cm]	36
interasse travetto	i [cm]	50
Altezza soletta	s [cm]	4

Tab.2 Parametri geometrici solaio

SOLAIO PIANO INTERMEDIO				SOLAIO DI COPERTURA			
G _{1k}		G _{2k}		G _{1k}		G _{2k}	
elemento	P [kN/m ²]	elemento	P [kN/m ²]	elemento	P [kN/m ²]	elemento	P [kN/m ²]
soletta	1,00	intonaco	0,32	soletta	1,00	intonaco	0,32
travetti	1,60	massetto	1	travetti	1,60	massetto	1
pignatte	1,79	pavimento	0,4	pignatte	1,79	pavimento	0,3
tot	4,392	incidenza tr	1,6	tot	4,392	tot	1,62
		tot	3,32				

Tab.3 Analisi dei carichi solaio intermedio e di copertura

Il valore del sovraccarico variabile Q_k è definito dalla NTC2008 (§3.1) e risulta essere pari a $3,00 \text{ kN/m}^2$; per completare l'inserimento del solaio si traccia in pianta la poligonale che delimita il solaio e si indica la direzione di orditura.

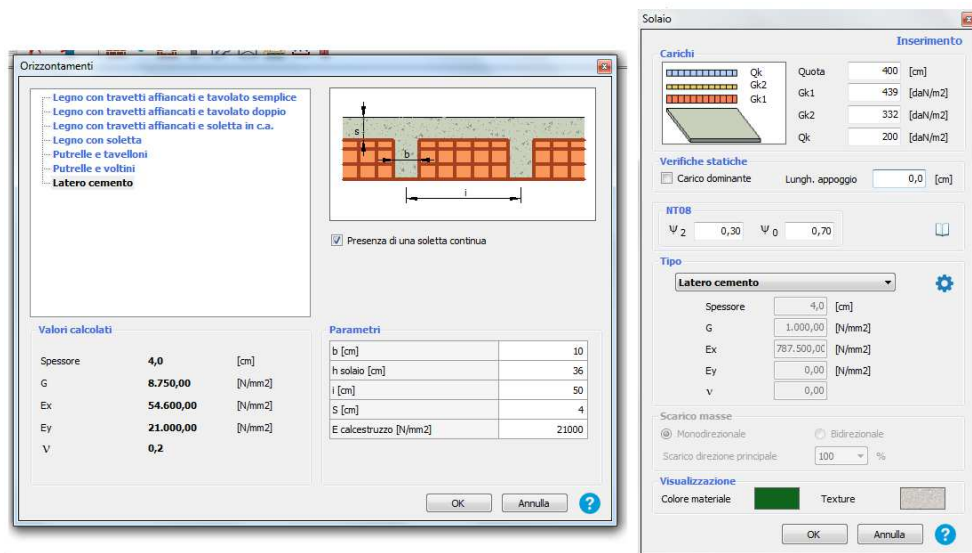


Figura 4.8 Finestra di definizione del solaio.

Le definizioni finora descritte sono state effettuate per entrambi i livelli di cui è composta la struttura esaminata, facendo accortezza ad eliminare dalla definizione della struttura del secondo livello le fondazioni.

4.2.2 FASE DI ANALISI

Terminata la fase di input e definita, quindi, la geometria strutturale dell'edificio si passa alla fase di analisi. Il software permette di effettuare l'analisi in termini di risposta globale della struttura, attraverso la finestra "Analisi Globale", e in termini di risposta locale attraverso il modulo "Meccanismi Locali" in cui si ha la possibilità di valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti dei possibili meccanismi locali.

La fase di analisi è suddivisa in due diversi passi: un primo in cui si effettua la definizione automatica del telaio equivalente e un secondo che consiste nell'analisi vera e propria.

4.2.2.1 Creazione della mesh del modello

Come già precedentemente spiegato, le pareti resistenti in muratura possono essere divise in tre componenti elementari: maschi murari (disposti verticalmente alle aperture), fasce di piano (disposti sopra e sotto le aperture) e nodi rigidi (non confinanti con aperture, ma zone di intersezione tra i primi due elementi).

Il comportamento di maschi e fasce può essere reso equivalente a quello di un elemento lineare, quindi collegando questi elementi tra loro si ottiene lo schema a telaio equivalente, schema sul quale si applica l'analisi push-over. Il software genera automaticamente la mesh del modello attraverso l'identificazione della geometria delle porzioni schematizzabili come rigide e quelle in cui concentrare la non linearità. Generata la mesh, cliccando su ogni singola parete della struttura, il software restituisce la modellazione a telaio equivalente corrispondente.

Gli elementi individuati sono: fasce di piano in verde, maschi murari in marrone ed elementi rigidi in celeste; le linee tratteggiate rappresentano l'incidenza degli elementi.

Si riportano in Figura 4.10 i telai equivalenti delle pareti perimetrali della struttura, pareti individuate da segmenti arancioni nella pianta riportata in Figura 4.9

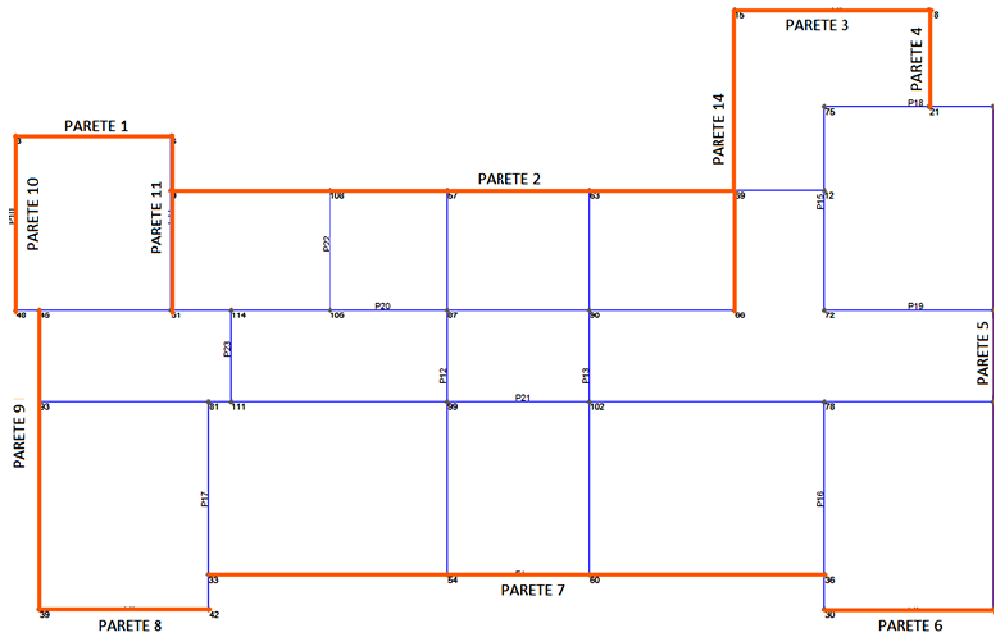
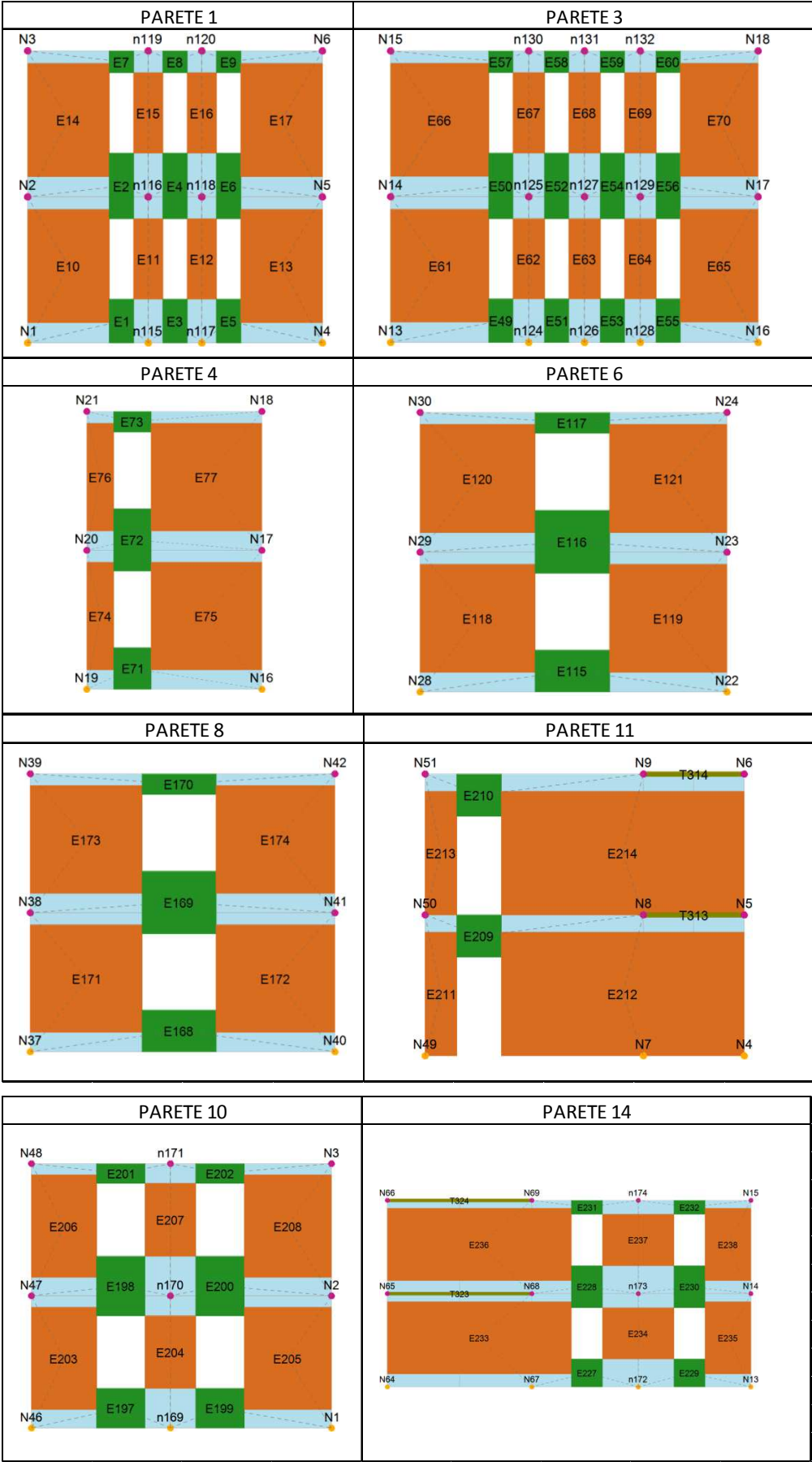


Figura 4.9 Pianta strutturale con individuazione delle pareti perimetrali.



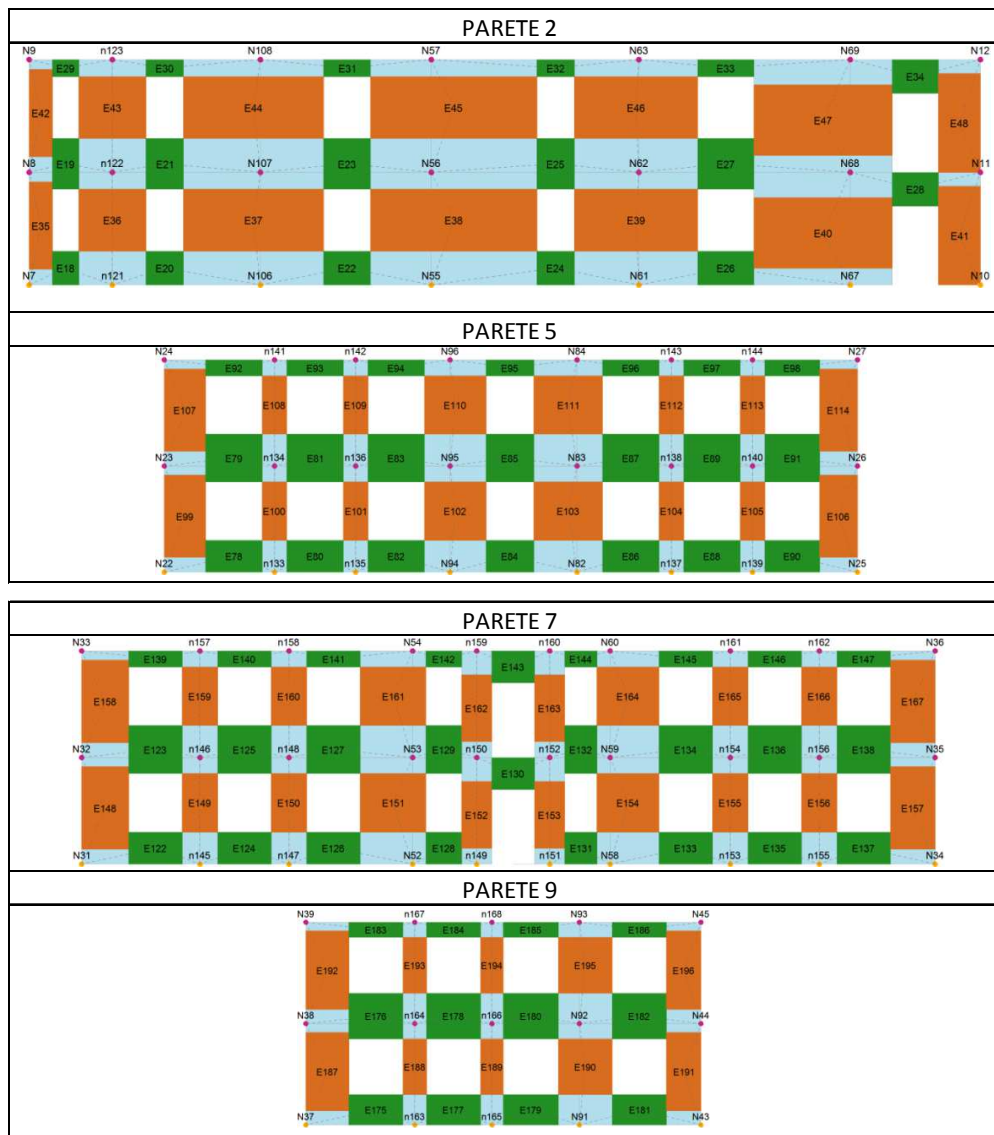


Figura 4.10 Pareti perimetrali esterne modellate a telaio equivalente.

5 CASO DI STUDIO: ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI E LOCALI

5.1 ANALISI PUSH – OVER E VERIFICHE

L'analisi statica non lineare prevede l'applicazione statica dei carichi i quali seguono una funzione monotona crescente; la non linearità dipende dalle caratteristiche intrinseche dei materiali i quali subiscono un degrado di resistenza, in funzione del livello di carico, a causa del danno subito.

La risposta della struttura all'azione sismica è valutata in base allo spostamento di un nodo particolare, detto nodo di controllo, all'aumentare dei carichi. Attraverso l'analisi push – over è possibile valutare la risposta sismica dell'edificio in tutte le fasi comprese tra comportamento elastico e collasso strutturale.

E' importante sottolineare come la scelta del nodo di controllo rappresenti un aspetto critico nell'analisi sismica degli edifici; tale nodo deve rappresentare, infatti, lo spostamento dell'intero edificio sotto l'azione sismica e, per questo motivo, la sua posizione deve essere attentamente valutata. In particolare, il nodo scelto come nodo di controllo deve possibilmente appartenere ad una parete che giunge a collasso ed inoltre dovrebbe possibilmente essere posizionato sull'ultimo livello del fabbricato. Una scelta errata del nodo di controllo può condizionare i risultati dell'analisi in quanto potrebbe portare ad una sottostima degli spostamenti, soprattutto nel caso di solai deformabili, caso in cui l'analisi diventa molto sensibile a tale scelta. Per ovviare in parte a questo problema, il software 3MURI permette, una volta scelto il nodo di controllo e il livello su cui questo è posizionato, di riferire la curva di capacità agli spostamenti medi del livello selezionato o agli spostamenti medi pesati sulla massa nodale.

L'analisi condotta dal software può essere suddivisa in sei diverse fasi:

- Fase1: la struttura è scarica ed è necessario individuare il nodo di controllo, punto di riferimento per la costruzione della curva forza-deformazione;

- Fase2: applicazione delle forze che verranno incrementate in maniera costante;
- Fase3: aumentando i carichi alcuni elementi subiscono un degrado, passando dalla fase elastica alla fase plastica, cioè al limite del comportamento elastico.
- Fase4: Aumentando ancora i carichi alcune parti della struttura raggiungono la fase di rottura vera e propria e quindi devono essere escluse. Questi elementi sono automaticamente sostituiti con bielle che rappresentano la capacità di sopportare i carichi verticali senza offrire nessun contributo alle forze orizzontali.
- Fase5: Aumentando ulteriormente i carichi gli elementi collassati si propagano all'interno della struttura la quale subisce un progressivo decadimento di resistenza a causa della sostituzione di altri elementi portanti con altrettante bielle verticali.
- Fase6: Collasso strutturale.

Per ognuna delle suddette fasi il software riporta sulla curva di capacità i relativi valori di taglio alla base e spostamento; alla fine del processo di analisi si ottiene, dunque, una curva sforzo – deformazione che rappresenta come si comporta globalmente la struttura all'aumentare del carico sismico. Nella struttura esaminata è stato scelto come nodo di controllo il nodo 99, nodo situato al livello 2 e in posizione pressoché baricentrica (Fig.4.11).

L'analisi push – over consente di valutare la risposta sismica della struttura secondo la direzione di applicazione del sisma ma, a causa della non linearità dei materiali, per valutare la risposta della struttura soggetta ad un carico sismico in direzione opposta è necessario ripetere l'analisi considerando la nuova direzione di applicazione del carico, le analisi vanno dunque eseguite in direzione *X* ed *Y*. Inoltre l'attuale normativa sismica richiede due diverse distribuzioni di carichi, una proporzionale alle masse ed una al primo modo di vibrare. Tale richiesta è dettata dal fatto che le strutture in muratura presentano una risposta dinamica diversa secondo il livello di fessurazioni raggiunto; in particolare, quando la struttura è ancora in fase elastica le forze sismiche sono distribuite secondo il primo modo di vibrare ma man mano che la struttura si degrada i carichi tendono ad una

proporzionalità con la distribuzione delle masse di piano. Sempre con riferimento al D.M.08 il software considera anche le eccentricità accidentali del centro di massa rispetto al centro delle rigidezze, tali eccentricità sono calcolate automaticamente e sono pari per ciascun piano al $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata ortogonalmente alla direzione di applicazione del sisma. In Figura 5.1 sono riportate, a titolo di esempio, due delle possibili eccentricità accidentali.

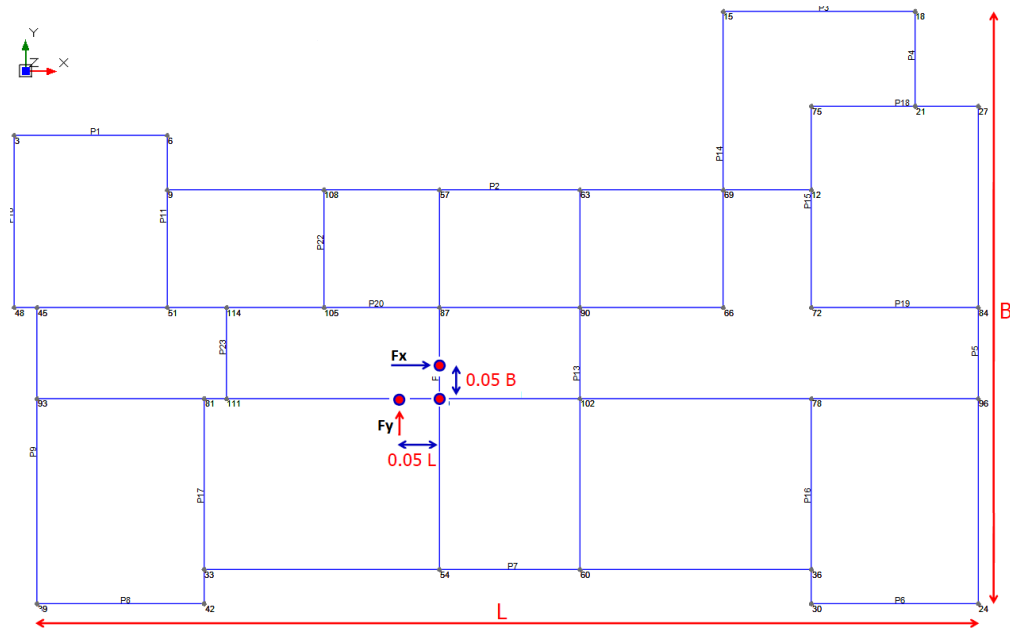


Figura 5.1 Individuazione in pianta del nodo di controllo e delle eccentricità accidentali.

Ne consegue che vengono effettuate 24 analisi push – over con 24 risultati diversi; nella Tabella 4 sono indicate tali analisi con i relativi valori di direzione di applicazione del sisma, proporzionalità del carico sismico ed eccentricità.

<i>N. Anailisi</i>	<i>Direzione Sisma</i>	<i>Proporzionalità carico sismico</i>	<i>Eccentricità [cm]</i>
1	+ X	Masse	0,00
2	+ X	1° Modo	0,00
3	- X	Masse	0,00
4	- X	1° Modo	0,00
5	+ Y	Masse	0,00
6	+ Y	1° Modo	0,00
7	- Y	Masse	0,00
8	- Y	1° Modo	0,00
9	+ X	Masse	117,00
10	+ X	Masse	-117,00
11	+ X	1° Modo	117,00
12	+ X	1° Modo	-117,00
13	- X	Masse	117,00
14	- X	Masse	-117,00
15	- X	1° Modo	117,00
16	- X	1° Modo	-117,00
17	+ Y	Masse	190,40
18	+ Y	Masse	-190,40
19	+ Y	1° Modo	190,40
20	+ Y	1° Modo	-190,40
21	- Y	Masse	190,40
22	- Y	Masse	-190,40
23	- Y	1° Modo	190,40
24	- Y	1° Modo	-190,40

Tab.4 Analisi effettuate

Le azioni sismiche vengono applicate alla struttura tramite l'applicazione di forze sui nodi del telaio equivalente; la valutazione delle stesse è effettuata automaticamente dal software utilizzando i parametri della normativa scelta. In particolare, inserendo il comune dell'edificio oggetto di studio, la vita nominale dell'opera e la classe d'uso, il software restituisce i parametri di pericolosità sismica (a_g , F_0 , T_c^* , T_r) per gli stati limite di salvaguardia della vita, danno ed operatività; inserendo inoltre la classe di sottosuolo e la categoria topografica si ha il completamento automatico dei parametri dello spettro. In riferimento all'edificio analizzato è stato scelto un valore di V_N pari a 50 anni e, trattandosi di un edificio con funzione di sede municipale, è stato considerato appartenente alla *classe d'uso IV*.

Come precedentemente spiegato, il programma dà la possibilità di valutare gli spostamenti della struttura secondo tre diverse modalità: lo spostamento

del nodo di controllo, gli spostamenti medi dei livelli selezionati e gli spostamenti medi pesati. Nel caso in esame sono state effettuate le analisi attraverso le prime due modalità e da un confronto dei risultati è emerso che le differenze tra i valori ottenuti non sembrano essere rilevanti. Tale risultato è dovuto al fatto che durante il procedimento di modellazione della struttura i solai sono stati inseriti come elementi infinitamente rigidi nel piano; ne consegue, dunque, che le azioni tendono a distribuirsi su tutti i maschi in modo omogeneo con la conseguenza che non si hanno grandi spostamenti differenziali tra i vari nodi. In Figura 4.12 sono riportati i soli valori ottenuti per lo spostamento medio del livello selezionato.

Terminate le 24 analisi push-over, il software fornisce una tabella in cui sono riportati i risultati di ogni analisi e le verifiche effettuate. Secondo quanto prescritto da normativa le verifiche effettuate sono:

- Stato limite ultimo, salvaguardia della vita SLV

$$- D_{max} \leq D_u$$

dove

D_{max} è lo spostamento massimo richiesto; è lo spostamento imposto dalla normativa, in funzione del sito e delle caratteristiche della struttura (Vita nominale e Classe d'Uso).

D_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura; tale spostamento calcolato automaticamente dal programma, è letto in corrispondenza del decadimento della curva push – over di un valore pari al 20% di quello massimo.

Per questo stato limite si deve verificare inoltre che:

$$- q^* < 3$$

dove q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

- Stato limite di esercizio, danno SLD

$$- D_{max} \leq D_u$$

dove

D_{max} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno;

D_u è il minore tra lo spostamento corrispondente al massimo valore di taglio e lo spostamento che genera in un punto della struttura il superamento del drift limite di interpiano ($\delta=0,003$; §7.3.7.2 delle NTC2008).

- Stato limite di esercizio, operatività SLO

Trattandosi di una struttura ricadente in classe d'uso IV la normativa impone di verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi non strutturali tali da rendere temporaneamente non operativa la struttura.

$$- D_{max} \leq D_u$$

dove

D_{max} è lo spostamento richiesto da normativa calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività;

D_u è pari ai 2/3 del drift limite di piano relativo allo SLD (NTC2008 §7.3.7.2).

Successivamente, il programma di calcolo passa alla valutazione del grado di vulnerabilità sismica per tutti gli stati limite considerati. Tali parametri sono calcolati come il rapporto tra l'accelerazione al suolo che provoca nella struttura il raggiungimento dello stato limite considerato ($PGA_{SLV}, PGA_{SLO}, PGA_{SLD}$) e l'accelerazione attesa al sito con fissa probabilità di accadimento nel periodo di riferimento considerato; nel caso di SLV si parla di indicatore del rischio di collasso, nel caso di SLE si considera invece indicatore del rischio di inagibilità:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{SLV}}{PGA_{10\%}}; \quad \alpha_{SLO} = \frac{PGA_{SLO}}{PGA_{81\%}}; \quad \alpha_{SLD} = \frac{PGA_{SLD}}{PGA_{63\%}}.$$

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento per ogni stato limite è fornita dalla tabella 3.2.I. delle NTC2008.

Si riporta di seguito la finestra del programma contenente i risultati ottenuti (Fig. 5.2), in cui sono indicate in verde le analisi verificate ed in rosso quelle non verificate. Per ogni analisi sono riportati i valori dello spostamento richiesto ed offerto per lo stato limite ultimo, di danno e di operatività, il fattore di struttura calcolato (q^*) ed il grado di vulnerabilità per gli stati limite considerati (α_{SLV} ; α_{SLD} ; α_{SLO}); in giallo sono evidenziate le due analisi risultate più gravose.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	✓	+X	Masse	0,00	1,55	1,24	2,44	0,43	0,67	0,26	0,67	0,856	1,256	1,619
2	✓	+X	1° modo	0,00	1,89	1,52	2,84	0,55	1,03	0,32	1,03	0,847	1,462	1,897
3	✓	-X	Masse	0,00	1,44	1,41	1,99	0,33	1,14	0,26	1,14	0,987	1,847	2,391
4	✓	-X	1° modo	0,00	1,80	1,65	2,25	0,43	1,46	0,32	1,34	0,940	1,965	2,401
5	✓	+Y	Masse	0,00	1,73	1,16	2,68	0,50	0,65	0,28	0,65	0,756	1,147	1,478
6	✓	+Y	1° modo	0,00	2,01	1,37	2,86	0,58	1,04	0,35	1,04	0,754	1,421	1,842
7	✓	-Y	Masse	0,00	1,69	1,16	2,49	0,46	0,97	0,28	0,97	0,771	1,509	1,953
8	✓	-Y	1° modo	0,00	1,94	1,72	2,65	0,53	1,16	0,32	1,16	0,913	1,587	2,059
9	✓	+X	Masse	117,00	1,56	1,26	2,47	0,43	0,62	0,26	0,62	0,861	1,190	1,531
10	✓	+X	Masse	-117,00	1,55	1,21	2,44	0,43	0,65	0,26	0,65	0,843	1,232	1,587
11	✓	+X	1° modo	117,00	1,89	1,61	2,86	0,55	1,14	0,33	1,14	0,888	1,565	2,033
12	✓	+X	1° modo	-117,00	1,91	1,61	2,88	0,56	0,96	0,33	0,96	0,878	1,389	1,800
13	✓	-X	Masse	117,00	1,46	1,39	2,02	0,33	1,02	0,26	1,02	0,969	1,711	2,211
14	✓	-X	Masse	-117,00	1,45	1,33	1,99	0,33	1,14	0,26	1,14	0,946	1,844	2,388
15	✓	-X	1° modo	117,00	1,81	1,68	2,27	0,43	1,06	0,32	1,06	0,947	1,588	2,053
16	✓	-X	1° modo	-117,00	1,81	1,60	2,25	0,43	1,20	0,32	1,20	0,918	1,724	2,233
17	✓	+Y	Masse	190,40	1,71	0,97	2,79	0,51	0,65	0,30	0,65	0,675	1,141	1,471
18	✓	+Y	Masse	-190,40	1,78	0,98	2,72	0,51	0,69	0,29	0,69	0,665	1,173	1,513
19	✓	+Y	1° modo	190,40	1,97	1,17	2,93	0,57	0,91	0,34	0,91	0,686	1,311	1,697
20	✓	+Y	1° modo	-190,40	2,02	1,24	2,92	0,59	0,89	0,36	0,89	0,698	1,271	1,644
21	✓	-Y	Masse	190,40	1,67	0,96	2,59	0,47	0,68	0,27	0,68	0,689	1,212	1,562
22	✓	-Y	Masse	-190,40	1,73	1,00	2,51	0,47	0,77	0,29	0,77	0,695	1,300	1,676
23	✓	-Y	1° modo	190,40	1,95	1,15	2,72	0,54	0,91	0,32	0,91	0,688	1,345	1,739
24	✓	-Y	1° modo	-190,40	1,98	1,38	2,72	0,55	0,96	0,33	0,96	0,769	1,370	1,773

Legenda colori
■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Figura 5.2 Finestra contenente i risultati delle 24 push-over effettuate.

Per ogni analisi effettuata sono mostrati inoltre i dettagli dei risultati in una finestra composta da quattro diverse aree (Fig.5.3), in particolare: zona 1 (in alto a sinistra) sono riportati i valori numerici dei risultati, zona 2 (in alto a destra) è visibile il prospetto della parete interessata, zona 3 (in basso a sinistra) mostra la pianta deformata in funzione del passo di carico ed è evidenziata la parete selezionata nella zona 2, zona 4 è presentata la curva sforzo – deformazione relativa all’intera struttura.

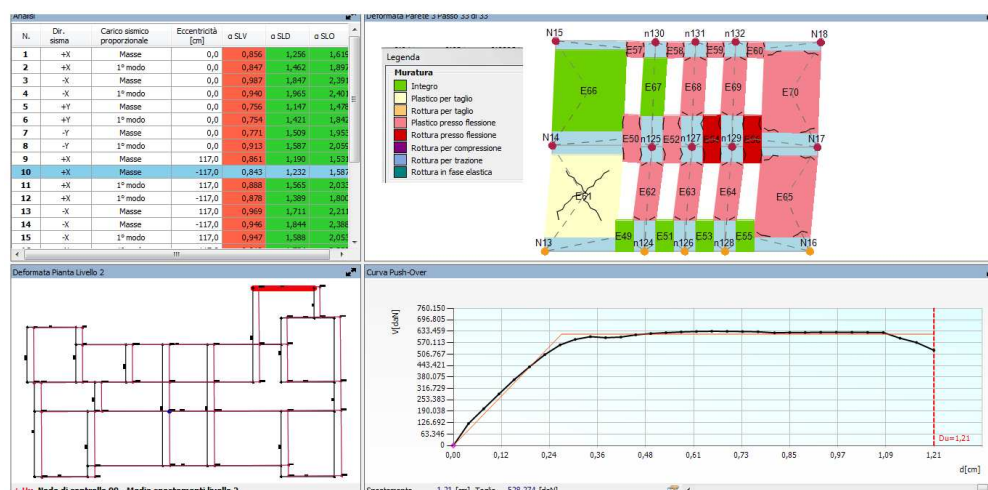


Figura 5.3 Finestra di presentazione dettaglio dei risultati

Dalla tabella mostrata in figura 5.2 si evince che le analisi risultate più gravose, ovvero quelle che possiedono gli indici di vulnerabilità più bassi,

sono l'analisi 10, per la forza sismica applicata lungo la direzione X, e l'analisi 18 per il sisma applicato lungo Y; entrambe le analisi sono caratterizzata da una distribuzione dei carichi proporzionale alle masse. Per le analisi suddette si mostrano di seguito i dettagli dei risultati forniti dal programma.

5.1.1 Push - over N.10, +X

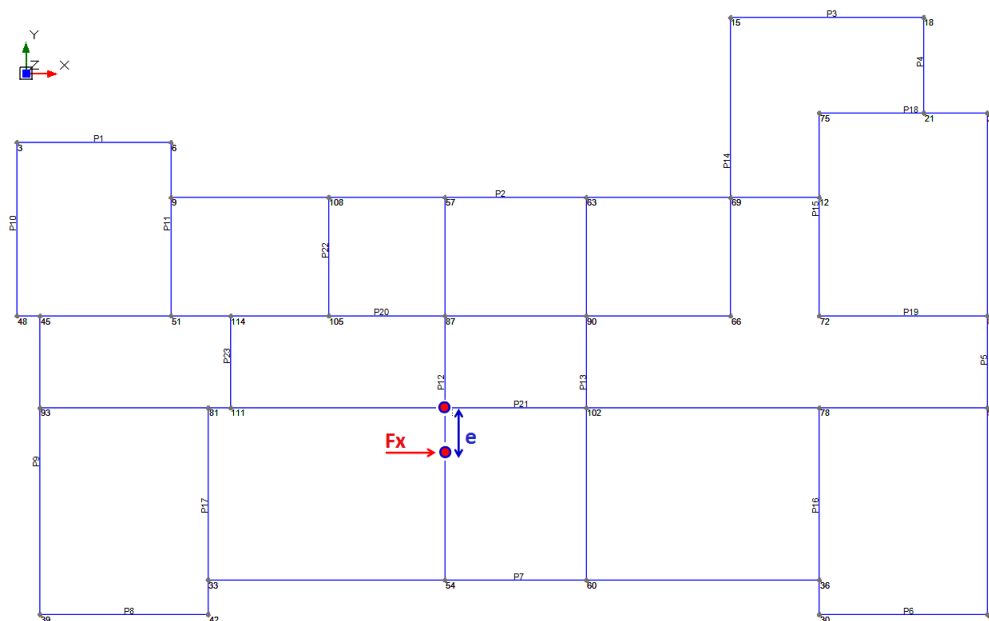


Figura 5.4 Individuazione in pianta della direzione del sisma e dell'eccentricità nel caso di Analisi n.10

Come riportato in Tabella 4, tale analisi risulta caratterizzata da una distribuzione dei carichi proporzionale alle masse, un'eccentricità pari a $-117,00 \text{ cm}$ ed una forza sismica applicata in direzione +X, queste ultime evidenziate in Figura 5.4.

Il software permette la visualizzazione della relativa curva di capacità, della deformata in pianta della struttura e, selezionando una qualunque parete, è possibile visualizzare la deformata della parete scelta con il relativo andamento di danneggiamento all'avanzare dell'analisi; l'osservazione di una parete deformata permette di individuare, attraverso una mappa di colori, il tipo di danneggiamento subito dai macroelementi che la compongono.

Nella Figura 5.5 viene riportata la curva di capacità dell'intera struttura relativa all'analisi n.10.

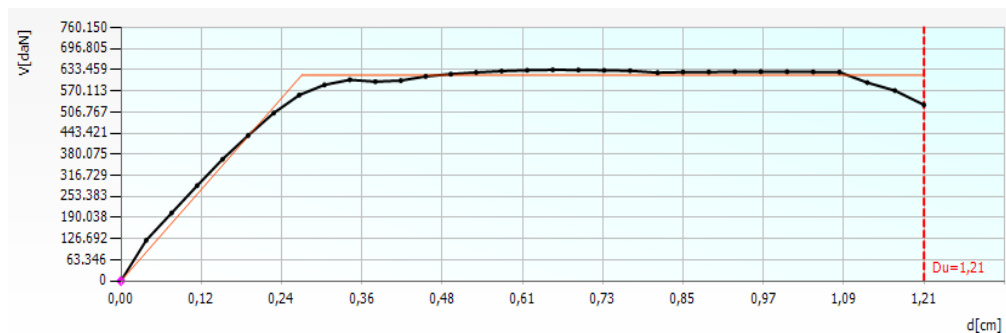


Figura 5.5 Curva di capacità push-over n.10

Tale diagramma mostra, in nero, la curva di capacità del sistema reale (MDOF) ed, in rosso, la risposta del sistema bilineare equivalente (Circolare n.617/2009 §C7.3.4.1); dalla visualizzazione della curva di capacità (Fig.5.5) si evince che lo spostamento richiesto dalla normativa risulta essere maggiore dello spostamento ultimo offerto dalla struttura ($D_u = 1,12$ cm); tale verifica risulta dunque non soddisfatta.

Trattandosi di un'analisi effettuata considerando l'azione sismica applicata lungo la direzione +X, in accordo con quanto riportato in letteratura, le pareti maggiormente danneggiate risultano essere quelle sollecitate nel piano, ovvero le pareti che si sviluppano lungo la direzione di applicazione del sisma. Per l'individuazione in pianta di queste ultime si rimanda alla Figura 5.6, in cui è rappresentata la pianta indeformata della struttura e la relativa configurazione deformata ad analisi conclusa; inoltre sulla configurazione indeformata sono evidenziate in arancione le pareti più vulnerabili. In Figura 5.7 sono mostrate le deformate di queste ultime in cui è possibile individuare il livello di danneggiamento raggiunto ad analisi conclusa.

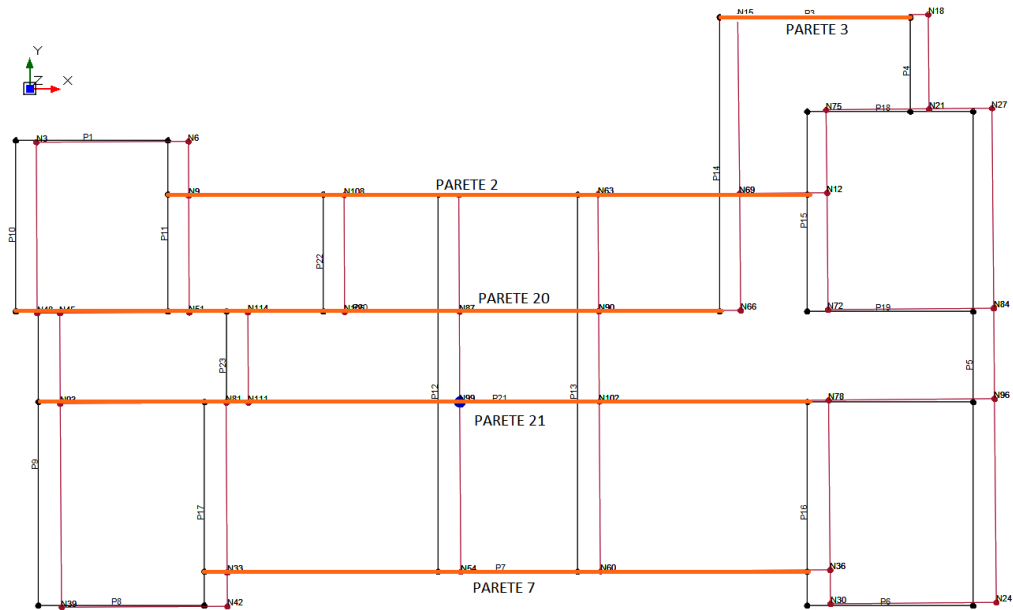
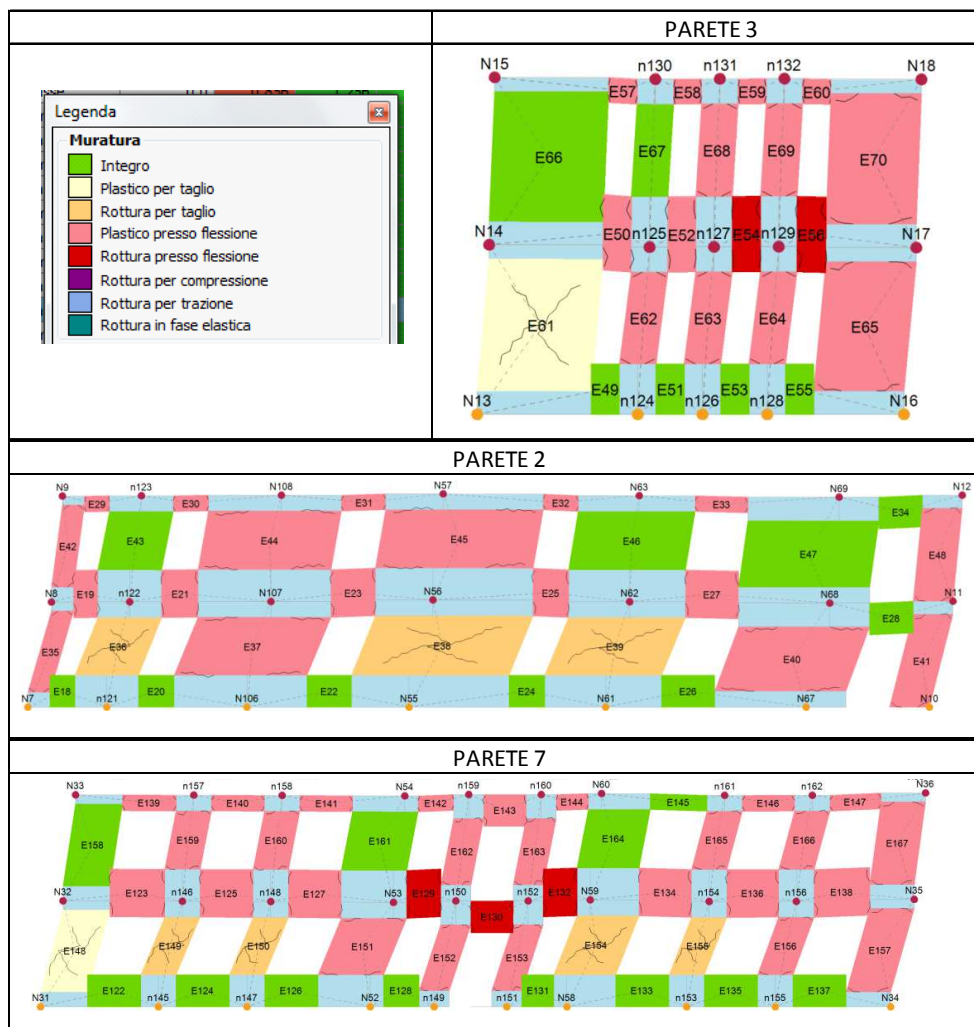


Figura 5.6 Pianta indeformata (nero), pianta deformata (in rosso), pareti più vulnerabili (in arancio).

Parametri di analisi:

$T^*=0,163$ s; $m^*=1514181,461$ kg; $w=2495460,38$ kg.



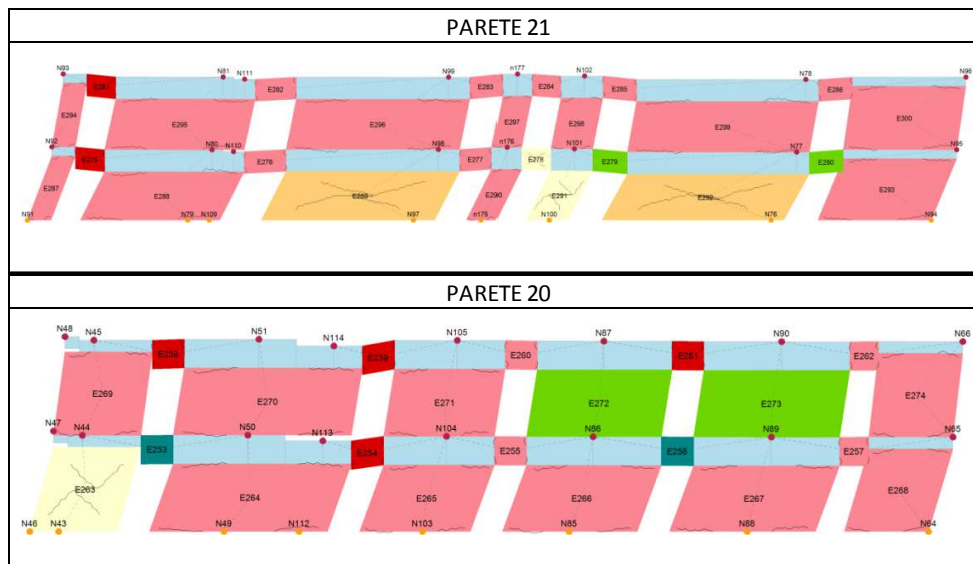


Figura 5.7 Configurazioni deformate di pareti a seguito della analisi 10; in alto a sinistra legenda di colori per l'individuazione del danneggiamento.

Dall'osservazione delle configurazioni deformate si nota come i maschi murari sono soggetti ad una rottura per taglio, mentre le fasce di piano sono caratterizzate da una rottura per pressoflessione. In particolare, la parete 7 risulta essere caratterizzata dal maggior numero di macroelementi rotti: gli elementi che raggiungono per primi il livello di rottura sono i maschi murari del primo livello, seguiti dalle fasce di piano centrali. Si nota inoltre che nella parete 20 alcune fasce di piano arrivano a rottura in fase elastica.

5.1.2 Push - over N.18, +Y

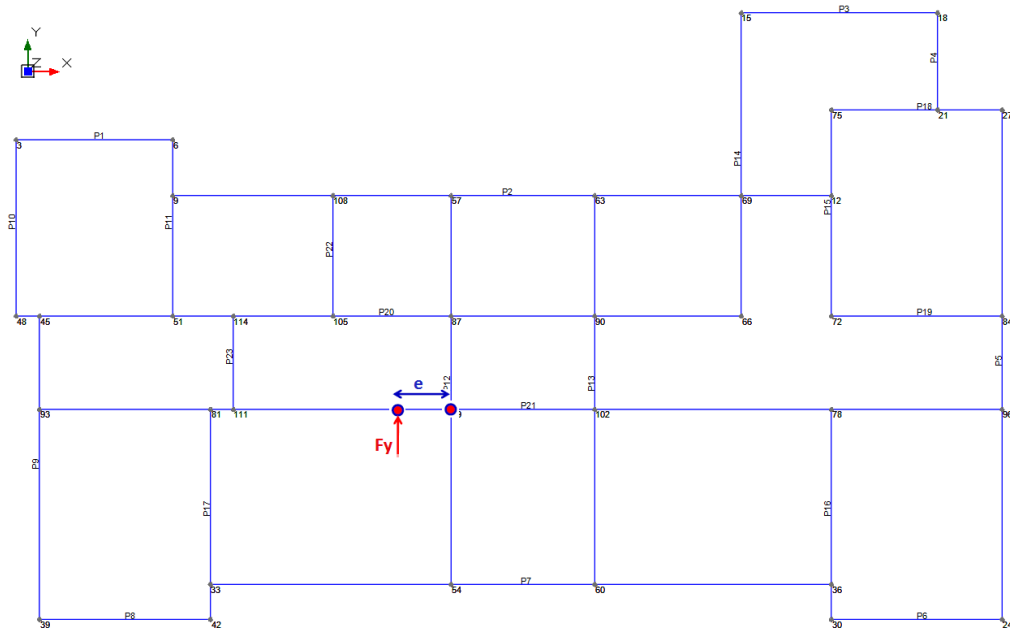


Figura 5.8 Individuazione in pianta della direzione del sisma e dell'eccentricità nel caso di Analisi n.18

Come riportato in Tabella 4, tale analisi risulta caratterizzata da una distribuzione di carichi proporzionale alle masse, una eccentricità pari a $-190,40\text{ cm}$ e da una forza sismica applicata lungo la direzione $+Y$. Si riporta di seguito la relativa curva di capacità relativa all'intera struttura.

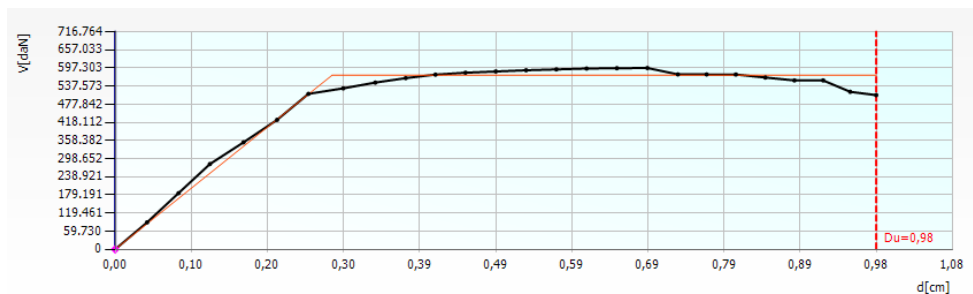


Figura 5.9 Curva di capacità push-over n.18

Dalla visualizzazione della curva di capacità (Fig.5.9) si evince che lo spostamento richiesto dalla normativa risulta essere maggiore dello spostamento ultimo offerto dalla struttura ($D_u = 0,98\text{ cm}$); tale verifica risulta dunque non soddisfatta. Anche in questo caso, in accordo con quanto riportato in letteratura, le pareti maggiormente danneggiate risultano essere quelle sollecitate nel piano, ovvero quelle che si sviluppano lungo la direzione Y ; per l'individuazione delle stesse si rimanda alla Figura 5.10 in cui è mostrata la configurazione deformata della struttura ad analisi

conclusa e la configurazione indeformata sulla quale sono evidenziate, in rosso, le pareti più vulnerabili.

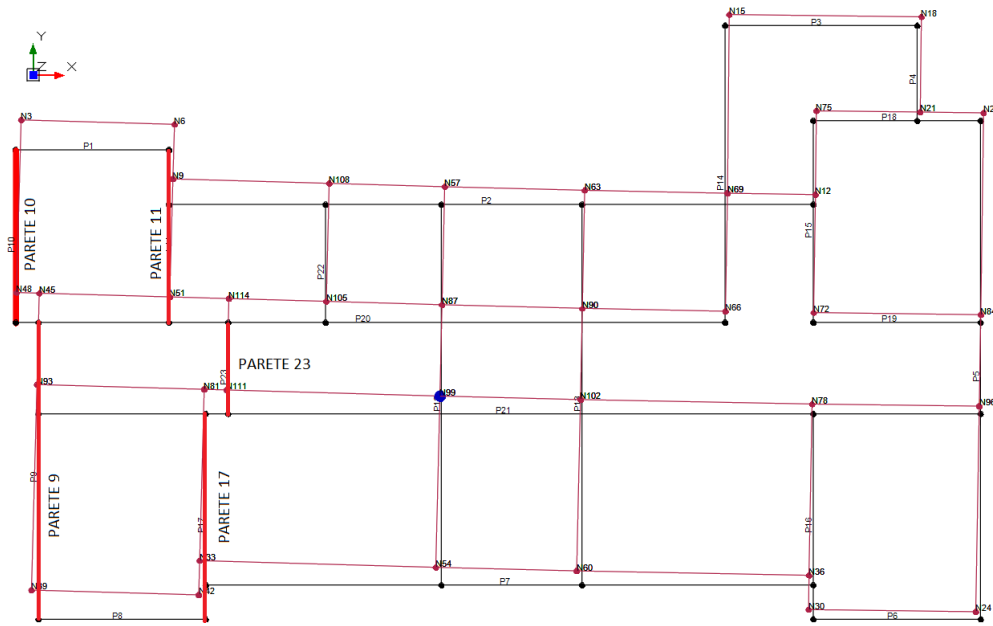


Figura 5.10 Configurazione indeformata (in nero), configurazione deformata (in rosa), le pareti più vulnerabili (in rosso).

Per la valutazione del livello di danneggiamento raggiunto al termine dell'analisi, si riportano di seguito le deformate delle pareti evidenziate in Figura 5.10.

Parametri di analisi:

$T^*=0,171s$; $m^*=1516400,891kg$; $w=2495460,38 kg$.

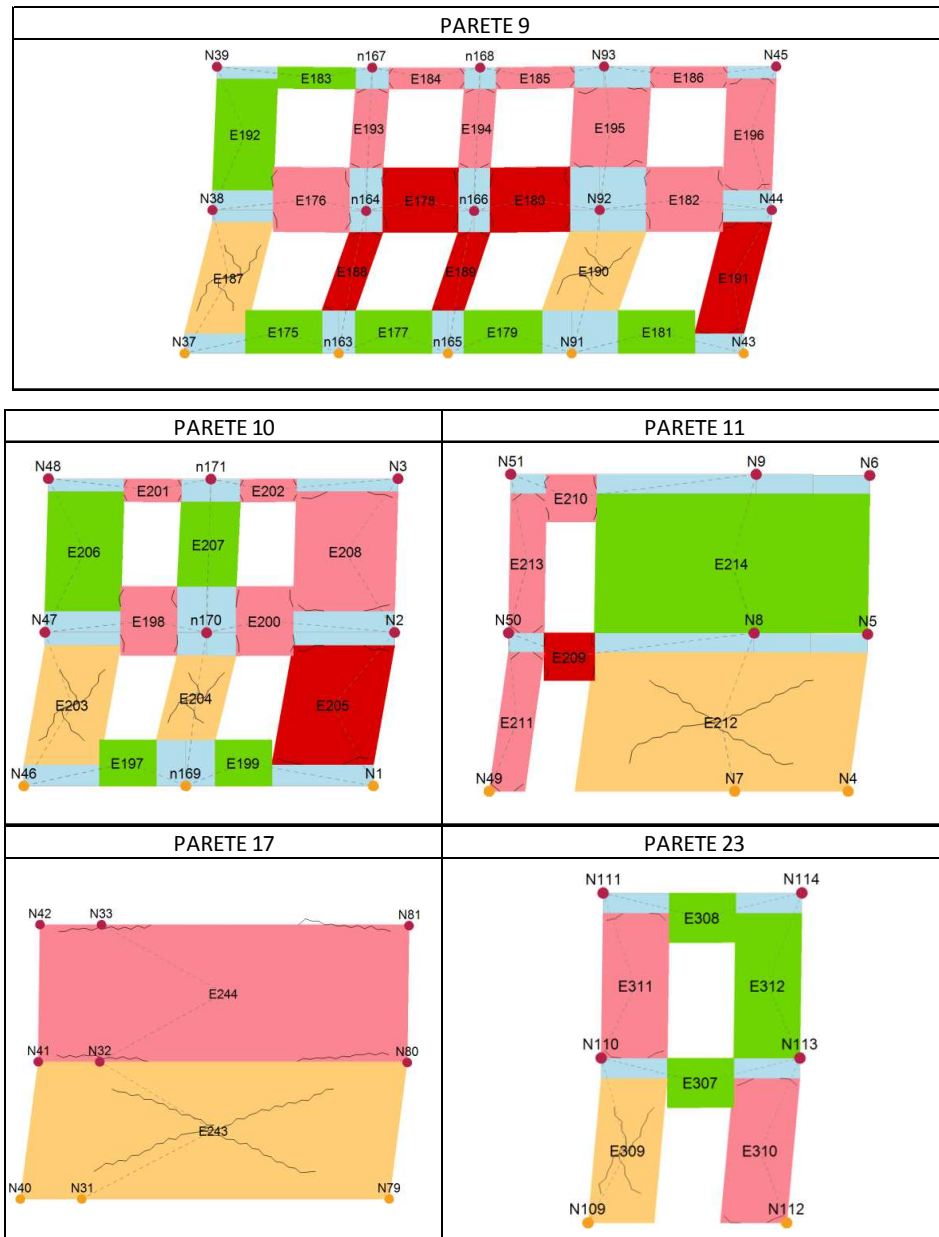


Figura 5.11 Configurazioni deformate di pareti a seguito dell'analisi 18.

In questo caso la parete 9 risulta essere caratterizzata dal maggior numero di elementi rotti; in particolare tutti i maschi del primo livello arrivano a rottura, due per taglio e tre per pressoflessione, e due fasce di piano si rompono per pressoflessione nella parte centrale della parete.

5.2 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI E VERIFICHE

Il modulo “Meccanismi Locali” implementato nel software 3MURI è ideato per la valutazione della sicurezza nei confronti dei possibili cinematismi locali; tale modulo sfrutta il modello globale definito ai fini della modellazione push – over per la definizione dei possibili meccanismi di ribaltamento. Per l’analisi di tali meccanismi la normativa suggerisce di ricorrere ai metodi di analisi dell’equilibrio limite, secondo l’approccio cinematico, delle strutture murarie (Circolare n.617 §C8A.4.1); attraverso questo approccio è possibile determinare l’andamento dell’azione sismica che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all’evolversi del danneggiamento. Per ogni possibile meccanismo ritenuto significativo per l’edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- la trasformazione di una parte della struttura in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l’individuazione di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro;
- valutazione, attraverso il principio dei lavori virtuali, del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l’attivazione del meccanismo;
- individuazione dell’accelerazione sismica spettrale di attivazione α_0^* a partire dal moltiplicatore dei carichi.

Come mostrato in Figura 41 nel modulo “Meccanismi Locali” l’ambiente di lavoro è suddiviso in tre diverse finestre:

- prospetto di parete, in cui è possibile procedere con l’input del meccanismo attraverso l’inserimento di blocchi cinematici (evidenziati in rosa) e cerniere (verde) che rappresentano il vincolo tra i singoli elementi e il resto della struttura;
- pianta della parete, in cui si evidenziano (in rosa) le porzioni interessate dal meccanismo nel complesso strutturale;
- sezione deformata, in cui è presentata la sezione della parete interessata dal meccanismo analizzato a deformazione avvenuta.

Attraverso l'utilizzo di questo modulo è stato possibile definire e verificare, sulle pareti perimetrali della struttura, i seguenti meccanismi locali:

- ribaltamento semplice di facciata;
- ribaltamento semplice di facciata pluripiano;
- ribaltamento composto del cantonale;
- ribaltamento lungo le aperture;
- ribaltamento del cuneo diagonale;
- flessione verticale.

Ognuno dei suddetti meccanismi è stato analizzato su tutte le pareti perimetrali ed i risultati ottenuti sono riportati in Tabella 5. A titolo di esempio e per una maggiore comprensione della modellazione effettuata, si riporta di seguito per ogni tipologia di meccanismo analizzata la finestra di definizione dello stesso e la modellazione tridimensionale della struttura a meccanismo attivato.

Ribaltamento semplice di facciata

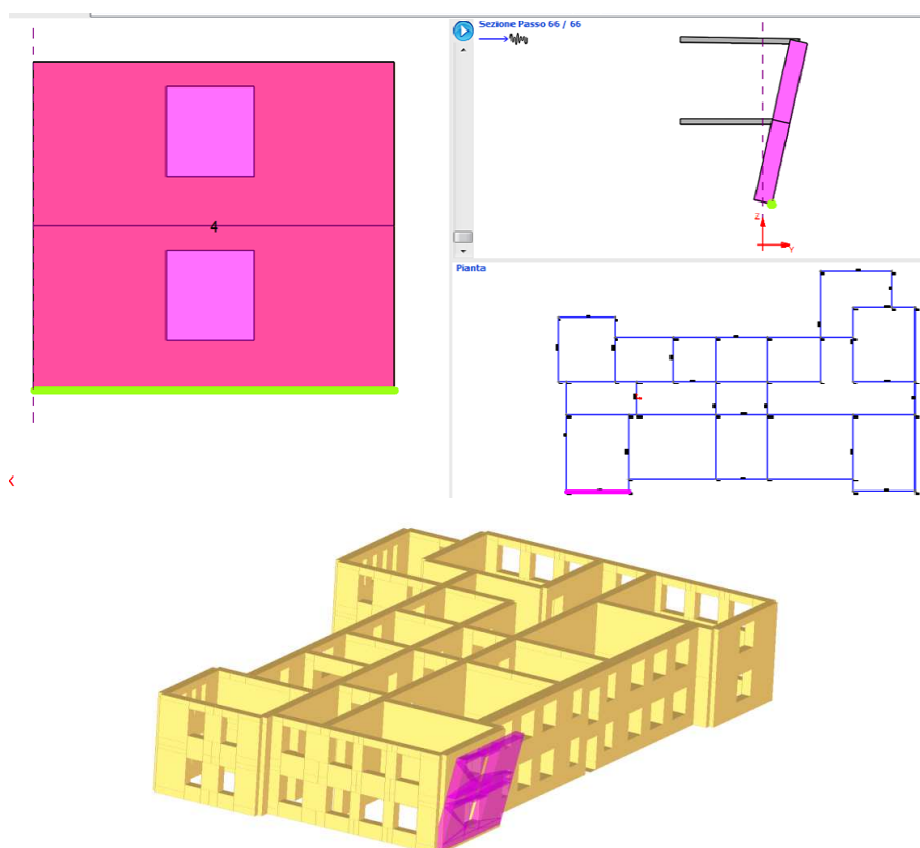


Figura 5.12 Finestra di definizione del meccanismo di ribaltamento semplice e visualizzazione in 3D del meccanismo attivato.

Ribaltamento semplice di facciata pluriplano

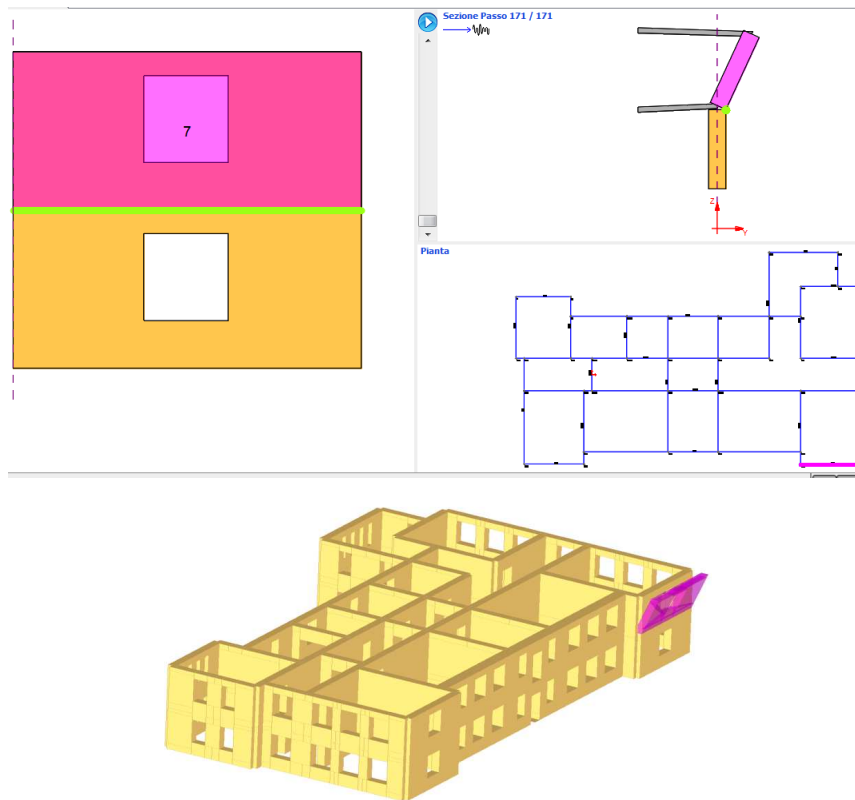


Figura 5.13 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento semplice di facciata pluriplano e visualizzazione 3D del meccanismo attivo.

Ribaltamento composto del cantonale

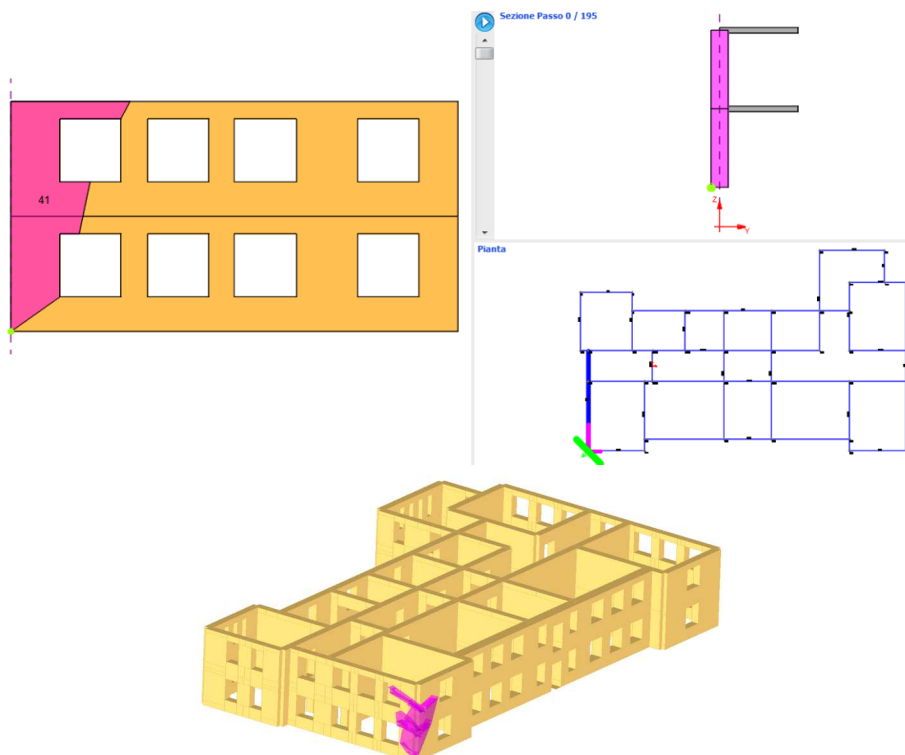


Figura 5.14 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento composto del cantonale e visualizzazione 3D del meccanismo attivo.

Ribaltamento lungo le aperture

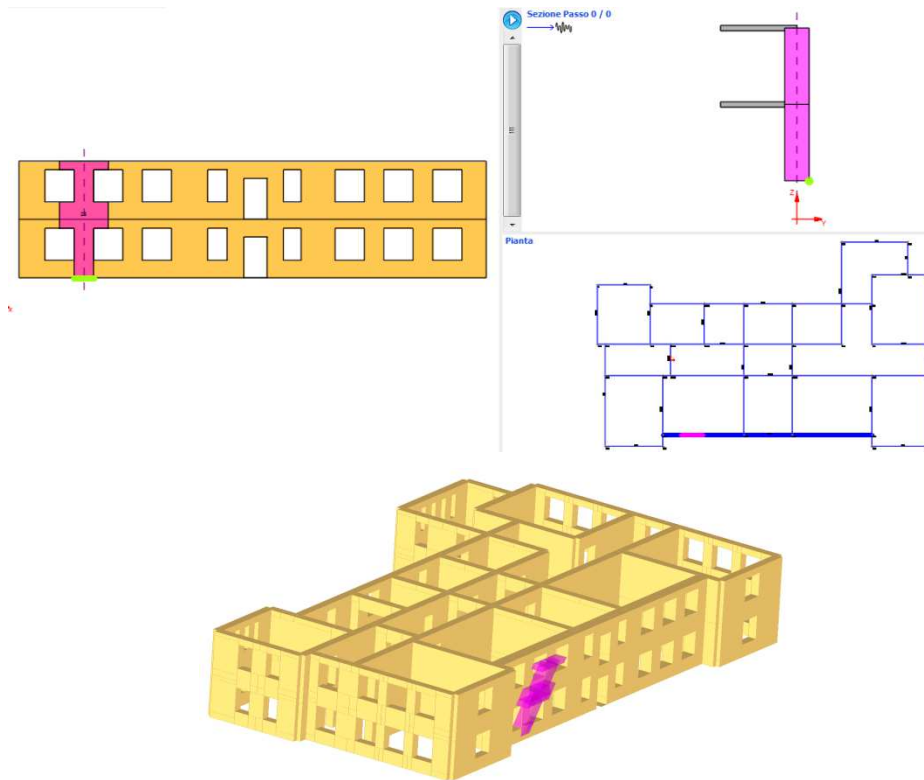


Figura 5.15 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento lungo le aperture e visualizzazione 3D del meccanismo attivo

Ribaltamento del cuneo diagonale

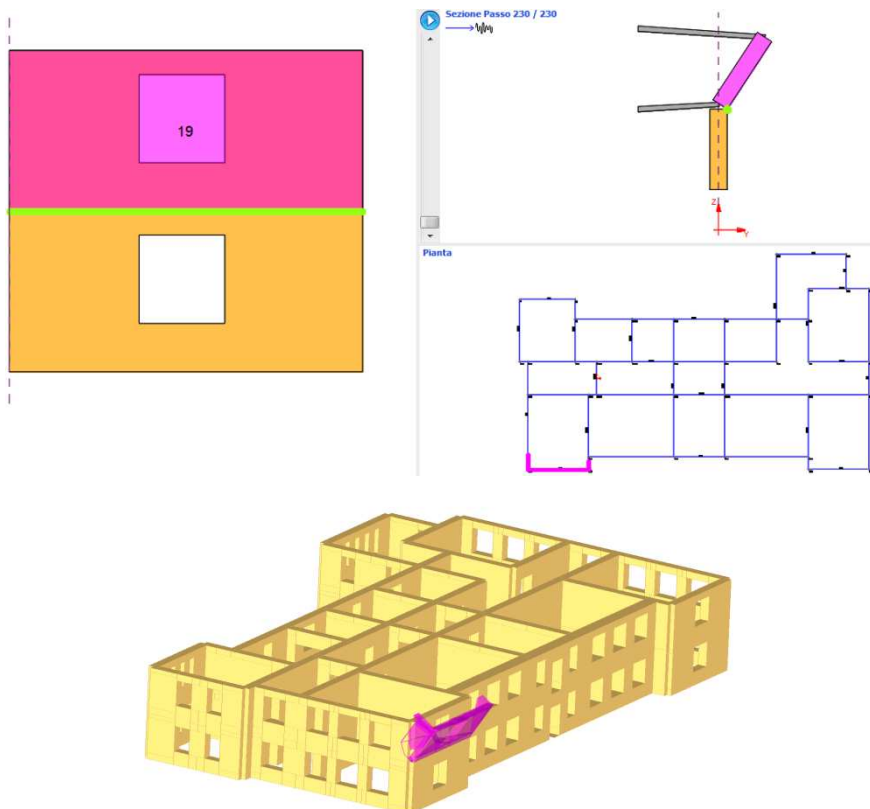


Figura 5.16 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento del cuneo diagonale e visualizzazione 3D del meccanismo attivo

Flessione verticale

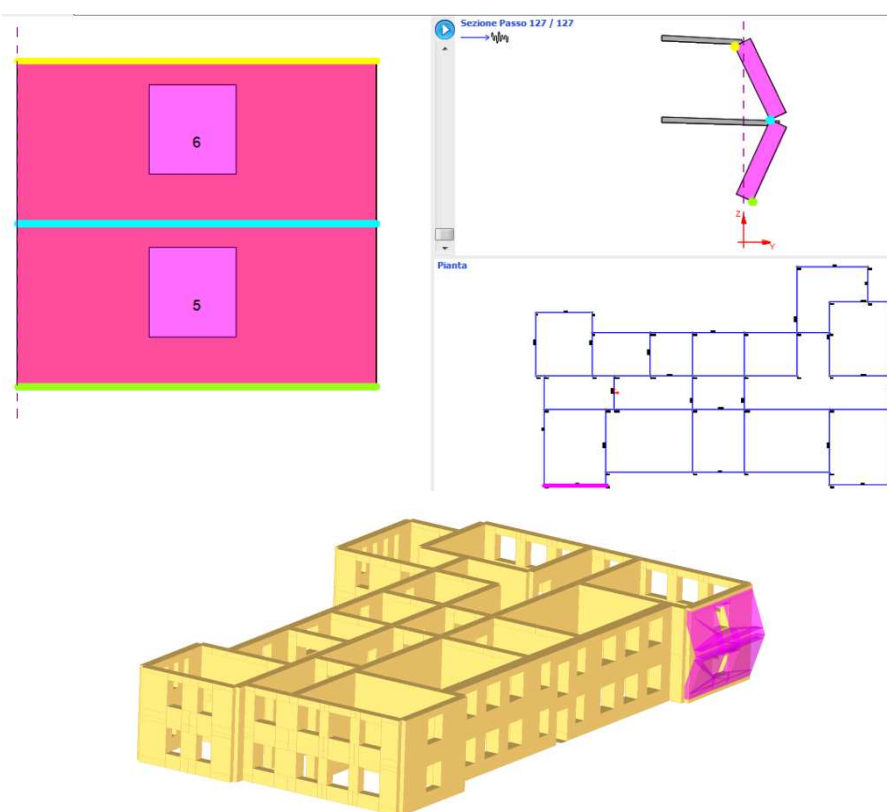


Figura 5.17 Finestra di definizione di meccanismo di flessione verticale e visualizzazione 3D del meccanismo attivo.

In riferimento alla Figura 5.14, si fa notare come la modellazione del cantonale avviene attraverso la definizione di due blocchi cinematici distinti, i blocchi, appartenenti a due pareti diverse, devono essere convergenti lungo l'asse verticale; come vincolo va inserita invece una cerniera inclinata dell'angolo attorno al quale si desidera verificare il ribaltamento e, nel caso in esame, è stato inserito un valore pari a 45° .

In riferimento alla Figura 5.17 si fa notare invece che sono stati inseriti vincoli aggiuntivi rispetto alla cerniera esterna. Nel caso di flessione verticale, infatti, per una corretta modellazione bisogna definire due blocchi separati ed in corrispondenza della sezione in cui confluiscono va inserita una cerniera interna (linea celeste) ed, infine, in corrispondenza della sezione superiore del blocco superiore va inserito inoltre un appoggio (linea gialla).

Il software, con riferimento alla circolare n.617 del 2 febbraio 2009, effettua le verifiche di sicurezza nei confronti dei meccanismi locali di collasso allo stato limite di danno e allo stato limite di salvaguardia della vita. Per

entrambe le verifiche, la normativa fa riferimento a due diverse condizioni di vincolo, a terra o in quota, per ognuna delle quali fornisce una formula che permette di ricavare l'accelerazione di domanda in base alla forma dello spettro sismico.

Le suddette verifiche risultano soddisfatte se è rispettata la seguente disequazione:

$$a_0^* \geq a_{0,min}^*$$

ovvero, se l'accelerazione sismica spettrale di attivazione del meccanismo analizzato (a_0^*) risulta essere maggiore dell'accelerazione sismica ($a_{0,min}^*$) ricavata in funzione dello stato limite considerato.

- Stato limite di danno

La verifica allo stato limite di danno risulta soddisfatta qualora l'accelerazione di attivazione del meccanismo risulti maggiore dell'accelerazione della domanda sismica.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica risulta soddisfatta se è garantita la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) * S;$$

dove a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite considerato (63%) ed S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (NTC2008 §3.2.3.2.1). L'accelerazione di attivazione del meccanismo deve risultare maggiore dell'accelerazione al suolo.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione di muratura posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; va dunque eseguita la seguente verifica aggiuntiva:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma;$$

dove $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento; T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata; $\psi(z)$ è il primo modo

di vibrazione nella direzione considerata; γ è il coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto pari a $3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Il superamento dello stato limite di danno, nei meccanismi locali, corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte, per questo motivo e anche in considerazione delle esigenze di conservazione, tale verifica non è obbligatoria per gli edifici esistenti.

- Stato limite di salvaguardia della vita

Nel caso di analisi dei meccanismi locali attraverso un approccio cinematico lineare, la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita può essere effettuata attraverso il criterio semplificativo del fattore di struttura. Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione sostanzialmente appoggiata a terra, affinché risulti soddisfatta deve essere garantita la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g^{(PVR)*S}}{q};$$

dove q è il fattore di struttura e può essere assunto pari a 2.

Come nel caso di stato limite di danno, anche per questa verifica, bisogna considerare il caso in cui il meccanismo locale interessi una porzione di muratura posta ad una certa quota; in questo caso la disuguaglianza da rispettare è:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma}{q};$$

dove $S_e(T_1)$, $\psi(z)$ e γ sono definiti come nel caso di stato limite di danno, tenendo conto che lo spettro di risposta è definito considerando una probabilità di superamento pari al 10%.

Si riporta di seguito la tabella contenente i meccanismi locali analizzati ed i risultati ottenuti dalla verifica effettuata (SLV), viene riportato inoltre il valore del moltiplicatore orizzontale dei carichi.

RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE PLURIPIANO					
PARETE	TIPO VINCOLO	α_0^* [m/s²]	α_{0min}^* [m/s²]	VERIFICA SLV	α_0
8	<i>a terra</i>	1,05	1,77	NO	0,109
6		1,01	1,77	NO	0,109
P7/1		1,54	1,77	NO	0,161
P7/2		1,51	1,77	NO	0,158
P7/3		1,85	1,77	SI	0,162
7		1,53	1,77	NO	0,16
5		1,12	1,77	NO	0,112
3		1,07	1,77	NO	0,114
2		1,04	1,77	NO	0,109
RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE - parte alta					
8	<i>a terra</i>	2,05	1,77	SI	0,218
	<i>in quota</i>	2,05	2,44	NO	
6	<i>a terra</i>	1,92	1,77	SI	0,219
	<i>in quota</i>	1,92	2,52	NO	
P7/1	<i>a terra</i>	3,01	1,77	SI	0,327
	<i>in quota</i>	3,01	2,44	SI	
P7/2	<i>a terra</i>	1,85	1,77	SI	0,299
	<i>in quota</i>	2,92	2,1	SI	
P7/3	<i>a terra</i>	3,01	1,77	SI	0,327
	<i>in quota</i>	3,01	2,44	SI	
7	<i>a terra</i>	3	1,77	SI	0,323
	<i>in quota</i>	3	2,1	SI	
5	<i>a terra</i>	10,32	1,7	SI	0,382
	<i>in quota</i>	10,32	2,17	SI	
3	<i>a terra</i>	1,97	1,77	SI	0,209
	<i>in quota</i>	1,97	2,17	NO	
RIBALTAMENTO COMPOSTO DEL CANTONALE					
9 cantonale dx	<i>a terra</i>	2,37	1,77	SI	0,289
8 cantonale sx	<i>a terra</i>	3,53	1,77	SI	0,433
	<i>in quota</i>	3,53	2,44	SI	
8 cantonale dx	<i>a terra</i>	4,61	1,77	SI	0,589
	<i>in quota</i>	4,61	2,44	SI	
6 cantonale dx	<i>a terra</i>	3,36	1,77	SI	0,419
	<i>in quota</i>	3,36	2,44	SI	
6 cantonale sx	<i>a terra</i>	2,67	1,77	SI	0,341
	<i>in quota</i>	2,67	2,44	SI	
5 cantonale dx	<i>a terra</i>	2,22	1,77	SI	0,266

RIBALTAMENTO LUNGO LE APERTURE					
7	a terra	1,52	1,77	NO	0,176
5		0,82	1,77	NO	0,093
10		0,44	1,77	NO	0,05
1		0,89	1,77	NO	0,097
18		0,82	1,77	NO	0,095
FLESSIONE VERTICALE					
8	a terra	4,14	1,78	SI	0,433
7 parte dx		7,23	1,77	SI	0,633
7		6,43	1,77	SI	0,627
6		5,07	1,77	SI	0,433
P5		5,65	1,77	SI	0,437
P3		5,05	1,77	SI	0,436
P2		5,01	1,77	SI	0,433
RIBALTAMENTO DEL CUNEO DIAGONALE					
8	a terra	2,54	1,77	SI	0,278
	in quota	2,54	2,44	SI	
6	a terra	2,1	1,77	SI	0,241
	in quota	2,1	2,52	NO	
3	a terra	1,4	1,77	NO	0,153
1	a terra	1,56	1,77	NO	0,173

Tab. 5 Risultati verifiche meccanismi locali analizzati.

5.3 CONFRONTO TRA I DIVERSI MECCANISMI

Effettuate le analisi nei riguardi dei meccanismi globali e locali come esposto nei precedenti paragrafi, si è passati al confronto dei risultati ottenuti al fine di determinare il meccanismo di collasso caratterizzato dal più basso valore di attivazione in termini di accelerazione. Tale confronto è stato possibile poiché entrambi i metodi di analisi forniscono i risultati in termini di accelerazione spettrale. In particolare, nei confronti dell'analisi dei meccanismi globali il software fornisce l'indice di vulnerabilità sismica e i relativi valori di *PGA* per il calcolo dello stesso. Come esposto al §5.1 del presente lavoro, il *PGA* rappresenta il valore di accelerazione massima attesa al sito, in particolare il PGA_c (capacità) è l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello stato limite considerato. Nel caso di analisi dei meccanismi locali invece, per ogni cinematismo analizzato, i risultati sono forniti in termini di accelerazione sismica

spettrale di attivazione dello stesso (a_0^*); le due grandezze risultano dunque confrontabili.

Per effettuare il confronto, i risultati ottenuti sono stati riportati su un grafico a barre verticali (Fig. 5.18) che riporta in ordinata i valori di a_0^* per ogni tipo di cinematismo analizzato.

E' importante notare che, poiché la verifica dei meccanismi locali è stata effettuata in termini di stato limite di salvaguardia della vita, il valore di PGA_c confrontato con questi è quello relativo al medesimo stato limite; inoltre è quello dell'analisi push – over n.18, analisi che risulta essere caratterizzata dal più basso indice di vulnerabilità. Tale valore corrisponde a $PGA_c = 2,36$ m/s.

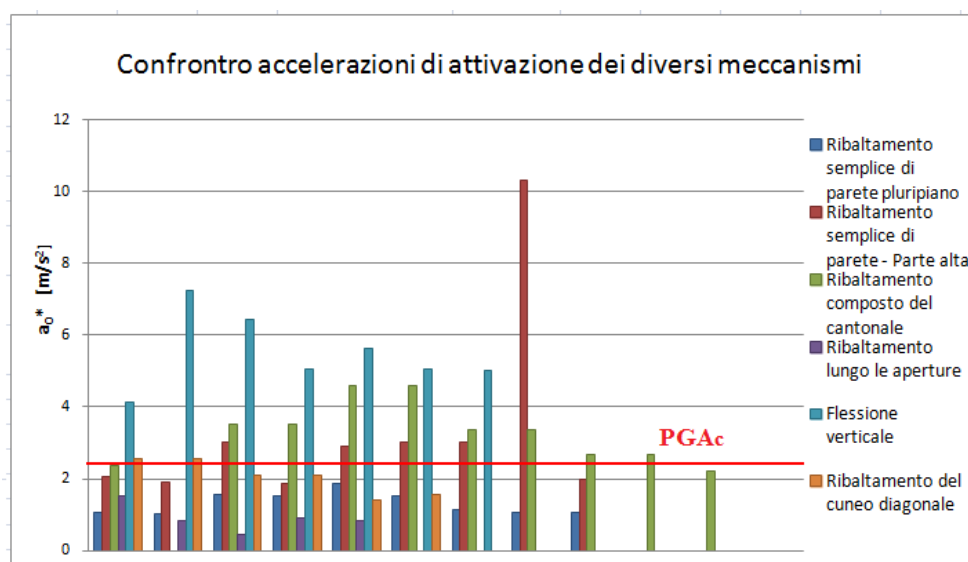


Figura 5.18 Diagramma confronto accelerazioni di attivazione dei cinematismi

Dal grafico riportato in Figura 5.18 si evince che il valore corrispondente all'accelerazione di attivazione dei meccanismi globali risulta essere maggiore della maggior parte delle accelerazioni relative ai meccanismi locali analizzati, di conseguenza la struttura in caso di sollecitazione sismica esplica una risposta governata da meccanismi fuori dal piano. In particolare, la risposta è governata dal cinematismo caratterizzato dal valore di attivazione più basso, ovvero quello di ribaltamento lungo le aperture. Osservando il grafico è facile individuare l'ordine di attivazione dei cinematismi analizzati e il tipo di risposta esplicito dall'edificio. Tali osservazioni sono sintetizzate in Tabella 6, mostrata di seguito:

Tipo di cinematismo	$a_0^*_{min} [m/s^2]$	PGA _c [m/s ²]	Tipo di Risposta
Ribaltamento lungo le aperture	0,44	2,36	LOCALE
Ribaltamento semplice - parete pluripiano	1,01		LOCALE
Ribaltamento cuneo diagonale	1,4		LOCALE
Ribaltamento semplice - parte alta	1,85		LOCALE
Ribaltamento cantonale	2,22		LOCALE
Flessione verticale	4,14		GLOBALE

Tab.6 Ordine di attivazione dei cinematismi e tipo di risposta esplicito.

Meccanismo locale – Ribaltamento lungo le aperture

Come già detto, tale meccanismo risulta essere caratterizzato dal più basso valore di accelerazione di attivazione, rappresenta dunque il meccanismo che si attiva per primo in caso di sollecitazione sismica e che governa la risposta dell'edificio. Questo rientra nella macrocategoria dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete, dunque per una maggiore descrizione si rimanda al §1.2.1.1 del presente lavoro.

Meccanismi Globali

I meccanismi globali caratterizzati dal più basso valore di PGA_c sono quelli relativi all'analisi push-over n.18, ovvero in caso di forza sismica applicata lungo la direzione +Y con una eccentricità pari a -190,40 cm. Come specificato al §5.1.2 del presente lavoro le pareti caratterizzate da rottura sono quelle che si sviluppano lungo la direzione Y, per ognuna di queste si riporta in Figura 5.20 l'andamento dei livelli di danneggiamento per gli step di carico significativi individuati sulla curva di capacità in Figura 5.19. I risultati osservati sono riassunti in Tabella 7; per l'individuazione delle pareti si rimanda alla Figura 5.10.

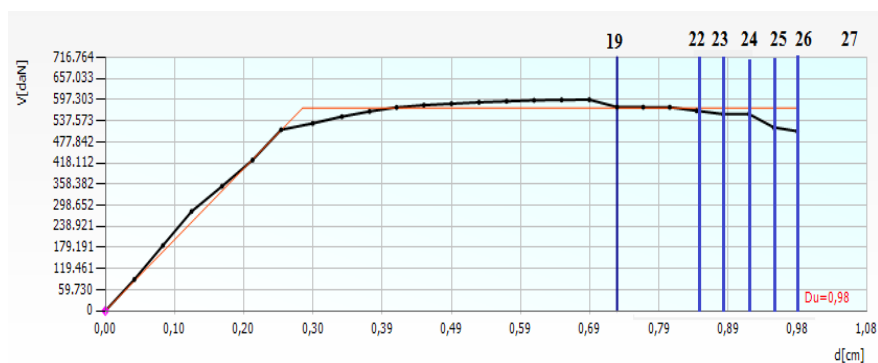
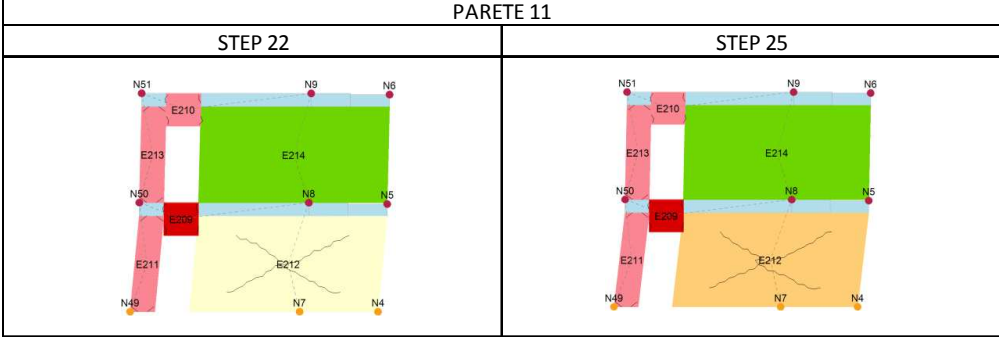
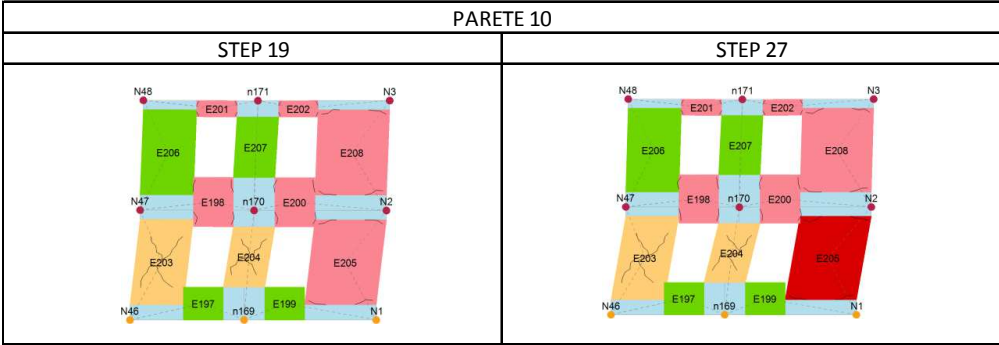
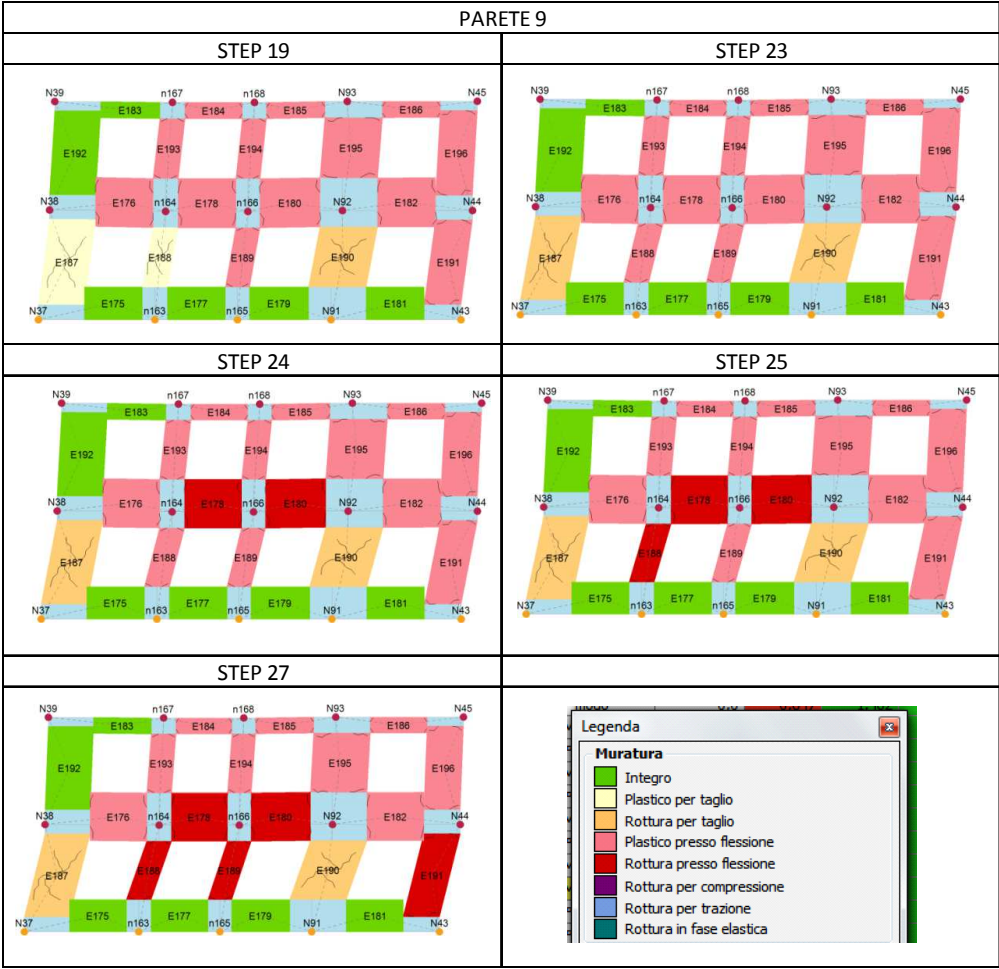


Figura 5.19 Individuazione di step di carico significativi in termini di livello di danneggiamento sulla curva di capacità.



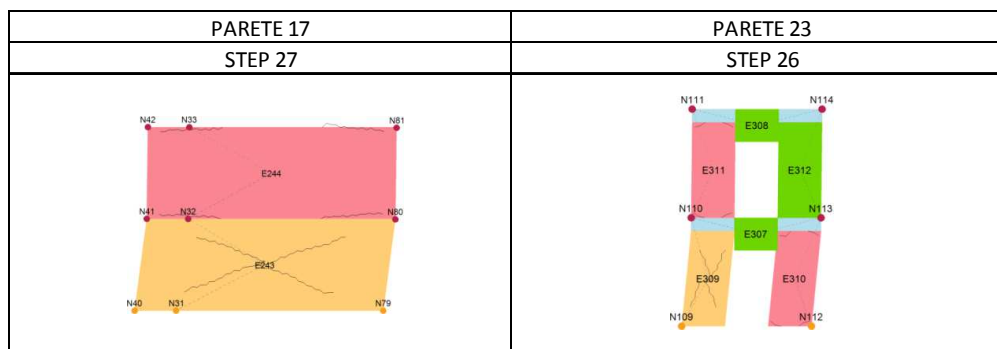


Figura 5.20 Variazione del livello di danno in funzione dello step di carico.

STEP DI CARICO	PARETE	n. ELEMENTI ROTTI	TIPOLOGIA DI DANNO
19	9	1 Maschio	Taglio
	10	2 Maschi	Taglio
22	11	1 Fascia	Pressoflessione
23	9	2 Maschi	Taglio
24	9	2 Maschi	Taglio
		2 Fasce	Pressoflessione
25	9	2 Maschi	Taglio
		2 Fasce	Pressoflessione
		1 Maschi	Pressoflessione
	11	1 Maschio	Taglio
		1 Fascia	Pressoflessione
26	23	1 Maschio	Taglio
27	9	2 Maschi	Taglio
		2 Fasce	Pressoflessione
		3 Maschi	Pressoflessione
	10	2 Maschi	Taglio

Tab. 7 Sintesi dell'andamento del danneggiamento

Dall'osservazione dei livelli di danneggiamento si evince che il primo step di carico significativo corrisponde al passo 19, caratterizzato da uno spostamento della struttura pari a $d_u = 0,73 \text{ cm}$ e da un valore di taglio alla base pari a $V=576,216 \text{ daN}$. Al raggiungimento di questi valori corrisponde la rottura a taglio di un maschio murario appartenente alla parete 9 e di due maschi murari della parete 10. All'aumentare del carico applicato il danneggiamento coinvolge anche altre pareti fino ad arrivare ad un ultimo step di carico, caratterizzato da un valore di $d_u = 0,98 \text{ cm}$ e di $V=507,903 \text{ daN}$, in cui si individuano 11 elementi maschi rotti e 3 fasce di piano. In Tabella 8 si riporta la percentuale del tipo di danneggiamento osservato negli elementi suddetti.

ELEMENTO	MECCANISMO DI ROTTURA		
	<i>Pressoflessione</i>	<i>Taglio</i>	<i>Trazione</i>
<i>Maschio murario</i>	36%	64%	-
<i>Fascia di piano</i>	100%		-

Figura 5.21 Percentuale di danneggiamento osservato.

CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi ha avuto come obiettivo la valutazione della risposta sismica di un edificio in muratura esistente attraverso l'applicazione dei metodi di analisi previsti dalla normativa tecnica vigente (NTC2008).

Si è proceduto con la descrizione del comportamento strutturale degli edifici murari prestando particolare attenzione alle diverse modalità di collasso previste in funzione dei livelli di collegamento degli elementi costruttivi che compongono l'edificio stesso. Sono state quindi descritte le modalità di collasso appartenenti ai meccanismi di I modo e ai meccanismi di II modo.

Per entrambe le tipologie di meccanismo sono state effettuate le verifiche in condizioni sismiche previste dal D.M.2008. In particolare si è proceduto con la verifica in termini di meccanismi globali attraverso un'analisi push – over e in termini di meccanismi locali attraverso l'analisi cinematica lineare.

Le suddette analisi sono state effettuate attraverso il software di calcolo 3MURI, programma basato su una schematizzazione a telaio equivalente attraverso macroelementi delle strutture murarie. E' stato dunque necessario procedere ad una descrizione della modellazione a macroelementi per le strutture murarie prestando particolare attenzione al tipo di macroelemento implementato nel software di calcolo utilizzato.

Terminata la fase di modellazione dell'edificio oggetto di studio, si è passati alla fase di analisi dei diversi meccanismi. Con riferimento alle NTC08 sono state eseguite 24 analisi push – over e sono state verificate sei diverse tipologie di meccanismi locali.

Le curve di capacità relative alle analisi push – over più gravose hanno permesso di determinare l'andamento del livello di danneggiamento della struttura per ogni variazione di carico significativa.

I risultati delle analisi nei confronti dei cinematismi locali hanno fornito invece, per ogni meccanismo analizzato, i relativi valori di accelerazione di attivazione dello stesso.

Al fine di determinare la risposta esplicita dalla struttura in caso di sisma, è stato effettuato un confronto tra i diversi cinematismi attraverso la realizzazione di un grafico a barre in cui sono stati riportati per ogni tipo di meccanismo analizzato i relativi valori di accelerazione di attivazione.

Dall'analisi dei risultati ottenuti è emerso che la risposta sismica della struttura esaminata è governata dal meccanismo locale di tipo ribaltamento lungo le aperture. Tale meccanismo, appartenente alla categoria di ribaltamento semplice, è causato da uno scarso livello di collegamento tra pareti ortogonali e dall'assenza di cordoli in sommità. Inoltre, la maggior parte dei cinematismi locali sono caratterizzati da un valore di accelerazione di attivazione inferiore dell'accelerazione di picco che determina la risposta globale della struttura. Ciò comporta che la modellazione strutturale dello stato attuale non garantisce un comportamento di tipo scatolare, comportamento necessario per un'adeguata risposta della struttura in caso di sollecitazione sismica.

E' emerso dunque che, al fine di migliorare la risposta dell'edificio in condizioni sismiche è necessario effettuare interventi di miglioramento sismico, quali realizzazione di cordoli in c.a. e inserimento di catene, atti ad aumentare la resistenza della struttura in termini di risposta locale.

Al fine di garantire la risposta della struttura in termini globali, è opportuno che i valori di accelerazione di attivazione dei meccanismi locali siano maggiori del valore di attivazione del meccanismo globale.

BIBLIOGRAFIA

- NTC 2008, Decreto Ministeriale 14/1/2008: Norme Tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.(2008)
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche” di cui al D.M. 14 gennaio 2008. (2009)
- B. Calderoni, E.A. Cordasco, A. Sandoli, V. Onotri, G. Tortoriello. *Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all’utilizzo di software commerciali.*- Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura, Napoli. (settembre 2015).
- S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco, S. Cattari. *TREMURI Program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings.* Engineering Structures - Elsevier (2013).
- A. Brencich, L. Gambarotta, S. Lagomarsino. D. Liberatore. *Progetto Catania: indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura. Capitolo 6 - Analisi su un edificio in muratura in via Martoglio Università di Genova. Appendice B – Il modello a macroelementi.*
- A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna, *Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura.* X Congresso Nazionale “L’Ingegneria sismica in Italia” (2001).
- A. Bicci, *Analisi comparativa di procedimenti di calcolo per l’analisi sismica di edifici di muratura.* Tesi di Laurea Magistrale, Università di Bologna. (2014).
- A. Nettis, *Valutazione del comportamento sismico e recupero strutturale di edifici in struttura mista: il caso del Complesso Piave.* Tesi di Laurea, Politecnico di Bari (2017).
- L. Borgesa, A. Castagnone. *Verifiche sismiche edifici in muratura.* S.T.A. DATA srl.
- S.T.A. DATA srl, *Manuale di utilizzo del software 3Muri,* Torino 2015

- S.T.A. DATA srl *Verifica sismica di strutture in muratura: confronto tra differenti procedure di calcolo.*
- G. Magenes, *Edifici con struttura in muratura.* Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo (2003).
- G. Magenes, *Verifica sismica delle costruzioni esistenti in muratura.* Università di Pavia (2008).
- L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi.* Reluis.

Indice delle figure

Figura 1.1 a) risposta di parete muraria sollecitata nel piano. b) risposta di parete sollecitata da carico ortogonale. c)comportamento scatolare. _____	8
Figura 1.2 Elementi di collegamento. _____	9
Figura 1.3 Effetto dei collegamenti. _____	10
Figura 1.4 Meccanismo di ribaltamento semplice _____	12
Figura 1.5 Pareti interessate da meccanismo di ribaltamento semplice. _____	13
Figura 1.6 Meccanismi di ribaltamento composto. _____	14
Figura 1.7 Pareti murarie interessate da meccanismo di ribaltamento composto. _____	14
Figura 1.8 Meccanismo di flessione verticale e pareti interessate dallo stesso. _____	15
Figura 1.9 Ribaltamento di flessione orizzontale. _____	16
Figura 1.10 Quadro fessurativo a seguito dell'attivazione di meccanismi nel piano. _____	18
Figura 2.1 Stati limite e livello di danneggiamento corrispondente _____	22
Figura 2.2 Determinazione della curva di capacità _____	26
Figura 2.3 Sistema bilineare equivalente SDOF. _____	27
Figura 3.1 Tipiche configurazioni di prova di pannelli murari. _____	37
Figura 3.2 Risposta ciclica di pannelli soggetti a sforzi di taglio e compressione. Caso A) Rottura per ribaltamento; Caso B) rottura per taglio con fessurazione diagonale. _____	38
Figura 3.3 Sezione del pannello, diagramma delle pressioni stress - block. _____	39
Figura 3.4 Dominio di rottura a pressoflessione. _____	40
Figura 3.5 Meccanismi di rottura per taglio. Caso a) taglio - trazione; Caso b) taglio – scorrimento _____	41
Figura 3.6 Configurazione post sismica di parete esistente. Quadro fessurativo meccanismo rottura taglio – scorrimento. _____	41
Figura 3.7 Dominio di resistenza Taglio scorrimento _____	42
Figura 3.8 Andamento fessurazioni per taglio - scorrimento. Configurazione 1) Giunti deboli. Configurazione 2) Giunti resistenti. Accanto configurazione post sismica di parete esistente. Quadro fessurativo meccanismo rottura taglio – trazione. _____	43
Figura 3.9 Andamento delle sollecitazioni in pannelli murari sottoposti a taglio trazione rappresentazione sul piano di Mohr. _____	44
Figura 3.10 Dominio di resistenza Taglio - Sforzo Normale _____	45
Figura 3.11 Dominio di resistenza, confronto tra taglio – trazione e taglio – scorrimento. _____	45
Figura 3.12 Risposta di: a) fasce dotate di resistenza e rigidezza flessionale; b) fasce prive di resistenza e rigidezza flessionale; c) fasce in presenza di elementi tensoresistenti. _____	46
Figura 3.13 Configurazione post sismica di parete esistente. Quadro fessurativo meccanismo rottura delle fasce per taglio. _____	48
Figura 3.14 Modellazione di pareti murarie semplificate: SSWP, WSSP e telaio e equivalente _____	50
Figura 3.15 schematizzazione a telaio equivalente con individuazione di elementi deformabili e rigidi. _____	52
Figura 3.16 Macroelemento. a) Modello cinematico; b) Forze agenti sui singoli elementi. _____	53

<i>Figura 3.17 Esempio di idealizzazione di parete in telaio equivalente in caso di aperture regolari.</i>	55
<i>Figura 3.18 Idealizzazione in telaio equivalente di una parete muraria irregolare</i>	56
<i>Figura 3.19 Schema di idealizzazione di un pannello murario e criterio di rottura</i>	58
<i>Figura 3.20 Modella spaziale della struttura, identificazione di nodi tridimensionali, bidimensionali e masse nodali.</i>	62
<i>Figura 4.1 Edificio analizzato, vista dall'alto e vista frontale.</i>	63
<i>Figura 4.2 Pianta piano terra</i>	64
<i>Figura 4.3 Pianta piano primo</i>	64
<i>Figura 4.4 Planimetria livello 1 e linea d'asse.</i>	66
<i>Figura 4.5 Telaio strutturale livello 1</i>	66
<i>Figura 4.6 Finestra di definizione delle caratteristiche del materiale.</i>	68
<i>Figura 4.7 Finestra di definizione del pannello murario.</i>	69
<i>Figura 4.8 Finestra di definizione del solaio.</i>	70
<i>Figura 4.9 Pianta strutturale con individuazione delle pareti perimetrali.</i>	72
<i>Figura 4.10 Pareti perimetrali esterne modellate a telaio equivalente.</i>	74
<i>Figura 5.1 Individuazione in pianta del nodo di controllo e delle eccentricità accidentali.</i>	77
<i>Figura 5.2 Finestra contenente i risultati delle 24 push - over effettuate.</i>	81
<i>Figura 5.3 Finestra di presentazione dettaglio dei risultati</i>	81
<i>Figura 5.4 Individuazione in pianta della direzione del sisma e dell'eccentricità nel caso di Analisi n.10</i>	82
<i>Figura 5.5 Curva di capacità push-over n.10</i>	83
<i>Figura 5.6 Pianta indeformata (nero), pianta deformata (in rosso), pareti più vulnerabili (in arancio).</i>	84
<i>Figura 5.7 Configurazioni deformate di pareti a seguito della analisi 10; in alto a sinistra legenda di colori per l'individuazione del danneggiamento.</i>	85
<i>Figura 5.8 Individuazione in pianta della direzione del sisma e dell'eccentricità nel caso di Analisi n.18</i>	86
<i>Figura 5.9 Curva di capacità push-over n.18</i>	86
<i>Figura 5.10 Configurazione indeformata (in nero), configurazione deformata (in rosa), le pareti più vulnerabili (in rosso).</i>	87
<i>Figura 5.11 Configurazioni deformate di pareti a seguito dell'analisi 18.</i>	88
<i>Figura 5.12 Finestra di definizione del meccanismo di ribaltamento semplice e visualizzazione in 3D del meccanismo attivo.</i>	90
<i>Figura 5.13 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento semplice di facciata pluriplano e visualizzazione 3D del meccanismo attivo.</i>	91
<i>Figura 5.14 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento composto del cantonale e visualizzazione 3D del meccanismo attivo.</i>	91
<i>Figura 5.15 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento lungo le aperture e visualizzazione 3D del meccanismo attivo</i>	92
<i>Figura 5.16 Finestra di definizione di meccanismo di ribaltamento del cuneo diagonale e visualizzazione 3D del meccanismo attivo</i>	92

<i>Figura 5.17 Finestra di definizione di meccanismo di flessione verticale e visualizzazione 3D del</i>	
<i>meccanismo attivo.</i>	<u>93</u>
<i>Figura 5.18 Diagramma confronto accelerazioni di attivazione dei cinematismi</i>	<u>98</u>