

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



SCUOLA POLITECNICA E DELLE SCIENZE DI BASE
CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

Tesi di Laurea in
TECNICA DELLE COSTRUZIONI

**ANALISI COMPARATIVA DI MODELLI TEORICI E
METODI NUMERICI PER LA VALUTAZIONE DELLA
VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI:
UN CASO STUDIO NEL COMUNE DI ARSITA (TE)**

Relatore:

Prof. Ing. Antonio FORMISANO

Candidato:

MARCO PARENTE
Matr. N41/1074

Correlatori:

Ing. Carmine CASTALDO
Ing. Giovanni CHIUMIENTO

ANNO ACCADEMICO 2014/2015

INDICE GENERALE

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO I: LE COSTRUZIONI IN MURATURA	
1.1. CENNI STORICI ED EVOLUZIONE DEL QUADRO NORMATIVO	3
1.2 LA CLASSIFICAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI IN MURATURA	6
1.3 LA STORIA DELLE TIPOLOGIE MURARIE E LE POSSIBILI CLASSIFICAZIONI	9
1.4 CARATTERISTICHE DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA	12
1.5 CARATTERISTICHE DELLE MALTE PER MURATURA	13
1.6 ATTIVITÀ SPERIMENTALI SULLE MURATURE	15
1.7 IL LEGAME COSTITUTIVO DELLE MURATURE	16
CAPITOLO II: IL COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA	
2.1 LA FUNZIONE DELLE PARETI	21
2.2 IL RUOLO DEI SOLAI	21
2.3 I MECCANISMI DI DANNO	25
CAPITOLO III: LA MODELLAZIONE STRUTTURALE	
PREMESSA	33
3.1 L'ANALISI STRUTTURALE	34
3.2 IL MODELLO DI CALCOLO AI MACROELEMENTI	35
3.2.1 <i>Il metodo POR</i>	35
3.2.2 <i>Il metodo a telaio equivalente</i>	36
3.3 GLI ELEMENTI STRUTTURALI NELLA MACROMODELLAZIONE	38
3.3.1 <i>Il pannello maschio</i>	39
3.3.2 <i>Il pannello fascia</i>	44
3.3.3 <i>La zona nodale rigida</i>	46
3.4 LE VERIFICHE SECONDO LE NTC	47
CAPITOLO IV: GLI AGGREGATI IN MURATURA	
4.1 GLI AGGREGATI EDILIZI	49
4.2 IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA	50
4.2.1 <i>Analisi storico-costruttiva dell'opera e rilievi strutturali</i>	51
4.2.2 <i>Caratteristiche geometriche</i>	51
4.2.3 <i>Rilievo geometrico e dettagli costruttivi</i>	52

4.2.4 <i>Quadro fessurativo e stato di danno della costruzione</i>	53
4.2.5 <i>Individuazione delle proprietà meccaniche dei materiali</i>	54
4.3 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	56
4.4 I MECCANISMI DI DANNO NEGLI AGGREGATI EDILIZI	58
CAPITOLO V: ANALISI DI UN CASO STUDIO IN ARSITA (TE)	
5.1 CENNI SUL TERREMOTO IN ABRUZZO DEL 2009	61
5.2 IL COMUNE DI ARSITA	65
5.2.1 <i>Cenni storici su Arsita</i>	67
5.2.2 <i>Evoluzione delle strutture insediative</i>	68
5.2.3 <i>Analisi urbanistico-architettonica</i>	71
5.2.4 <i>Perimetrazione degli aggregati e delle US</i>	74
5.2.5 <i>Vulnerabilità del costruito</i>	74
5.2.6 <i>Qualità delle murature</i>	77
5.3 ANALISI DELL'AGGREGATO OGGETTO DI STUDIO	78
5.3.1 <i>Caratteristiche morfologiche e strutturali</i>	78
5.3.2 <i>Rilievo dell'aggregato</i>	80
CAPITOLO VI: ANALISI NUMERICHE ED APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA	
PREMESSA	81
6.1 MODELLAZIONE COL METODO 3MURI	81
6.2 LE LINEE GUIDA PER I BENI CULTURALI	90
6.2.1 <i>Applicazione delle Linee Guida al caso studio</i>	91
6.3 COMPARAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI	96
CAPITOLO VII: PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO	
7.1 GLI INTERVENTI SULLE STRUTTURE IN MURATURA	98
7.2 APPLICAZIONE DEGLI INTERVENTI AL CASO STUDIO	98
CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI	104
BIBLIOGRAFIA	106

INTRODUZIONE

L'interesse allo studio delle strutture murarie in Italia nasce dalla constatazione che gran parte del patrimonio storico edilizio è costituito dalle costruzioni in muratura.

Mentre in ambito internazionale la muratura riveste ancora interessi di tipo progettuale, nel nostro paese ci si focalizza alla conservazione e all'adeguamento delle strutture esistenti.

Le problematiche più ricorrenti sono relative all'interpretazione di quadri fessurativi e meccanismi di danno, alla valutazione della sicurezza attuale e alla previsione dei suoi limiti temporali, alla progettazione di interventi di consolidamento legati ad una variazione dei carichi o dell'impianto o, ancora, al degrado.

Obiettivo generale della tesi è, quindi, porre l'attenzione alla questione dell'analisi della vulnerabilità sismica di aggregati edilizi, i quali caratterizzano la maggior parte dei borghi storici del nostro paese.

Il territorio italiano è ormai classificato come interamente sismico, pertanto l'analisi della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in muratura riveste un rilievo fondamentale, in particolare con riferimento alle tipologie abitative storiche caratteristiche dei secoli dal XVI al XIX, che risultano le più danneggiate in occasione di eventi sismici di una certa entità.

L'analisi del comportamento sismico di un aggregato in muratura esistente presenta notevoli difficoltà, già in fase di modellazione poiché la struttura si presenta in genere complessa, sia per la configurazione geometrica che per la stratificazione di diverse regole e tecniche costruttive che si sono susseguite nel tempo.

Lo studio, in particolare, propone una comparazione delle verifiche sismiche effettuate con l'ausilio di un software commerciale (3Muri) e quelle illustrate nelle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, che si fondano sull'analisi di un comportamento meccanico semplificato.

Di particolare interesse è la valutazione del grado di sicurezza offerto da una analisi semplificativa in correlazione ad una analisi computazionale che offre un grado di dettaglio certamente superiore, sottolineandone gli aspetti positivi ed evidenziando le criticità di entrambi i metodi.

Allo scopo si è scelto un aggregato edilizio ricadente nel comune di Arsita (TE), proponendo per esso, dopo una fase di analisi della sua vulnerabilità sismica mediante determinazione delle curve di spinta (pushover) con i due diversi metodi, delle indicazioni progettuali rivolte ad un possibile miglioramento /adeguamento sismico.

L'elaborato si compone di 7 capitoli.

Nei primi 3 capitoli sono state descritte le generalità sulle costruzioni in muratura, accennando allo sviluppo storico del "materiale" muratura e alle sue

caratteristiche intrinseche, nonché al comportamento delle costruzioni murarie e a possibili modellazioni strutturali.

Nel capitolo IV, invece, sono stati introdotti gli aggregati edilizi, indicando il percorso della conoscenza da affrontare per qualsiasi tipo di analisi strutturale da svolgere su un aggregato storico.

Corpo centrale del lavoro di tesi è costituito dai capitoli V e VI nei quali è stato presentato il caso studio affrontato, descrivendone lo stato di fatto e le sue caratteristiche morfologico-strutturali, nonché le analisi svolte per la determinazione delle curve di spinta rappresentative della capacità sismica dell'aggregato.

Col capitolo 7 si conclude l'elaborato, riportando i risultati ottenuti dall'applicazione delle metodologie presentate e gli eventuali sviluppi del lavoro di tesi.

CAPITOLO I: LE COSTRUZIONI IN MURATURA

1.1 CENNI STORICI ED EVOLUZIONE DEL QUADRO NORMATIVO

"S'intendono per costruzioni in muratura quelle nelle quali la muratura ha funzione portante. Esse devono presentare adeguate caratteristiche di solidarietà fra gli elementi strutturali che le compongono e di rigidezza complessiva secondo le indicazioni delle norme tecniche...", così esordisce la legge n.64 del 02.02.1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

La conoscenza delle strutture murarie, sebbene abbiano dato prova della loro capacità statica ed esibito la propria bellezza architettonica sin dall'antichità è, allo stato dell'arte, meno consolidata rispetto alle moderne tecniche delle costruzioni in cemento armato e delle carpenterie metalliche.

Le regole del costruito murario sono state sempre ricondotte a criteri formali, se non filosofici, si pensi ad esempio al lavoro di trattatisti dell'antichità classica come il Vitruvio.

Si riconosce generalmente nelle ricerche del De La Hire (1712) e del Couplet (1730) l'inizio degli studi sull'analisi limite pre-moderna, cioè una prima razionalizzazione dello studio delle murature secondo criteri scientifici.

Essi, per primi, posero la questione della ricerca del carico ultimo di collasso per il portale in muratura, considerato come un insieme di elementi rigidi.

L'idea di De La Hire era quella del cuneo, associata al meccanismo di collasso raffigurato in figura 1.1.

L'idea di Couplet era, invece, quella di considerare l'arco come un sistema di quattro leve incernierate. La posizione delle cerniere era basata su considerazioni empiriche e meccaniche.

Le ipotesi che, anche se non dichiaratamente espresse, accomunano queste due interpretazioni sono: la resistenza del materiale nulla a trazione ed infinita a compressione; la sua indeformabilità.

La differenza fondamentale che le distingue, invece, risiede nell'ipotesi relativa all'attrito: nel modello di De La Hire, si assume che i giunti tra i conci dell'arco siano perfettamente lisci e piani e che quindi non vi sia attrito; nel modello di Couplet, viceversa, si assume che la muratura abbia una resistenza per attrito sufficiente ad impedire lo scorrimento dei blocchi sui giunti. In questo caso, pertanto, la rottura può avvenire solamente per distacco dei blocchi associato ad una loro rotazione rigida intorno a punti all'intradosso o all'estradosso del portale. Mentre le ipotesi sulle resistenze a trazione e compressione e sull'indeformabilità del materiale costituiscono il riferimento fondamentale sul quale sono formulate tutte le teorie pre-elastiche, le ipotesi relative all'attrito verranno in seguito variamente discusse ed elaborate.

Il modello articolato del Couplet, ancora inesatto ed incompleto, fu ripreso dal Danisy e dal Frezier e, in seguito, dal Mascheroni il quale si dedicò particolarmente al calcolo delle cupole in muratura, definendo le forme strutturali più adatte all'uopo (ogivali).

Parallelamente a questo filone di ricerca, concentrato sul comportamento cinematico dell'arco e quindi sull'individuazione dei meccanismi di collasso, si sviluppa, sotto il fondamentale contributo di Coulomb, un diverso approccio al problema, di tipo statico.

In "Essai sur un application de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'Architecture", pubblicato nel 1773, egli studia l'equilibrio dell'arco considerando, per la prima volta in modo organico e compiuto, l'effetto dell'attrito del materiale. In questa pubblicazione la formulazione stessa del problema dell'arco, oltre alla sua risoluzione, viene mutata. Infatti, mentre gli autori precedenti si proponevano di determinare la figura o le dimensioni dell'arco affinché le sollecitazioni corrispondessero ad un prefissato schema statico, ritenuto ottimale, Coulomb si prefigge di determinare le sollecitazioni che insorgono in un arco di assegnate dimensioni e proporzioni.

In un certo senso il suo lavoro è rivolto più alla verifica delle strutture murarie che alla semplice definizione di criteri progettuali.

Con la nascita della Scienza delle Costruzioni, in un primo tempo i principi di questa teoria (Teoria dell'elasticità) vengono accolti nello studio delle strutture murarie solo molto parzialmente, mentre nella seconda metà dell'Ottocento si apre una fase nella quale si tenta di applicarne integralmente gli strumenti, si pensi agli studi del Poncelet rivolti al problema della stabilità degli archi in muratura.

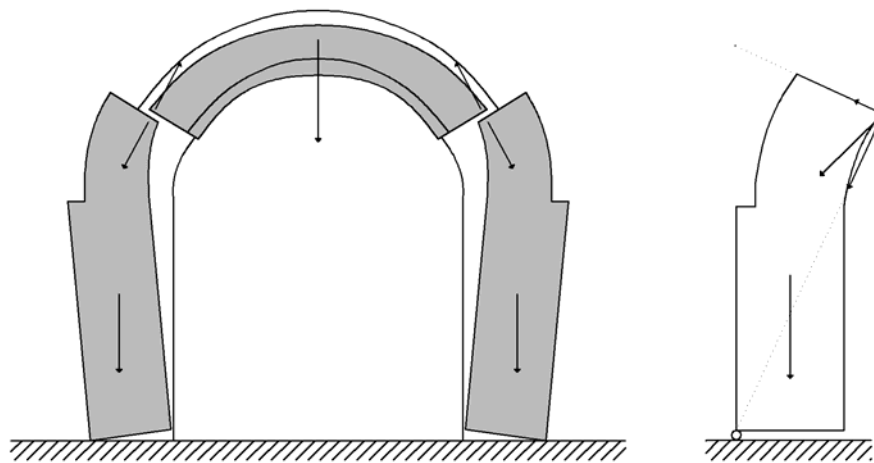


Figura 1.1 Equilibrio limite del portale secondo De la Hire

Poiché la Scienza delle costruzioni si proponeva l'obiettivo di valutare lo stato tensionale nel solido "ideale", lo studio della muratura fu quasi del tutto abbandonato in favore dei nuovi materiali (es. cemento armato) che meglio si prestavano alla trattazione teorica, ad eccezione di alcuni studi del Castellano.

In un certo senso, le strutture in muratura, dopo secoli di funzionamento, sembrano essere abbandonate e così anche gli studi e le trattazioni per la determinazione di un modello di calcolo teorico effettivamente rispondente alle loro peculiarità.

Lo studio sarà ripreso sporadicamente con il succedersi di eventi catastrofici dovuti a terremoti in Calabria (1783), Liguria (1887) e Messina (1908) ma si limiterà a fornire prescrizioni sulle modalità costruttive, con disposizioni volte ad evitare l'utilizzo di solai in legno o ferro semplicemente appoggiati che rendono le murature particolarmente vulnerabili al ribaltamento delle pareti e il rispetto di limiti di altezza dell'edificio.

Si continuava, comunque, ad ignorare la verifica numerica delle strutture soggette all'azione del sisma; solo nel 1981, a seguito del terremoto che devastò l'Irpinia (1980) furono emanate norme indirizzate in tal senso, anche se limitate alla manutenzione e rafforzamento delle strutture danneggiate.

La prima norma che preannuncia l'emanazione di uno specifico decreto sulle costruzioni in muratura è la legge 64 del 1974, ma bisognerà aspettare ben 13 anni per vederne la luce (D.M. 20.11.87).

Il XXI secolo si è aperto con un periodo di forte instabilità normativa. L'ordinanza 3274 del Marzo 2003, i cui aspetti formali sono stati oggetto di forti critiche per il mancato rispetto della struttura normativa introdotta dalla legge 64 del 1974 (in base alla quale è il Ministero dei LL.PP. ad avere il compito di emanare ed aggiornare le normative specifiche), ha subito rilevanti integrazioni e modifiche fino alla versione finale (OPCM 3431) che ha introdotto sostanziali innovazioni.

Essa impone come unico metodo di verifica quello agli Stati limite e introduce una quarta zona sismica, rendendo di fatto tutto il territorio italiano come zona sismica, sia pure con limitate aree a bassissima sismicità.

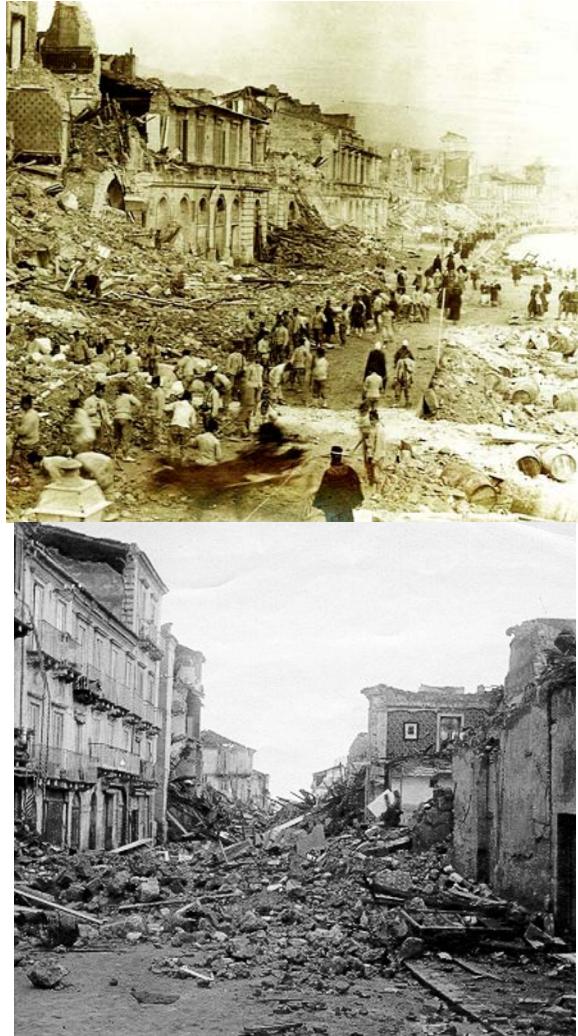


Fig 1.2 Terremoti di Messina (1908) e dell'Irpinia (1980)

L'attuale normativa, NTC08, emanata con il DM 14.01.2008, nasce con l'obiettivo di riorganizzare il quadro normativo in un Testo Unico, recependo gli eurocodici (per la muratura l'Eurocodice 6), indicati come norme utilizzabili in Italia e permettendo l'utilizzo del metodo alle Tensioni ammissibili, cui la progettazione era fortemente ancorata fino agli inizi del 2000, per le costruzioni di tipo 1/2 e Classe d'uso I/II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4.

Il riferimento normativo nazionale è quindi costituito dalle NTC08 che dedicano alle costruzioni in muratura le seguenti sezioni:

- cap.4, Costruzioni civili ed industriali, paragrafo 4.5;
- cap.7, Progettazione per azioni sismiche, paragrafo 7.8;
- cap.8, Costruzioni esistenti;
- cap.11, Materiali e prodotti per uso strutturale, paragrafo 11.10.

Di particolare importanza è la sezione dedicata alle costruzioni esistenti, che appare tuttavia poco dettagliata, rendendo necessario attingere alla Circolare

esplicativa del 02.02.2009, la quale non assume il mero compito di chiarimento ma anche “impropriamente” di integrazione.

Fondamentali sono le appendici alla circolare sopra citata, di cui la C8A.2 (Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature), C8A.3 (Aggregati edilizi) e la C8A.4 (Analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura).

Inoltre, nel caso frequente di edifici appartenenti al patrimonio storico, si può far riferimento alle Linee Guida contenute della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

1.2 LA CLASSIFICAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Si premette che una classificazione semplice è possibile a condizione di limitarla alla cosiddetta edilizia ordinaria, mentre edifici speciali, destinati a funzioni religiose o civiche, si sottraggono a tale possibilità.

La distinzione classica è stata proposta dal Pagano. Essa assume come fattore classificante il comportamento dell’edificio sotto l’azione dei carichi verticali ma, secondo alcuni autori (Calderoni, Ghersi, Lenza) risponde bene anche ad un aggiornamento che consideri il comportamento sotto azioni orizzontali. Sostanzialmente ripercorre in ordine cronologico lo sviluppo delle costruzioni murarie, ridotte a tre classi fondamentali:

- **I Classe:** Edifici con struttura esclusivamente in muratura, per definizione incapace di resistere a trazione, e quindi in cui i carichi vengono sopportati generalmente in regime di compressione eccentrica.

Gli orizzontamenti sono costituiti da schemi spingenti (archi, volte), spinte che determinano azioni ribaltanti sulle pareti perimetrali necessariamente assorbite dalle membrature verticali, le quali si presentano continue dalle fondazioni alla copertura.

Presentano un sistema fondale “a tela”, cioè che riproduce sul piano delle fondazioni la trama della scatola muraria, sensibilmente ingrossata, senza le discontinuità tra fondazione ed elevazione tipiche degli edifici in cemento armato o in acciaio.

Ciò implica che queste costruzioni siano particolarmente sensibili ai cedimenti fondali che comportano fessurazioni estese su tutta la verticale.

Il comportamento strutturale è largamente influenzato dalla presenza delle volte e degli archi, dando origine a spinte approssimativamente equilibrate nelle pareti interne, ma che tendono a ribaltare verso l’esterno le pareti perimetrali della scatola muraria.

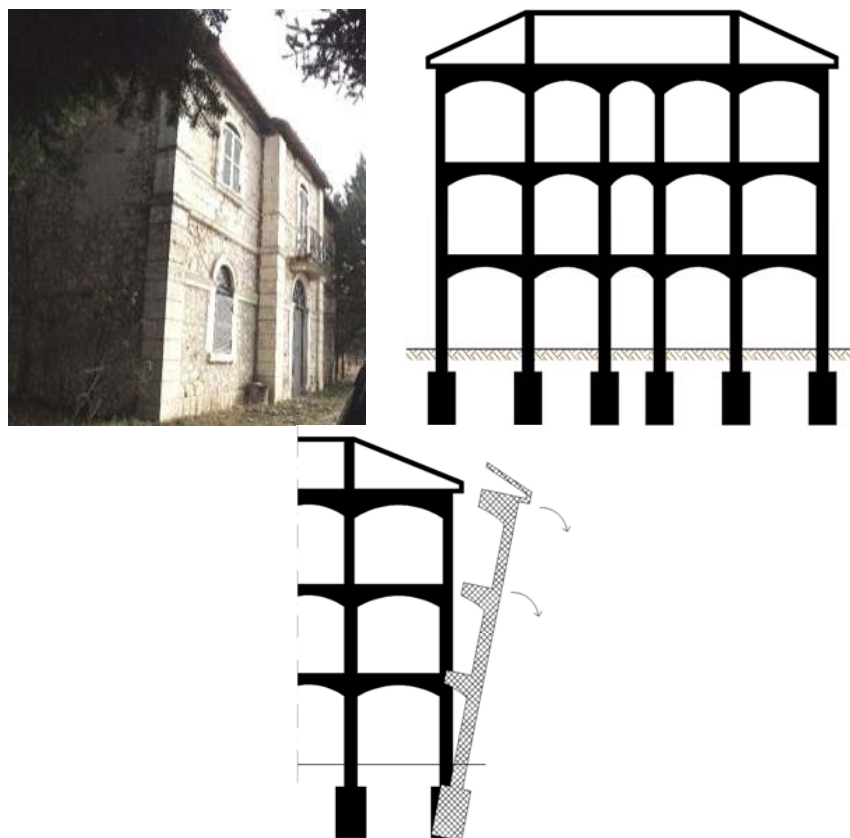


Fig. 1.3 Prospetto, sezione e patologia di un edificio della I classe

Il cinematismo risulta essere smorzato dalla presenza di pareti trasversali, purchè efficacemente ammortate in quelle perimetrali.

Tale fenomeno comporta la progressiva rottura delle croci di muro, cui si soleva porre rimedio mediante l'introduzione di barbacani di sostegno o con l'introduzione di catene.

L'impalcato voltato, inoltre, non permette una distribuzione delle azioni orizzontali tra le sezioni resistenti in proporzione alla loro rigidezza.

Le pareti si comportano approssimativamente come un sistema di mensole indipendenti poiché le fasce di piano non permettono un comportamento a telaio della parete.

In questa tipologia rientra gran parte delle costruzioni antiche.

- **II Classe:** Edifici con strutture verticali in muratura ed orizzontamenti con solai isostatici in legno o in ferro (fine 800), poggiate in asole della muratura ad intervalli funzionali, che sostengono per flessione e taglio i carichi ai vari orizzontamenti. Non sono più presenti le spinte degli impalcati per cui si rilevano spessori dei muri più contenuti e un maggior numero di piani.

La struttura verticale risulta essere staticamente autonoma.

Orizzontamenti e struttura muraria sono due sistemi strutturali indipendenti che si trasmettono solo le azioni verticali; la scatola muraria ha una tendenza di movimento ad aprirsi "a carciofo" per via dell'effetto ribaltante dovuto

all'eccentricità dei muri perimetrali che risegano verso l'interno e delle spinte delle piattabande dei vani, mentre i solai hanno effetti stabilizzanti sulle pareti da essi caricate (si evidenzia come i terremoti che hanno colpito questa tipologia hanno prodotto numerosi crolli delle pareti perimetrali non caricate da solai, che anzi in molti casi appaiono ancora in sede).

L'assetto unidirezionale degli impalcati non permette di caricare uniformemente le pareti, aspetto che può influire sull'integrità delle croci di muro che, ancora una volta, consentono di contenere il ribaltamento delle pareti perimetrali.

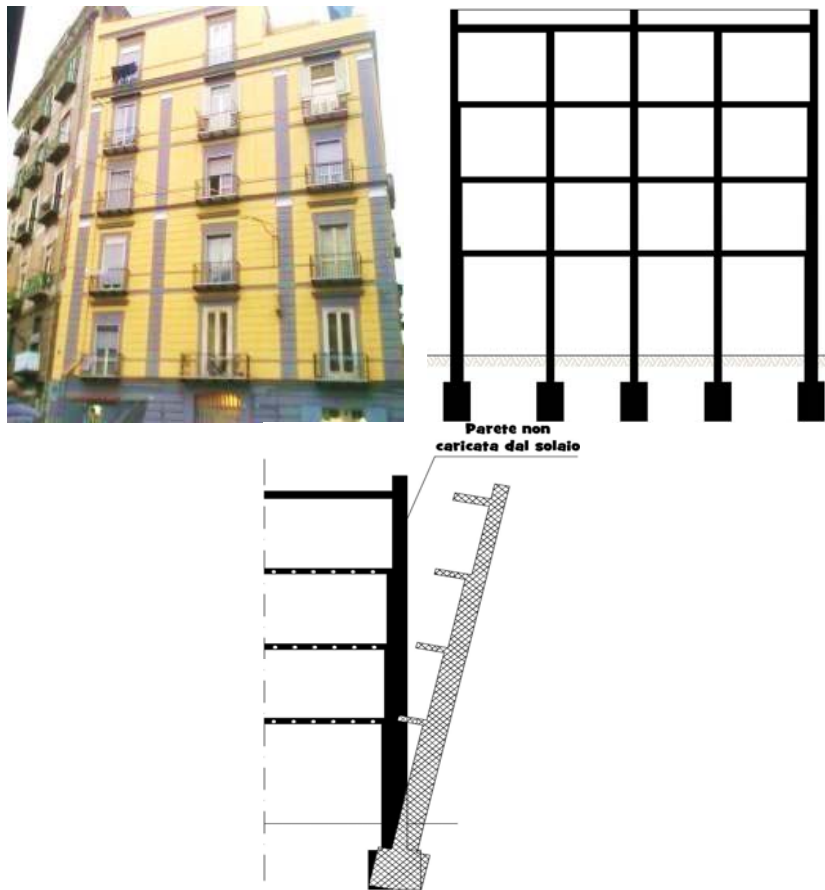


Fig. 1.4 Prospetto, sezione e patologia di un edificio della II classe

- **III Classe:** Edifici costituiti da sostegni verticali in muratura ed impalcati costituiti da lastre continue in conglomerato cementizio (eventualmente alleggerito con laterizi o nervato con profili in acciaio) racchiuse e solidali al perimetro con cordoli in cemento armato.

I cordoli hanno la funzione di impedire spostamenti relativi tra le pareti ed impongono una congruenza tra le rotazioni di quest'ultime e dei solai.

In realtà l'introduzione del cordolo, opportunamente armato con ferri longitudinali e staffe, non fu un'intuizione ingegneristica, ma nacque essenzialmente per la necessità di interrompere la continuità delle murature per poter effettuare il getto del conglomerato cementizio al piano desiderato.

Anche per le piattabande era solito creare una modesta trave in cemento armato ben ammassata nelle spalle dei vani, a volte estesa per tutta la dimensione del piano determinando un benefico confinamento delle fasce di piano tra elementi tensoresistenti.

La fascia di piano determina una configurazione “a telaio” della parete in cui essa definisce il traverso, il maschio murario costituisce il ritto e le zone confinate dai due elementi determinano i nodi rigidi della struttura.

Il comportamento strutturale è notevolmente migliorato rispetto alle classi precedenti, non vi sono più effetti spingenti, le pareti di facciata sono efficacemente ammassate a quelle trasversali e la rigidità dell’impalcato consente di distribuire uniformemente le azioni sismiche tra le pareti, favorendo un comportamento d’insieme.

Lo sviluppo di questa tipologia strutturale risale ai primi decenni del ‘900 in conseguenza della nascita della tecnologia del cemento armato.

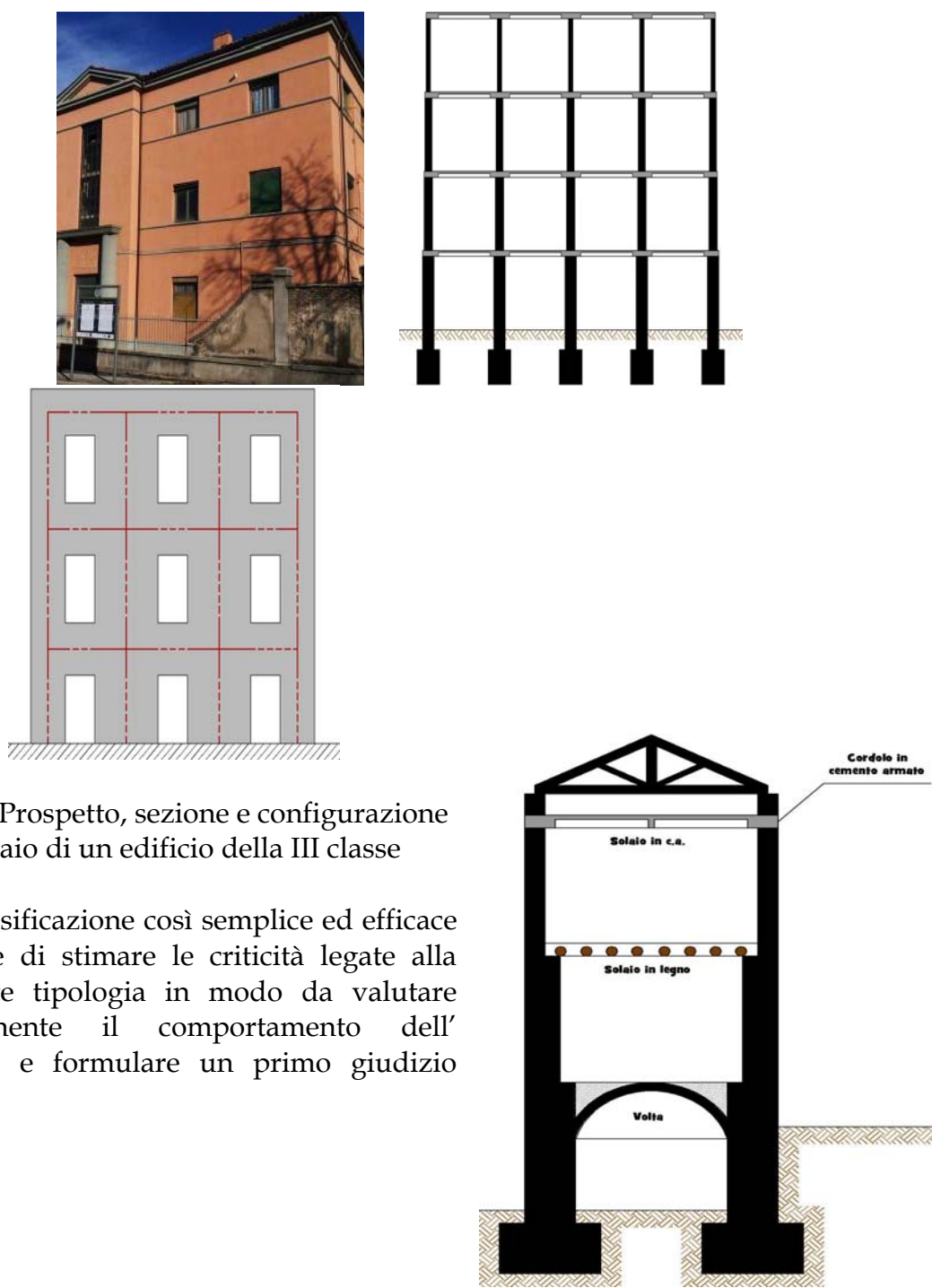


Fig. 1.5 Prospetto, sezione e configurazione a telaio di un edificio della III classe

Una classificazione così semplice ed efficace permette di stimare le criticità legate alla differente tipologia in modo da valutare speditamente il comportamento dell’edificato e formulare un primo giudizio

relativo alla sua vulnerabilità alle azioni sismiche.

Appare chiaro che le classi rappresentate siano da considerare come “ideali”, nel senso che la realtà del costruito è più complessa comportando che all’interno di uno stesso edificio possano essere presenti elementi riconducibili a differenti classi (come riportato nella figura a lato).

I centri storici, infatti, sono fortemente stratificati, ma ciò comunque non toglie efficacia alla classificazione perché le criticità tipiche di ciascuna tipologia possono coesistere nel medesimo edificio.

Fig. 1.6 Rappresentazione di un edificio stratificato

1.3 LA STORIA DELLE TIPOLOGIE MURARIE E LE POSSIBILI CLASSIFICAZIONI

Volendo dare una definizione morfologica possiamo dire che una muratura è un sistema costruttivo costituito da blocchi di elementi lapidei (naturali o artificiali) più o meno articolati, uniti o meno da un legante (calce).

La muratura è la tecnica costruttiva più antica e diffusa, sviluppatasi circa ottomila anni fa, insieme a quella delle costruzioni in legno.

Con questa semplice accezione vengono inglobate tecniche assai diverse per tipo e forma dei materiali e per modalità costruttive.

La variabilità è evidente se si tengono in conto i diversi fattori che la caratterizzano, quali la composizione degli elementi e delle malte (se utilizzate), le modalità di assemblaggio dei componenti, l’epoca storica di realizzazione e l’area geografica di appartenenza.

Esaminando le tipologie murarie storiche è evidente la varietà dei sistemi costruttivi che si raccolgono sotto il termine “muratura”.

In un primo tempo sono state realizzate murature a secco, semplicemente sistemando le pietre sbozzate le une sulle altre, talvolta usando anche blocchi irregolari e di grandi dimensioni, come nelle murature ciclopiche poste a difesa dei centri abitati. Parallelamente, nelle regioni dove non era possibile estrarre la pietra per costituire i blocchi da costruzione, si sviluppano tecniche di costruzione del muro con mattoni in laterizio.

Ai tempi della civiltà mesopotamica, essi erano realizzati con un composto di argilla e paglia posizionato in un’apposita forma e lasciato essiccare al sole; la cottura dell’impasto permetteva di ottenere dei blocchi di laterizio ben più resistenti tant’è che tale tecnica costruttiva è giunta fino ai nostri giorni.

La scoperta della calce, attribuita agli Etruschi, consentì di evolvere la tecnica costruttiva del muro in mattoni o in pietra e di dar vita a murature più compatte, grazie all’effetto legante della malta.



Fig 1.7 Esempio di muratura a secco e in mattoni con malta di calce

La compattezza del muro di un edificio aveva come scopo sia quello di creare un ambiente interno isolato da quello esterno, sia quello di distribuire in maniera il più possibile regolare le forze di compressione agenti sul muro stesso.

Anche i romani sviluppano particolari tecniche per la realizzazione dei paramenti murari. La cosiddetta tecnica dell' "opus" si contraddistingueva per diverse modalità esecutive e tessiture murarie: **opus quadratum**, blocchi squadriati tagliati a parallelepipedo disposti a strati alternati, uno per lungo e uno per largo a formare una struttura regolare, **opus caementicium**, consistente in un mix di pietrame e malta, **opus incertum**, pietre disposte casualmente nella malta, ma con facce principali all'esterno, **opus reticulatum**, pietre a base quadrata disposte in diagonale, **opus latericium** o testaceum, tessitura caratterizzata dall'uso di mattoni d'argilla cotti al sole e legati con malta, **opus mixtum**, conformazione rispondente a quella dell'opus reticulatum con spigoli in mattoni.



Fig 1.8 opus quadratum; opus caementicium; opus incertum;
opus reticulatum; opus latericium; opus mixtum

In epoca imperiale divenne, poi, tipica la muratura in laterizio e conglomerato, costituita da due paramenti esterni in pietra o in mattoni, l'uno parallelo all'altro, atti a creare un'intercapedine all'interno della quale si inseriva in strati un composto molto resistente, formato da frammenti lapidei irregolari (caementa) amalgamati con malta di calce o di pozzolana. I paramenti fungevano da cassaforma a perdere, controllando la geometria del muro, mentre il conglomerato rappresentava la parte resistente della muratura.

Nel medioevo, invece, trova diffusione la costruzione della muratura in piccoli conci di laterizio o pietra allettati con malta.

In questa estrema varietà di tipologie e tecniche murarie, è tuttavia possibile riconoscere alcuni aspetti caratteristici e ricorrenti. In particolare, è utile riconoscere due grandi famiglie di costruzioni in muratura: le costruzioni massive, il cui comportamento meccanico è strettamente connesso con la massa della struttura e i cui elementi strutturali sono prevalentemente tridimensionali e gli organismi murari costituiti da insiemi di elementi piani bidimensionali (pareti e volte) e monodimensionali (pilastrini e colonne).

La varietà delle strutture murarie non risiede unicamente nei tipi di muratura impiegati ma anche nelle numerosissime morfologie murarie che contraddistinguono l'edificato storico: archi, cupole, volte, pareti, contrafforti.

Geograficamente, i diversi sistemi costruttivi possono essere influenzati dalla reperibilità della materia prima e dalle azioni tipicamente presenti sul territorio. Facendo riferimento alla sola Italia, si osserva per esempio come i materiali impiegati differiscano notevolmente da regione a regione. Se nelle aree alpine il materiale prevalente è la pietra a secco, nelle regioni padane, dove il terreno argilloso è di origine sedimentaria, prevale il laterizio. Al Sud, si trova invece una prevalenza di costruzioni in pietra o in tufo.

La presenza di azioni sismiche, poi, imponendo alle costruzioni di resistere non solo ai carichi verticali ma anche, periodicamente, a forze orizzontali, ha influenzato tecniche e tipologie murarie. Se in paesi in cui il terremoto è un evento raro le murature non presentano caratteri costruttivi e tipologici specifici per resistere alle azioni orizzontali, in regioni notoriamente sismiche le costruzioni sono caratterizzate, spesso, da accorgimenti tipologico-costruttivi finalizzati a rendere la struttura meno vulnerabile.

1.4 CARATTERISTICHE DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA

Un aspetto fondamentale distingue le costruzioni lapidee da tutte le altre: la muratura non può essere considerata un materiale ma va, piuttosto, assimilata a una struttura. L'acciaio, l'alluminio, le materie plastiche, sono materiali propriamente detti, con caratteristiche omogenee; persino i conglomerati cementizi ed il legno possono considerarsi tali in quanto, pur essendo naturalmente eterogenei, presentano composizione pressoché uniforme e coesione diffusamente costante dei componenti; lo stesso cemento armato presenta caratteristiche di pseudo-omogeneità che possono farlo considerare un materiale, in quanto le parti che lo costituiscono hanno composizione predeterminata e sono accoppiate in maniera ben definita.

Al contrario la muratura è un sistema costituito da più elementi il cui assemblaggio può variare, non solo da muro a muro, ma anche tra due punti adiacenti dello stesso manufatto, trattandosi di un prodotto artigianale. L'impossibilità di considerarla come un materiale vero e proprio non è legata alla differente qualità che può caratterizzare la malta o gli elementi lapidei, ma a fattori come la geometria dell'assemblaggio e le modalità di posa in opera, difficilmente controllabili.

È l'organizzazione dei componenti il fattore che ne determina la sostanziale differenza: diversa disposizione dei blocchi, differente spessore dei cementi di malta, sono soltanto due delle variabili aleatorie che possono distinguere, profondamente, murature realizzate con gli stessi materiali.

Le prerogative delle costruzioni in muratura si possono così riassumere:

- buon isolamento termo-acustico;
- ottima resistenza al fuoco e agli agenti chimici;
- pregio estetico;
- spese di manutenzione molto contenute;
- semplicità di costruzione;

- elevata durabilità;
- costo contenuto dei materiali;
- esigenza di manodopera non particolarmente specializzata.

I principali limiti delle costruzioni lapidee sono, invece:

- resistenza a trazione quasi nulla;
- resistenza a compressione notevolmente inferiore a quella di altri materiali
- duttilità limitata;
- ridotta resistenza in presenza di carichi ciclici.

La strenua ricerca di relazioni in grado di fornire le caratteristiche meccaniche del materiale muratura (sulla base di risultati sperimentali), ha messo in luce che i parametri fisico-chimici e meccanici da cui dipende l'interazione tra unità lapidee e giunti di malta sono riferibili ai seguenti fattori:

Proprietà degli elementi lapidei:

- resistenza a compressione e a trazione, in regime di sforzo mono-assiale e pluri-assiale;
- moduli di elasticità, duttilità e creep;
- caratteristiche superficiali (rugosità);
- caratteristiche di assorbimento dell'acqua;
- gelività e resistenza agli agenti chimici;
- variazioni di volume conseguenti a umidità, temperatura e reazioni chimiche;
- peso, forma, distribuzione dei fori (negli elementi artificiali).

Proprietà della malta

- resistenza a compressione e comportamento in regime di sforzo pluri-assiale;
- moduli di elasticità, duttilità e creep;
- caratteristiche di aderenza;
- lavorabilità, plasticità e capacità di trattenere l'acqua.

Modalità di costruzione

- geometria e disposizione degli elementi lapidei;
- riempimento dei giunti di testa;
- rapporto tra spessore dei giunti e dimensioni degli elementi lapidei;
- artigianalità della posa in opera;
- disuniformità degli spessori (connessa alla lavorabilità della malta e alle variazioni dimensionali degli elementi lapidei).

1.5 CARATTERISTICHE DELLE MALTE PER MURATURA

La malta ha la funzione di distribuire il carico delle parti soprastanti sull'intera sezione orizzontale del muro, compensando le asperità delle superfici d'appoggio dei blocchi.

I leganti usati nella confezione delle malte sono:

- le calci aeree

- le calci idrauliche
- il gesso
- il cemento

Le calci sono prodotti della decomposizione dei calcari per azione del calore, per cottura o calcinazione. Hanno come principale costituente l'ossido di calcio e si distinguono in calci aeree e calci idrauliche a seconda che la presa avvenga solo all'aria o anche in acqua. Il cemento è un legante ottenuto per macinazione di clinker e gesso in quantità tali da regolare il processo di presa.

Il clinker è ottenuto dalla cottura di miscele di calcare e argille e altri minerali ed è quindi composto da silice, ossidi di alluminio, di ferro, di calcio in opportune proporzioni variamente composti tra di loro.

La sabbia, che costituisce l'ossatura della malta, entra in questa nella proporzione del 65-70% del volume. E' costituita da piccolissime particelle di minerali o ghiaie sminuzzate da fiumi e onde marine, oppure proviene da macinazione di rocce, in maniera artificiale.

Ha il compito di aumentare il volume dell'impasto, facilitare la penetrazione dell'anidride carbonica nella miscela (buona presa e buon indurimento) e ridurre l'entità del ritiro. Per le murature è usata una sabbia grossa di dimensione compresa tra 0,5 e 1 mm. Minore è la quantità di acqua presente nell'impasto, maggiori saranno le proprietà dell'impasto, ma minore è la sua lavorabilità.

In base alla natura del legante le malte si distinguono in:

- malte aeree
- malte idrauliche
- malte bastarde o composte

Secondo le NTC08 si distinguono malte a prestazione garantita e a composizione prescritta.

La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M correlata da un numero che indica la resistenza a compressione fm espressa in N/mm².

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm ²	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm ² dichiarata dal produttore						

Fig 1.9 Classi di malta a prestazione garantita

Le classi di malte a composizione prescritta, invece, sono definite in rapporto alla composizione in volume.

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8	Cementizia	2	--	1	8	--
M 12	Cementizia	1	--	--	3	--

Fig 1.10 Classi di malta a composizione prescritta

1.6 ATTIVITÀ SPERIMENTALI SULLE MURATURE

Le esperienze sulle murature sono state condotte a partire dagli anni '50, definendo un riferimento metodologico per la sperimentazione. Queste esperienze, che rappresentano la "modernità" della sperimentazione sulla muratura, si sviluppano principalmente negli Stati Uniti e in Gran Bretagna e sono connesse a specifiche applicazioni edilizie della muratura in quei paesi.

Le prime attività sperimentali moderne, condotte e pubblicate negli Stati Uniti alla fine dei anni '60, sono relative alla modalità di rottura e alla valutazione della resistenza a compressione della muratura. In particolare, l'obiettivo era quello di definire un metodo per determinare la resistenza a compressione della muratura a partire dalla conoscenza delle proprietà meccaniche dei suoi materiali costituenti (Hilsdorf 1969) per la valutazione della capacità portante della strutture murarie a partire dalla sola conoscenza (ottenibile con prove semplici e ripetibili) delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati. Insomma si cercava di definire un metodo normato che fosse indipendente dalla realizzazione manuale della muratura, difficilmente valutabile in modo quantitativo.

La definizione di standard di riferimento per le nuove costruzioni e l'ottimizzazione del materiale per la minimizzazione dei costi, infatti, è sempre stato considerato un problema significativo per lo sviluppo edilizio americano. Particolare attenzione è stata data alla definizione e alla valutazione dei parametri che possono influenzare il comportamento e la resistenza a compressione di una parete muraria, come l'influenza del tipo di malta (Drysdale 1979), dello spessore dei giunti principali (Francis 1970, Drysdale 1979) e la valutazione dell'effetto dei giunti verticali (Francis 1970).

Parallelamente si iniziano a sviluppare, all'inizio degli anni '70, una serie di prove per definire la resistenza e la modalità di rottura a taglio delle pareti murarie. Questo tipo di prove nasce, in primo luogo, dall'esigenza di valutare il comportamento sismico della muratura e la sua resistenza alle azioni orizzontali.

Il problema fondamentale che viene affrontato è quello della valutazione della resistenza a taglio di una parete muraria (Stafford Smith 1971, Page 1978,

Atkinson 1987). Si evidenzia come uno dei temi fondamentali nell'ambito di queste ricerche sia la valutazione del rapporto tra sforzo normale a compressione e resistenza a taglio della muratura.

Scarse erano invece le sperimentazioni volte a definire la resistenza a trazione della muratura.

Se l'obiettivo primario della sperimentazione rimaneva la progettazione, la mutazione dei metodi di progetto richiedeva nuove esigenze conoscitive. Al posto dei valori assoluti di resistenza della muratura, utili in una schematizzazione di progetto per macroelementi, si inizia a porre il problema della definizione della curva stress-strain e dei domini limite per la muratura. Inoltre, si inizia a discutere dell'effetto di diversi percorsi di carico e del comportamento della muratura sotto stati ciclici di tensione biassiale. L'obiettivo primario, in sostanza, risulta essere la definizione di relazioni costitutive per le analisi numeriche.

All'inizio degli anni '90, quando numerosi metodi per la definizione delle relazioni costitutive della muratura iniziano a fondarsi sulle esperienze condotte nell'ambito della Meccanica della frattura, si inizia a porre la questione di definire l'energia di frattura della muratura. Le esperienze più significative, in tal senso, sono condotte in Olanda da Van Der Pluijm nell'ambito di un progetto nazionale per la promozione del materiale nell'edilizia comune (Van Der Pluijm 1993).

In Italia, nel frattempo, soprattutto in relazione alle problematiche della conservazione, si inizia ad affermare la necessità di prove sperimentali su murature storiche.

Ad oggi il progresso teorico e la possibilità di effettuare calcoli computazionali complessi hanno permesso di comprendere meglio, dal punto di vista numerico, il comportamento delle strutture in muratura. Sono nati metodi di calcolo piuttosto raffinati volti per lo più alla valutazione del comportamento sismico di strutture esistenti; i metodi, differenti per tipologia di analisi, sono per lo più incentrati sulla valutazione degli spostamenti in condizioni ultime con analisi statiche non lineari (analisi pushover), rapportandoli agli spostamenti che cimentano la struttura durante il sisma, in modo da poterne giudicare il grado di sicurezza.

1.7 IL LEGAME COSTITUTIVO DELLE MURATURE

Le caratteristiche meccaniche ed elastiche, descritte nella letteratura, non sono quasi mai fruibili perché fortemente influenzate dalle modalità di prova con cui sono state ottenute. La loro valutazione è un problema estremamente complesso in quanto l'analisi delle pareti richiede la conoscenza delle tensioni di rottura e del modulo elastico del materiale. Anche con metodologie di calcolo raffinate ed affidabili, permane l'aleatorietà dovuta all'ignoranza sul materiale.

Il conseguimento di risultati attendibili dipende, invece, solamente dalla possibilità di effettuare campagne di prova sperimentali sulla muratura

impiegata (o che si intende impiegare) per la costruzione, in modo da poter contare su valori affidabili delle caratteristiche meccaniche ed elastiche.

Molti autori hanno cercato di definire un legame costitutivo in funzione di differenti stati di sollecitazione, tuttavia ai fini applicativi è interessante la trattazione del comportamento in compressione uniassiale. Esso è condizionato notevolmente dalla deformabilità della malta utilizzata, che consente di raggiungere deformazioni plastiche prima della rottura, mentre in parte minore dalla qualità degli elementi lapidei, che presentano legami pressoché lineari.

Esaminando un tipico comportamento qualitativo di malta e di laterizio sottoposti a prova uniassiale (schematizzato in figura 1.11), si nota come entrambi i materiali presentino resistenza discreta a compressione ma, mentre il laterizio esibisce comportamento pressoché lineare, modulo elastico maggiore e rottura quasi fragile, la malta presenta comportamento non lineare, modulo elastico sensibilmente minore e una marcata duttilità.

Il materiale muratura, realizzato mediante assemblaggio dei due componenti, presenta un legame costitutivo pressoché intermedio caratterizzato da una legge non lineare e una resistenza a compressione intermedia.

Queste strutture, dunque, non possono essere analizzate in ambito lineare, ma occorre necessariamente rifarsi all'ambito della non linearità meccanica, cioè al campo plastico.

Il limite del comportamento elastico si raggiunge con l'inizio della parzializzazione della sezione, ma tale fenomeno per un materiale dotato di resistenza a trazione ridottissima si manifesta per valori di carico molto bassi (i dati sperimentali disponibili indicano una resistenza a trazione compresa tra il 2% e il 7% di quella a compressione); per non sottovalutare le capacità portanti della struttura è necessario estendere l'analisi anche al campo plastico.

Il modo più elementare per tenere conto della duttilità del materiale è quello di schematizzare il legame costitutivo σ - ϵ con una bilatera elastica-perfettamente plastica, costituita da un primo ramo lineare (rappresentativo del comportamento elastico) e da un secondo tratto costante che simula la duttilità in campo plastico.

In alternativa alla bilatera vi sono differenti modellazioni analitiche proposte da alcuni autori, purtroppo sempre influenzate dalle specificità del materiale analizzato.

Sottoponendo a compressione monoassiale campioni di muratura (in direzione perpendicolare ai giunti di malta), ad esempio, si ottengono sperimentalmente curve σ - ϵ del tipo di quella indicata in figura 1.11 che Turnsek-Cacovic hanno ricavato provando 57 pannelli aventi dimensioni 270x100x(25-30)cm, realizzati con mattoni e malta di calce o di cemento.

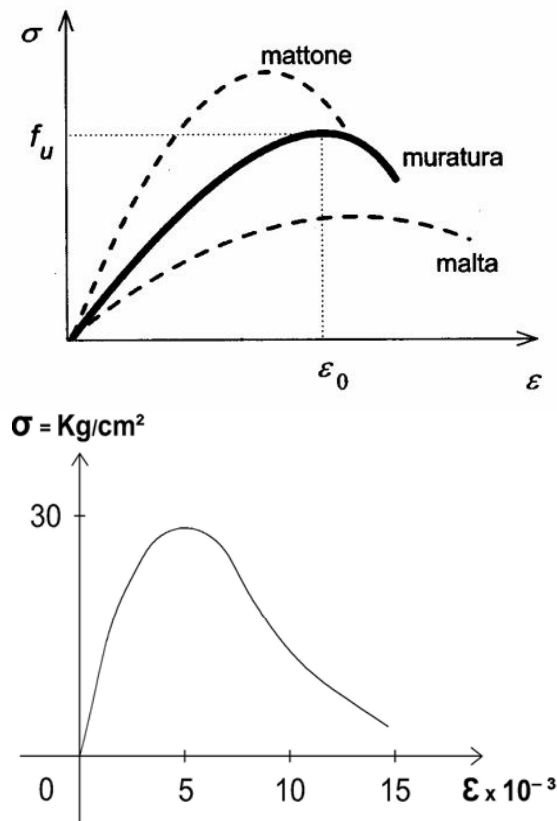


Fig 1.11 Legame costitutivo qualitativo delle murature e quello ricavato da Turnsek-Cacovic (1970)

Data la spiccata anisotropia del materiale, le sue caratteristiche elastiche andrebbero definite attraverso l'individuazione di molteplici parametri.

La modellazione del materiale può ottenersi seguendo due strade:

- considerando un modello bifase costituito da giunti di malta ed elementi lapidei, ciascuno con la propria deformabilità e resistenza;
- esaminando porzioni finite di muratura, caratterizzandole con parametri rappresentativi del comportamento globale.

Il primo modello, teoricamente più aderente al comportamento reale, risente fortemente di fattori locali difficilmente parametrizzabili; il secondo, invece, consente di cogliere il comportamento globale del materiale muratura e di poter applicare ad esso i metodi della Meccanica del continuo, semplificando notevolmente le procedure di analisi.

Tale modellazione, conducendo a un materiale idealmente omogeneo e isotropo, consente di ridurre a due le costanti di elasticità (E-G), ma permette anche di determinare i loro valori medi attraverso prove sperimentali su pannelli; i dati reperibili in letteratura fanno generalmente riferimento a questo metodo.

Il valore del modulo di elasticità normale E viene ottenuto tramite prove di compressione monoassiale su prismi o muretti; esso viene utilizzato anche per valutare le sollecitazioni da taglio e flessione, anche se tale operazione non è

propriamente corretta poiché le diverse sollecitazioni inducono differenti stati tensionali.

In ogni caso il modulo elastico risulta funzione dello stato tensionale: più autori hanno fornito espressioni analitiche nel tentativo di rappresentare tale dipendenza. Turnsek e Cacovic, ad esempio, hanno ritenuto che il modulo di elasticità normale dipenda pressoché linearmente dalla resistenza a compressione della muratura ($E=1460 \times f_k$).

Quanto esposto dimostra ancora una volta l'aleatorietà dei valori per le strutture murarie. In base alle NTC 08 le proprietà fondamentali in funzione delle quali si caratterizza una muratura sono:

- la resistenza caratteristica a compressione f_k ,
- la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} (in alcune parti della norma indicata anche con τ_0)
- il modulo di elasticità normale secante E
- il modulo di elasticità tangenziale secante G

Le resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel capitolo 11 delle NTC08 (11.10.5), dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli elastici.

La resistenza caratteristica a taglio in presenza di sforzo assiale può essere ricavata in funzione della resistenza f_{vk0} e del valore della tensione normale media dovuta ai carichi verticali σ_n con la relazione $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_n$

In via approssimata possono, inoltre, stimarsi i moduli elastici pari ad $E = 1000 \cdot f_k$ e $G = 0.4 \cdot E$.

Queste indicazioni sono valide per le nuove costruzioni ma difficilmente applicabili a quelle esistenti per le quali occorre riferirsi all'appendice C8A della circolare esplicativa delle NTC08, in cui si cerca di sintetizzare il vasto e variegato assortimento morfologico delle murature (tabella 1.1).

I valori indicati nelle prime 6 righe della tabella sono relativi alle murature storiche.

Essi sono riferiti alle condizioni di malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte.

Per ognuna di essa vengono forniti i valori minimi e massimi dei parametri meccanici.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tab 1.1 Valori di riferimento dei parametri meccanici

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche possono essere incrementate attraverso coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella tabella 1.2.

Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori devono essere adeguatamente ridotti. Non viene, invece, data alcuna indicazione circa le deformazioni ultime del materiale, né con riferimento alle nuove costruzioni né a quelle esistenti.

I valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche devono essere indicati nel progetto delle opere.

In ogni caso, quando è richiesto un valore di f_k maggiore o uguale a 8 MPa si deve controllare il valore mediante prove sperimentali.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Tab 1.2 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici

CAPITOLO II: IL COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

2.1 LA FUNZIONE DELLE PARETI

Le strutture portanti verticali degli edifici civili in muratura sono costituite da elementi bidimensionali (pareti) ordite solitamente in due direzioni ortogonali. Classicamente si distinguono le funzioni svolte dalle diverse pareti in funzione dei carichi agenti.

Nei riguardi dei carichi verticali distinguiamo :

- **muri portanti**, elementi che sopportano il peso proprio e delle murature sovrastanti, nonché le componenti verticali delle forze trasmesse dagli impalcati;
- **muri non portanti**, cioè quelli caricati dal solo peso proprio.

Nei riguardi dei carichi orizzontali:

- **muri di controvento (o di taglio)**, quelli che si oppongono alle forze orizzontali nella direzione ad essi parallela;
- **muri di collegamento**, disposti ortogonalmente alla direzione delle forze orizzontali agenti.

La potenzialità della muratura come elemento strutturale portante è indubbiamente data dalla grande resistenza che questa è in grado di mobilitare nel suo piano.

In questo caso la rottura si manifesta prevalentemente per taglio o pressoflessione negli spigoli.

Fuori piano, invece, essa non ha capacità resistente apprezzabile e quindi di fatto viene trascurata. La crisi si manifesta prevalentemente per ribaltamento, flessione o instabilità. L'innesco di queste modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio, a sua volta funzione delle caratteristiche tipologiche e tecniche degli elementi strutturali.

Nei riguardi delle azioni orizzontali gli elementi strutturali possono esibire un comportamento isolato oppure d'insieme, in cui le pareti collaborano all'assorbimento delle sollecitazioni esterne.

2.2 IL RUOLO DEI SOLAI

I collegamenti perimetrali consentono alle pareti di collegamento di trasferire ai muri longitudinali le azioni orizzontali ad esse applicate, inoltre la maggiore o minore deformabilità degli impalcati nel proprio piano, incide sulla ripartizione degli sforzi tra i diversi elementi verticali.

La funzione primaria dei solai è quella di sostenere i carichi direttamente agenti su di essi e trasferirli alle strutture in elevazione, a loro volta chiamate a trasmettere il carico alle fondazioni.

Essi svolgono, poi, la funzione di collegare le pareti e permettere che queste si stabilizzino a vicenda.

La rigidità nel piano del solaio induce un diverso comportamento alla struttura nel suo insieme.

Si prenda a titolo d'esempio l'immagine di seguito riportata:

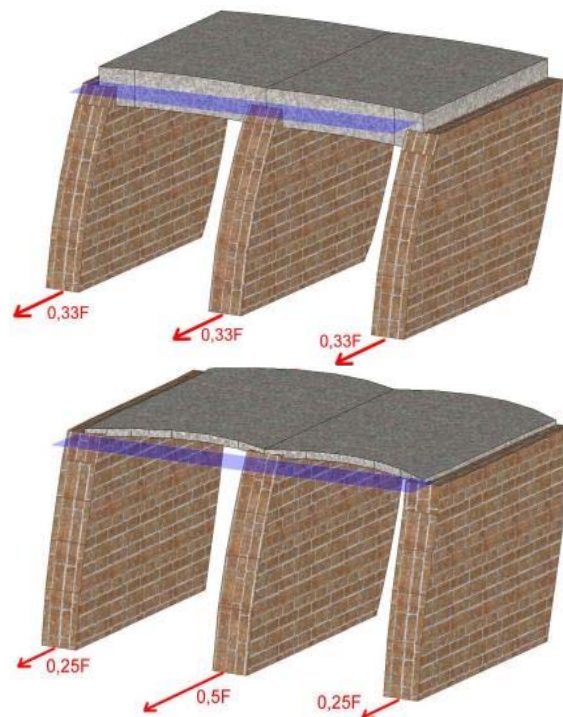


Fig. 2.1 Comportamento in presenza di un solaio rigido e in presenza di un solaio deformabile

Nel caso di solaio rigido, il setto centrale, pur interessato da un carico orizzontale doppio rispetto ai setti laterali, riceve una quota pari a circa $1/3$ del carico totale orizzontale e le azioni si distribuiscono uniformemente su tutti i setti.

Nel caso invece di solaio flessibile, il setto centrale riceve una componente pari al 50% del carico totale sismico, doppio quindi rispetto al carico dei setti laterali; è evidente quindi l'influenza di questo componente strutturale.

Le pareti in muratura offrono una resistenza alle forze orizzontali nel loro piano medio decisamente superiore a quella offerta per carichi ortogonali al piano al punto che questa componente può essere trascurata.

Se le pareti ed i solai sono solidalmente collegati tra loro la resistenza globale è rilevante, si realizza il cosiddetto "comportamento scatolare".

Questa caratteristica risulta ancora più evidente superata la fase elastica, evitando che il cedimento della parete centrale determini il cedimento dell'intera struttura. Nel caso di solaio rigido le pareti laterali sono invece chiamate a collaborare anche nel caso di cedimento localizzato.

Per questo motivo spesso si riporta nei manuali tecnici la richiesta di solai infinitamente rigidi nel proprio piano e ben collegati alle murature.

Questo è in genere vero, ma non sempre necessario, soprattutto se per realizzare tale condizione si deve intervenire pesantemente sulle strutture esistenti.

Infatti, nel caso di interventi di recupero o adeguamento sismico, la sostituzione di solai in legno o simili con solai in c.a. comporta l'aumento della massa con incremento delle azioni sismiche.

Inoltre le operazioni di smontaggio e getto delle nuove strutture può essere di difficile esecuzione.

La solidarietà delle pareti lungo gli spigoli, invece, viene considerata come una riserva di sicurezza. Ciò permette di assumere le sezioni reagenti sempre come rettangolari, prescindendo dalla collaborazione che permetterebbe di considerare sezioni ad "L" o a "T".

Dunque il comportamento globale della struttura, in particolar modo nei confronti dell'azione sismica, è fortemente influenzato, ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, dal grado di connessione presente tra essi. 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 ed a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte: le singole pareti mostreranno, quindi, una risposta indipendente.

In questo caso la risposta che la parete tende ad esibire è dominata dal comportamento fuori piano.

Si può schematizzare il diverso comportamento strutturale in funzione del diverso grado di collegamento tra le pareti e della differente rigidità dei solai esaminando cinque casi differenti:

Caso a)

Condizione di vincolo: solaio collegato solo con la parete perpendicolare alla direzione del sisma, non esiste ammassamento tra le pareti.

Meccanismo di collasso: si determina lo scorrimento del solaio rispetto alle pareti, scaricando le forze sismiche di piano solo sulle pareti tipo B, che reagendo fuori dal piano tendono a danneggiarsi rapidamente in quanto lo schema statico è a mensola, con sezione reagente pari allo spessore del muro.

Caso b)

Condizione di vincolo: solaio collegato solo con la parete parallela alla direzione del sisma, non esiste ammassamento tra le pareti.

Meccanismo di collasso: questa condizione è migliore rispetto alla precedente in quanto il carico sismico di piano è correttamente sopportato dalle pareti di tipo A che reagiscono nel piano. Restano comunque agenti sulle pareti tipo B i carichi sismici propri, che possono essere fonti di instabilità precoce.

Caso c)

Condizione di vincolo: solaio collegato solo con tutte le pareti, ammortate tra di loro. Il solaio è particolarmente flessibile nel suo piano (es. solai in legno)

Meccanismo di collasso: si ha un'elevata deformazione del solaio che scarica l'azione sismica nel centro delle pareti perpendicolari alla direzione del sisma, cioè sulle pareti tipo B, invece di convogliarla correttamente verso le pareti tipo A. Le pareti tipo A hanno un comportamento a mensola, mentre le tipo B, se il rapporto lunghezza/altezza non è troppo elevato, assumono lo schema a piastra incastrata su tre lati.

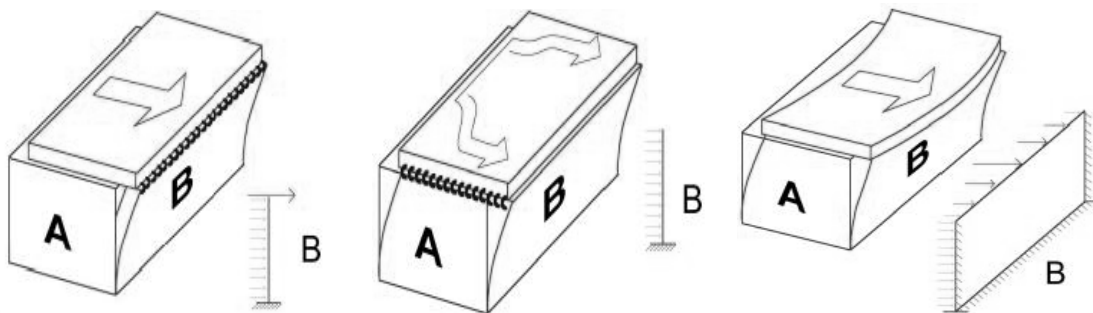


Fig. 2.2 Rappresentazione grafica dei casi a), b) e c)

Caso d)

Condizione di vincolo: solaio collegato solo con tutte le pareti, pareti non ammortate tra di loro. Il solaio è sufficientemente rigido nel suo piano.

Meccanismo di collasso: le pareti tipo A hanno ancora schema di tipo statico a mensola, mentre per le pareti tipo B si può adottare lo schema a trave semplicemente appoggiata. La parete B è ancora caricata fuori dal piano.

Caso e)

Condizione di vincolo: solaio collegato solo con tutte le pareti, pareti ammortate tra di loro. Il solaio è sufficientemente rigido nel suo piano.

Meccanismo di collasso: si tratta della condizione migliore, in quanto i vincoli ottimizzano la risposta della struttura. Lo schema statico vede ancora una volta la parete A incastrata e le pareti B simulate da piastre, incastrate su tutti i lati e sollecitate dal carico sismico dovuto al peso proprio.

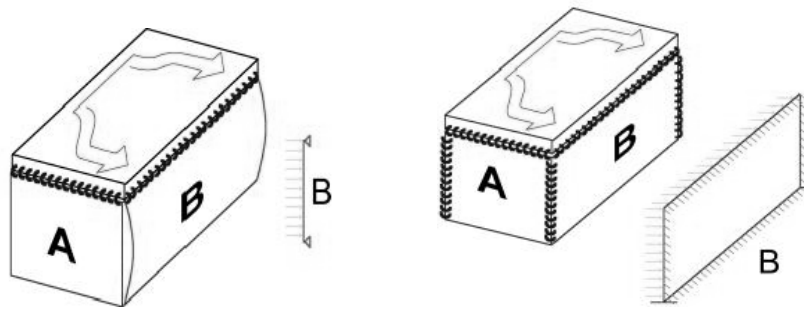


Fig. 2.3 Rappresentazione grafica dei casi d) ed e)

2.3 I MECCANISMI DI DANNO

Il primo requisito indispensabile per la sicurezza delle strutture in muratura è che sia garantita l'integrità della tessitura.

Murature costituite da materiale incoerente possono raggiungere il collasso prima che si manifesti qualsiasi meccanismo in grado di offrire una resistenza apprezzabile.



Fig. 2.4 Muratura di buona qualità; Muratura di qualità scadente

Nella figura riportata superiormente si evince come nel caso di muratura di buona fattura l'azione sismica determina la formazione di lesioni e un comportamento per "blocchi rigidi", mentre nel caso di muratura costituita da materiale incoerente o che non presenta un buon grado di connessione interna dei paramenti (es. non dotata di diatoni) si manifesta una fessurazione diffusa, disgregazione e possibili piani di separazione dei paramenti.

Si parla in questo caso di meccanismi di danno locali (o di primo modo) che comportano azioni fuori dal piano.

Da ciò si evince come una diversa strutturazione della sezione dia luogo ad un differente comportamento meccanico delle pareti murarie.

I meccanismi di primo modo, dunque, corrispondono a cinematismi fuori piano di singole pareti o di porzioni di struttura.

Si tratta di fenomeni di ribaltamento (rocking) e flessione che portano a collasso la struttura per perdita di equilibrio: questi cinematismi possono presentarsi in costruzioni in cui l'assenza o scarsa efficacia di collegamento tra pareti e orizzontamenti e tra pareti stesse negli incroci murari non garantisce l'instaurarsi di un comportamento d'insieme della struttura: ciascuna parete tende a comportarsi in modo indipendente attivando meccanismi fuori piano.

Negli edifici caratterizzati dall'assenza di orizzontamenti rigidi e da collegamenti tra pareti inefficaci, si instaurano con più frequenza cinematismi fuori piano di questo genere, con espulsione di parte o dell'intera parete.

Si riporta una sintesi dei possibili comportamenti meccanici in dipendenza della variabilità della sezione:

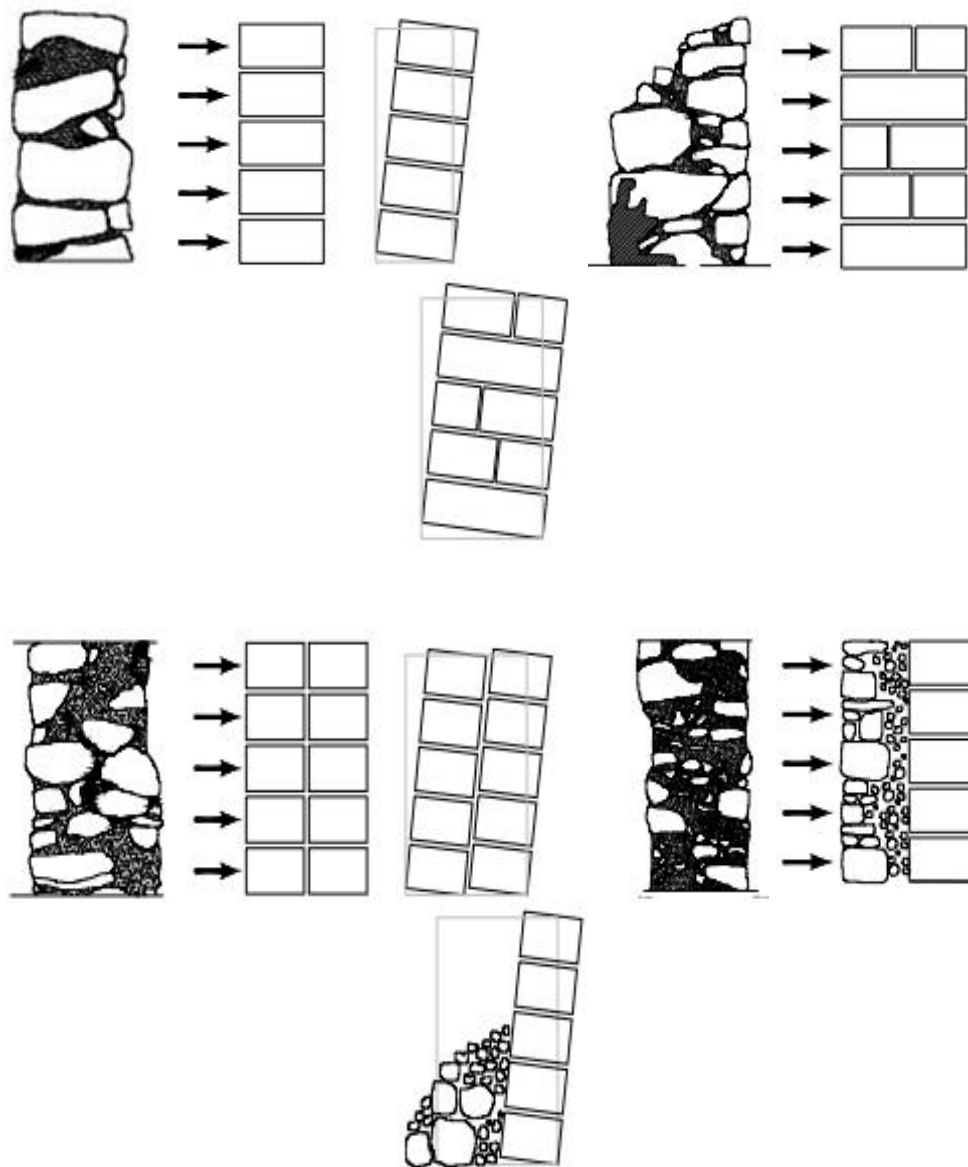


Fig. 2.5 L'influenza della tipologia di sezione trasversale

Le NTC08 e relativa Circolare esplicativa, al Punto C8.7.1.1 riguardante gli edifici esistenti indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso.

“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi, la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.”

La verifica può effettuarsi in termini di puro equilibrio.

Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerandole come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura ma dalla sua geometria e dai vincoli.

L'analisi dei meccanismi locali di collasso si sviluppa seguendo un approccio cinematico basato sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale scatenante.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo prevede la trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti individuando possibili piani di frattura.

I corpi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro; per ogni meccanismo si valuta il moltiplicatore orizzontale dei carichi λ che comporta la sua attivazione. Per ottenere il moltiplicatore è necessario applicare ai blocchi rigidi della catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema, costituite da:

- peso proprio dei blocchi
- carichi verticali portati
- sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi portati
- eventuali forze esterne (es. trasmesse da catene metalliche)

Il moltiplicatore λ si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali uguagliando il lavoro totale delle forze esterne applicate al sistema in corrispondenza di un atto di moto virtuale, al lavoro di eventuali forze interne:

$$\lambda \left[\sum_{i=1}^n P_i \delta_{ix} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{jx} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{iy} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

L'equazione spesso si trasforma nell'equilibrio tra un momento stabilizzante ed uno ribaltante.

Di seguito si riporta una raffigurazione schematica e quadri di danneggiamento di meccanismi locali che hanno cimentato edifici esistenti:



Fig. 2.6 Meccanismo di ribaltamento semplice di parete o di una sua porzione

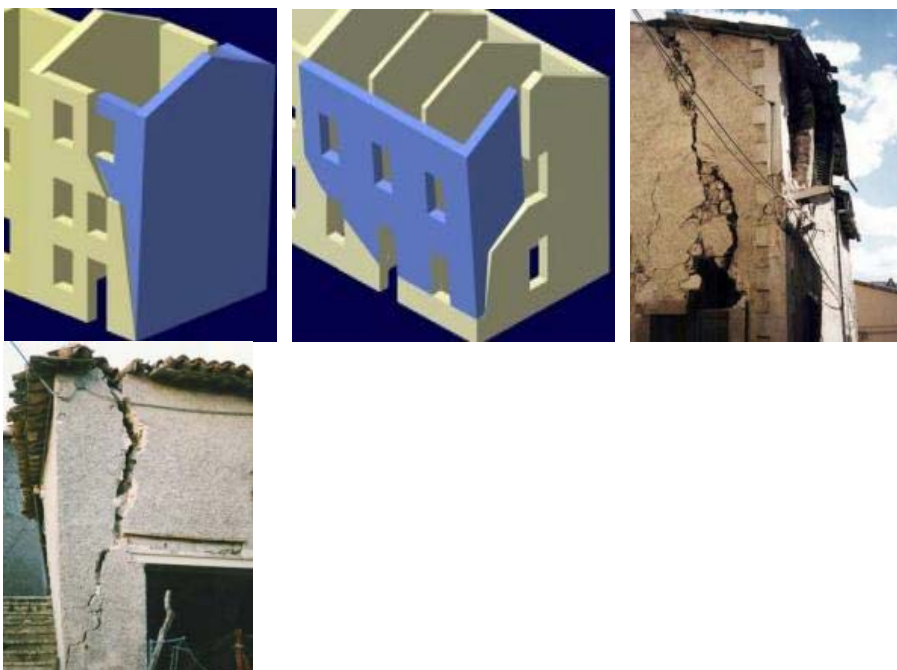


Fig. 2.7 Meccanismo di ribaltamento composto di una parete o di una sua porzione



Fig. 2.8 Meccanismo di ribaltamento del cantonale

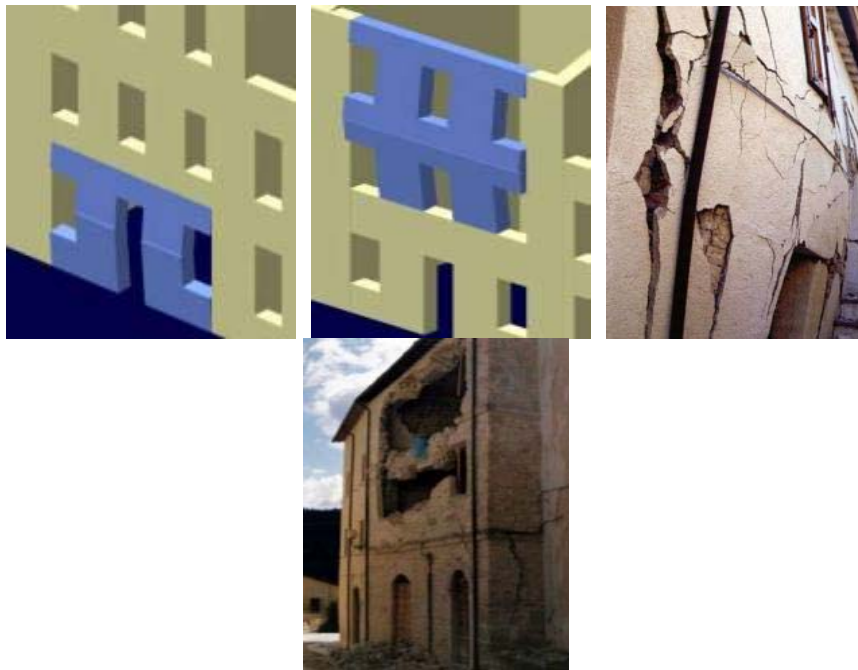


Fig. 2.9 Meccanismo di flessione verticale di parete



Fig. 2.10 Meccanismo di flessione orizzontale di parete



Fig. 2.11 Meccanismo di sfondamento della parete del timpano

Scongiurato l'instaurarsi di un cinematico locale, si effettua la verifica in merito a meccanismi collasso nel piano (o di secondo modo).

Essi coinvolgono l'edificio nella sua globalità.

Tali meccanismi interessano la risposta delle pareti nel proprio piano e generano danneggiamenti per flessione e taglio; la rottura avviene per superamento della resistenza ultima del materiale. A differenza dei meccanismi di primo modo, tali cinematici si attivano in strutture in grado di sviluppare una risposta globale alla sollecitazione sismica: il buon ammassamento delle pareti e l'efficace vincolo tra pareti e orizzontamenti scongiurano fenomeni di ribaltamento e flessione fuori del piano; le pareti, collaborando tra loro, riescono ad attivare una risposta nel loro piano che meglio sfrutta le capacità di rigidità e resistenza della muratura e garantiscono maggiore sicurezza.

La rigidità degli orizzontamenti in tale contesto accentua il comportamento scatolare della struttura: i solai rigidi, infatti, come già visto consentono la ripartizione della sollecitazione sismica tra le pareti in base alla loro rigidità nel piano; ciascuna parete sarà pertanto chiamata a rispondere in modo proporzionale alla capacità intrinseca di resistere.

Pareti non vincolate o efficacemente ammassate rispondono indipendentemente dal resto della struttura e si comportano come mensole incastrate attivando meccanismi di primo modo, pareti ammassate ma con solai flessibili tendono a flettersi verso l'esterno, ma riescono comunque a trasferire le sollecitazioni sulle pareti di spina in virtù dell'efficacia della loro connessione. Infine in presenza di pareti ben ammassate e solai rigidi, si previene l'insorgenza di cinematici fuori piano e la risposta alla sollecitazione sismica è trasferita alle pareti di spina che sviluppano una resistenza nel piano e attivano meccanismi di secondo modo.

Adottando interventi di adeguamento sismico, quali l'inserimento di catene o tiranti, situazioni in cui prevalgono meccanismi di primo modo, possono essere assimilate al caso in cui invece prevalgono meccanismi di secondo modo.

Ove la tecnica costruttiva propria della struttura o la messa in opera di opportuni interventi garantiscano il comportamento scatolare della costruzione, sarà necessario ricorrere all'analisi globale della struttura, in termini di resistenza delle sezioni più sollecitate.

L'osservazione del danneggiamento nel piano delle pareti in muratura, a seguito di eventi sismici, ha permesso di classificare alcuni comportamenti tipici.

Si possono individuare tre tipologie di danneggiamento che variano in funzione della geometria, delle caratteristiche dei materiali, delle condizioni di vincolo e del rapporto tra carichi verticali e orizzontali:

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

Si esaminano, caso per caso, i danni sismici rilevati su edifici esistenti, che si caratterizzano come casi particolari delle tre categorie generali di rottura riportate precedentemente.

Rottura a pressoflessione dei maschi per eccessiva compressione:

È una condizione di crisi che si verifica meno frequentemente di quella a taglio.

Si attiva soprattutto in elementi snelli e/o soggetti ad elevati sforzi normali (resi tali, ad esempio, dall'azione ribaltante del sisma).

Si manifesta con lesioni pseudo-verticali lungo gli spigoli dei maschi.

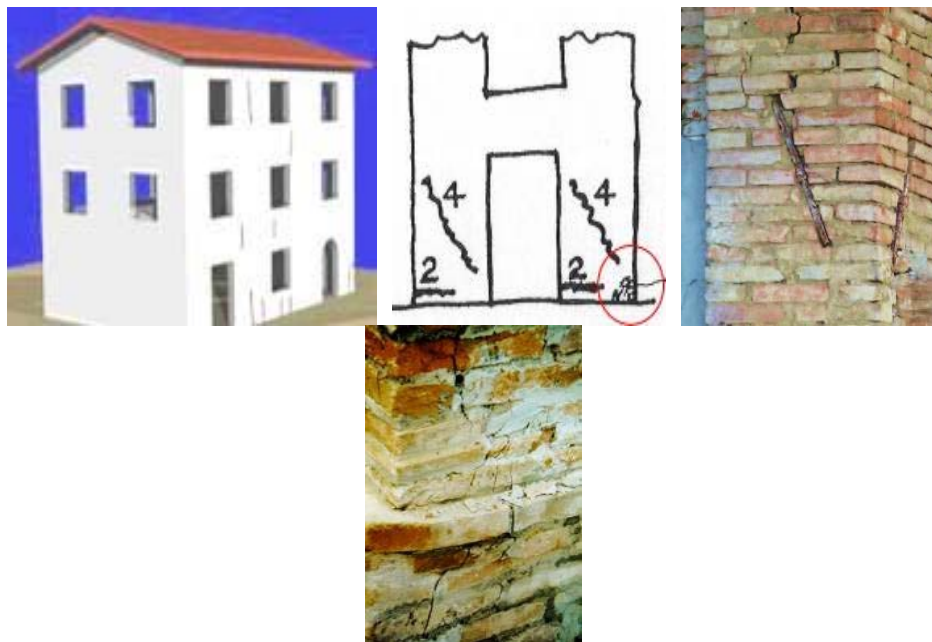


Fig. 2.12 Rottura dei maschi per eccessiva compressione

Rottura a pressoflessione dei maschi per trazione:

Anche questa condizione si verifica meno frequente di quella a taglio, ancora in elementi snelli e/o soggetti a limitati sforzi normali (o resi tali dall'effetto ribaltante del sisma che può portare i maschi a decomprimersi).

Si manifesta con lesioni orizzontali alle teste dei maschi.

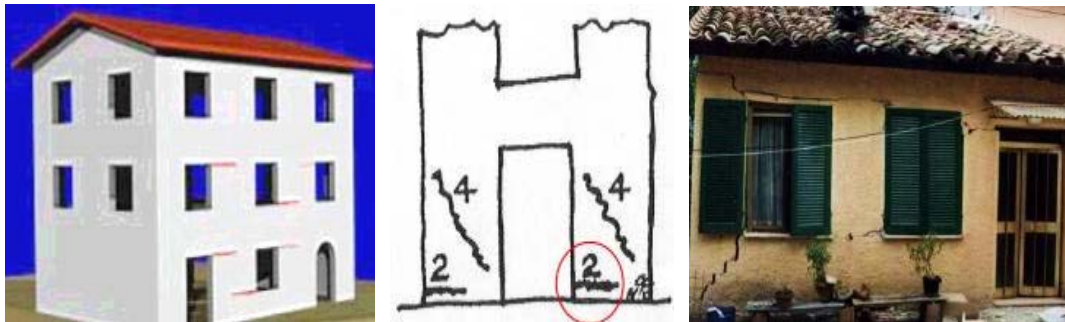


Fig. 2.13 Rottura dei maschi per trazione

Rottura a taglio delle fasce di piano:

Si verifica generalmente per la resistenza molto bassa delle fasce, in assenza di catene o cordoli, in quanto la resistenza a taglio è correlata alla resistenza a trazione della muratura.

Si manifesta con lesioni diagonali che interessano lo sviluppo della fascia.

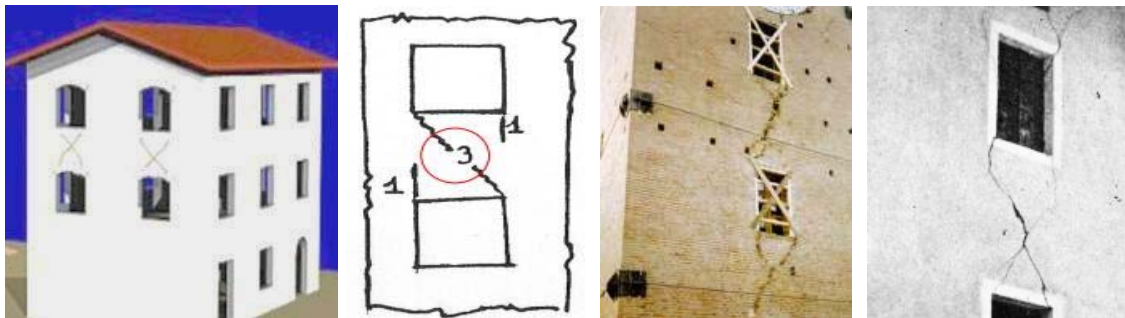


Fig. 2.14 Rottura dei pannelli di fascia per taglio

Rottura a flessione delle fasce di piano:

Si verifica nelle zone tese per mancanza di elementi orizzontali resistenti a trazione. Può estendersi all'intera altezza della fascia, in particolar modo se essa è di spessore esiguo.

Si manifesta con lesioni verticali individuate al di sopra e al di sotto delle aperture.

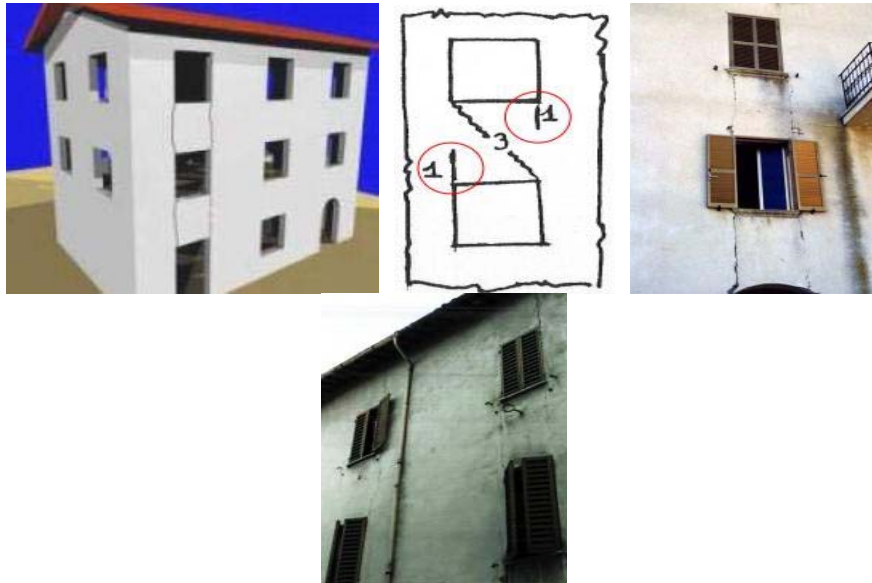


Fig. 2.15 Rottura dei pannelli di fascia per flessione

Lesioni diagonali che interessano l'intera facciata:

Si verificano per l'instaurarsi di puntoni compressi che riportano le sollecitazioni sismiche in fondazione. La mancanza di elementi tensorisistenti (cordoli o tiranti) impedisce però di portare anche le forze agenti nelle zone triangolari alte della parete che sono particolarmente vulnerabili a meccanismi fuori piano.

Si manifestano con lesioni diagonali lungo la facciata.

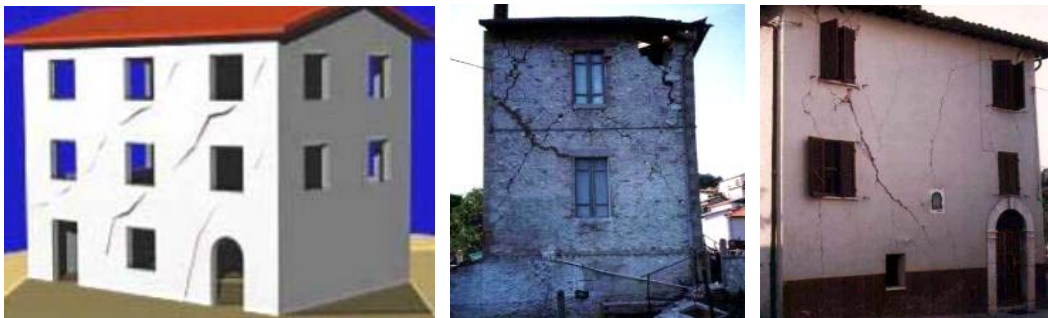


Fig. 2.16 Lesioni diagonali lungo la facciata e vulnerabilità della zona triangolare sommitale

Lesioni al livello dei solai:

Si verificano in seguito al distacco della muratura dal solaio in seguito all'effetto ribaltante dell'azione sismica parallela alla parete, in genere in pareti poco caricate (parallele ai solai).

Si manifestano con lesioni orizzontali in corrispondenza dei solai.



Fig. 2.17 Lesioni orizzontali lungo lo sviluppo dei solai

Danneggiamenti dovuti ad edifici contigui:

Si verifica per l'azione di martellamento esercitata dall'edificio contiguo più basso ad una quota intermedia del fabbricato.

Si può manifestare con lesioni diagonali, indice di forte sollecitazione tagliante.



Fig. 2.18 Lesioni diagonali nella zona di variazione di altezza

Le diverse masse e rigidzze degli edifici contigui, inoltre, oscillando in modo differente tra loro durante il sisma, può causare anche distacchi verticali, soprattutto in caso di pareti indipendenti o non ben ammorsate.

Si manifesta con lesioni verticali nella zona di contatto.



Fig. 2.19 Lesioni verticali nella zona di variazione di altezza

CAPITOLO III: LA MODELLAZIONE STRUTTURALE

PREMESSA

Si è sempre cercato di ridurre il sistema murario ad un materiale omogeneo ed isotropo, per sfruttare le conoscenze della Scienza delle costruzioni. Questa schematizzazione consente di valutare lo stato tensionale e deformativo analogamente a quanto accade per le strutture in cemento armato o in acciaio.

Per quanto detto nel capitolo I, una metodologia del genere non sarebbe certamente rispondente al reale fenomeno fisico e dunque fornirebbe dei risultati distanti dal vero comportamento dell'edificio murario.

Sarebbe auspicabile e valida una trattazione agli elementi finiti (metodo FEM), con cui schematizzare ogni singola unità lapidea ed i vincoli reciproci, tuttavia tale operazione comporterebbe un onere computazionale enorme e relazioni estremamente aleatorie. Adottando elementi finiti di tipo tridimensionale è possibile ottenere una esauriente modellazione per qualunque tipologia di costruzione e, in particolare, per quelle realizzate interamente in muratura, con volte a semplice o doppia curvatura, che possono così essere analizzati nella loro globalità.

Considerato l'enorme numero di elementi necessari per conseguire un'accettabile conoscenza dello stato tensionale relativo all'intero edificio, però, l'adozione di un simile modello richiede la disponibilità di elaboratori dotati di capacità enormi, oltre che laboriose operazioni di discretizzazione preliminare e di analisi dei risultati.

Ulteriori difficoltà all'impiego di tale schematizzazione sono poste dall'esigenza di rappresentare adeguatamente il comportamento del materiale che, come si è detto, non solo non è isoresistente ma esibisce anche comportamento marcatamente non lineare.

Per i motivi esposti, tale strada viene intrapresa solo raramente: o per edifici di particolare importanza storica e monumentale, oppure per testare i risultati ottenuti attraverso l'impiego di metodi di calcolo non automatico.

Dal punto di vista applicativo è preferibile uno studio delle pareti murarie attraverso una modellazione in macro-elementi (metodo FME), con cui schematizzare l'intera parete in un insieme di pannelli murari, dotati anche di caratteristiche differenti.

Considerato l'elevato costo delle campagne sperimentali e la miopia dei committenti, permane la grande incognita dei valori da attribuire ai parametri che entrano in gioco per la caratterizzazione del materiale, in quanto le relazioni empiriche proposte sono spesso poco utilizzabili, essendo largamente influenzate dalle specifiche caratteristiche costruttive.

3.1 L'ANALISI STRUTTURALE

Il modello di calcolo è la possibile parametrizzazione numerica del comportamento della struttura, nel rispetto del legame costitutivo del materiale. La causa più frequente di errore nella progettazione strutturale è costituita dall'incapacità del professionista di individuare modelli di calcolo che siano effettivamente rappresentativi del comportamento reale.

La definizione del modello è piuttosto soggettiva, dipendendo dall'esperienza e dalle capacità del progettista.

Una profonda differenza, nell'individuazione dello schema di calcolo, sussiste tra opere da realizzare e opere realizzate. Per le prime è, infatti, possibile adeguare gli elementi costruttivi agli schemi assunti alla base del calcolo, mentre per le seconde è il modello che si deve adeguare all'esistente, salvo i casi in cui non si vogliano operare modifiche all'edificato (ad esempio se si propongono interventi di ristrutturazione e di adeguamento).

I fattori che determinano la messa a punto del modello di calcolo sono:

- geometria
- materiali
- carichi

Tra gli infiniti modelli ipotizzabili, va scelto sostanzialmente quello che rende il calcolo meno oneroso, purchè sia rappresentativo del modello reale e, cosa non meno importante, sia risolvibile con gli strumenti e le conoscenze di cui si dispone.

La risposta strutturale è calcolata usando:

- analisi semplificate
- analisi lineari
- analisi non lineari

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo relativi a parti isolate della struttura.

Per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano, è consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali.

Le azioni verticali si assumono quasi sempre centrate nella direzione longitudinale, mentre in quella trasversale risultano genericamente eccentriche rispetto al piano medio del muro.

Si riportano brevemente la natura di tali eccentricità:

Eccentricità da costruzione, dovute alla presenza di riseghe delle murature verso l'interno. Essa assume, dunque, valore nullo quando il muro mantiene costante lo spessore;

Eccentricità da impalcati, che presentano quasi sempre, un'eccentricità rispetto al piano medio della parete. Può accadere sia perché volte e solai gravano solo

su parte dello spessore della parete, sia per la distribuzione delle tensioni normali esercitate sulla sezione di contatto;

Eccentricità strutturali;

Eccentricità accidentali, si verificano durante la fase di costruzione delle pareti per la presenza di difetti della verticalità per imperfezioni esecutive.

I valori da assumere nel calcolo vengono generalmente indicati come percentuali dell'altezza della parete da verificare;

3.2 IL MODELLO DI CALCOLO AI MACROELEMENTI

Per la risoluzione dei problemi professionali è quasi sempre necessario il ricorso a metodi di risoluzione che, utilizzando ancora la teoria delle travi, consentono di sviluppare il calcolo delle pareti in muratura attraverso procedure più semplici ma parimenti affidabili.

I metodi di maggiore respiro applicativo sono quelli basati su una discretizzazione in macroelementi che schematizzano la generica parete muraria forata come un insieme di pannelli reciprocamente connessi.

Tali metodologie, introdotte in Italia circa venti anni fa, si sono sviluppate attraverso l'impegno di pochi studiosi che hanno proposto differenti procedure di analisi fondate, spesso, su ipotesi simili.

Lo scopo è di cogliere con sufficiente approssimazione il comportamento di macroelementi (pannelli) semplici mediante i quali sia possibile valutare la risposta globale della struttura.

La base di tali modelli è costituita dall'osservazione sperimentale, in particolar modo degli effetti dei terremoti sulle costruzioni esistenti.

L'analisi non lineare statica viene considerata il più efficace strumento per determinare la risposta sismica degli edifici in muratura.

In Italia, l'introduzione a livello normativo di metodi di analisi statica non lineare risale ai primi anni '80 con il metodo POR - DT2 Regione Friuli (a seguito del terremoto del 1976) sino alla più recente analisi non lineare (pushover) sfruttando il metodo a telaio equivalente.

3.2.1 IL METODO POR

Si riportano brevemente le peculiarità del metodo.

Uno degli obiettivi di questo metodo è rendere possibile, nonostante le difficoltà connesse all'analisi incrementale a collasso, la risoluzione del modello anche attraverso procedimenti di calcolo manuale.

Per questo il metodo POR schematizza la struttura in modo molto semplificato, tenendo conto del contributo resistente dei soli elementi murari disposti verticalmente (maschi) senza prendere in esame la rigidità reale delle fasce orizzontali di muratura.

La scelta di considerare il solaio a rigidità infinita, come sistema di collegamento tra le diverse pareti murarie in sostituzione dell'effettiva rigidità del sistema solaio più fascia, equivale ad utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari verticali sono da considerarsi a rotazioni impedito all'estremità.

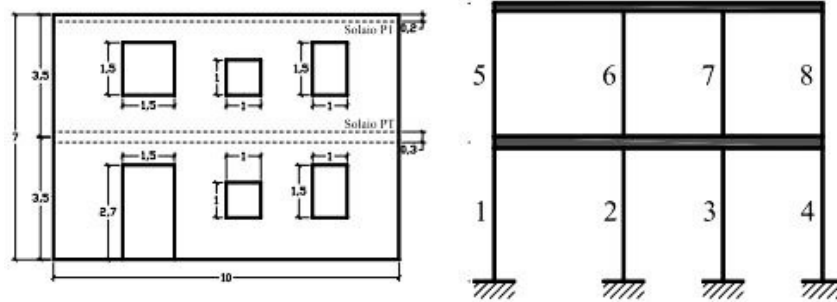


Fig. 3.1 Modellazione secondo il Metodo POR

Non sono, dunque, previsti meccanismi di danneggiamento delle fasce, sovrastimando la rigidità strutturale e sottostimato fortemente la duttilità del sistema.

3.2.2 IL METODO A TELAIO EQUIVALENTE

L'Ordinanza 3274, con la modifica OPCM 3431, fornisce alcune considerazioni generali sulle modalità di modellazione delle strutture con la finalità dell'analisi sismica globale.

Per gli edifici esistenti in muratura ordinaria vengono inoltre precisate alcune particolarità e suggeriti i relativi concetti per la loro modellazione (punto 11.5.4.3.1 - 11.5.4.3.3).

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano.

Nello specifico degli edifici in muratura, la parete potrà essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi.

Le travi di accoppiamento in muratura ordinaria, o fasce, sono modellate solo se il progettista le ritiene adeguatamente ammortate alle pareti.

Dividendo la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono automaticamente determinate le porzioni di muratura in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni da sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche).

Quindi maschi e fasce sono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z , $rot y$).

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano.

Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x,z) nel piano della parete; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x , u_z , rot_y (nodi bidimensionali).

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.

Oltre alla presenza di vere e proprie travi (se presenti architravi o cordoli in c.a.) il modello può prevedere la presenza di dispositivi catena: queste strutture metalliche, sono sprovviste di rigidezza flessionale e perdono ogni efficacia nel caso divengano compresse. Questa loro peculiarità comporta un ulteriore elemento di non linearità nel modello.

L'Ordinanza ha, tra i suoi presupposti, il carattere prestazionale: le indicazioni sulle modalità di modellazione e verifica degli elementi costituiscono un riferimento per un'affidabile modellazione non lineare.

Essa richiede la formulazione di meccanismi che considerino sia la risposta flessionale, sia la risposta a taglio.

Lo spostamento ultimo associato al meccanismo di pressoflessione è determinato sulla base del valore massimo di drift (spostamento laterale) previsto per questo meccanismo: 0.6% per gli edifici esistenti.

La deformazione ultima a taglio è determinata sulla base del valore massimo di drift previsto dalla normativa: 0.4%.

Tra i metodi a telaio equivalente che analizzano il comportamento globale della struttura si annoverano il metodo SAM (Metodo di Analisi Semplificata, Magenes et al, 2000) ed il metodo 3Muri (Gambarotta e Lagomarsino, 1996).

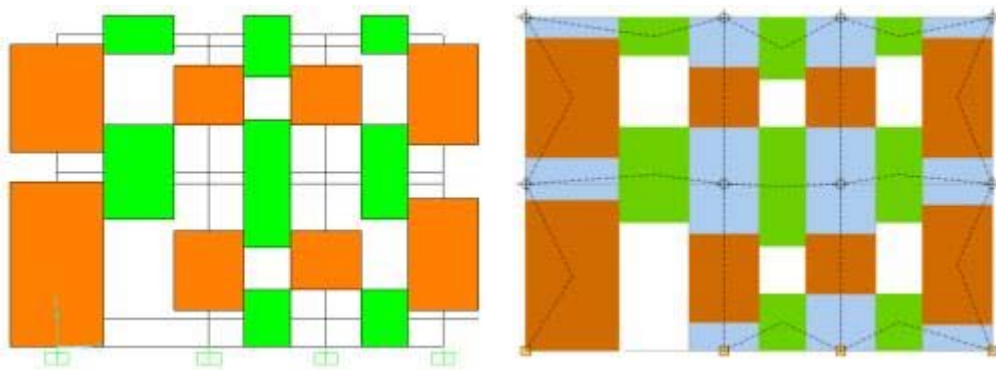


Fig. 3.2 Modellazione di una parete secondo il Metodo SAM ed il Metodo 3Muri

Il primo tiene conto di uno schema a telaio equivalente con plasticità concentrata in cui gli elementi maschio e fascia sono deformabili assialmente e a taglio, mentre gli elementi nodo sono infinitamente rigidi e resistenti.

Il metodo 3Muri, sempre partendo dal concetto di telaio equivalente, affronta in modo rigoroso il meccanismo di pressoflessione considerando l'effettiva ridistribuzione delle compressioni dovute sia alla parzializzazione della sezione, sia al raggiungimento della resistenza massima a compressione, mentre descrive il meccanismo di taglio secondo il legame sviluppato da Gambarotta-Lagomarsino, interpretando il progressivo degrado di resistenza e rigidezza dell'elemento, attraverso le grandezze descrittive del danneggiamento.

Il modello mette in luce il comportamento spaziale della struttura.

Per questo masse e rigidezze sono distribuite su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli g.d.l. nel piano (nodi bidimensionali).

I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano di riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali).

3.3 GLI ELEMENTI STRUTTURALI NELLA MACROMODELLAZIONE

Dalle osservazioni svolte sugli edifici in muratura ci si è resi conto che esistono dei comportamenti classici della struttura, sotto l'azione dei carichi, che si ripetono con costanza.

In particolare si è rilevato che le rotture avvengono su porzioni di muratura ben definite: quelle delimitate dalle aperture.



Fig. 3.3 Meccanismo di rottura per taglio e meccanismo di rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli

Sulla base di queste considerazioni si può ritenere che il comportamento delle pareti possa esaminarsi mediante l'individuazione di uno schema a macroelementi.

In edifici ordinari si definiscono 3 elementi strutturali fondamentali:

- Il **maschio murario**, pannello verticale individuato a lato delle aperture
- La **fascia di piano**, pannello orizzontale individuato al di sopra e al di sotto delle aperture

- La **zona nodale rigida**, cioè la parte di muratura restante che non confina con aperture e che può considerarsi rigida rispetto agli altri elementi per l'azione di confinamento esercitata da parte dei pannelli che la delimitano.

L'insieme di questi tre elementi definisce compiutamente la forma di una parete muraria forata.

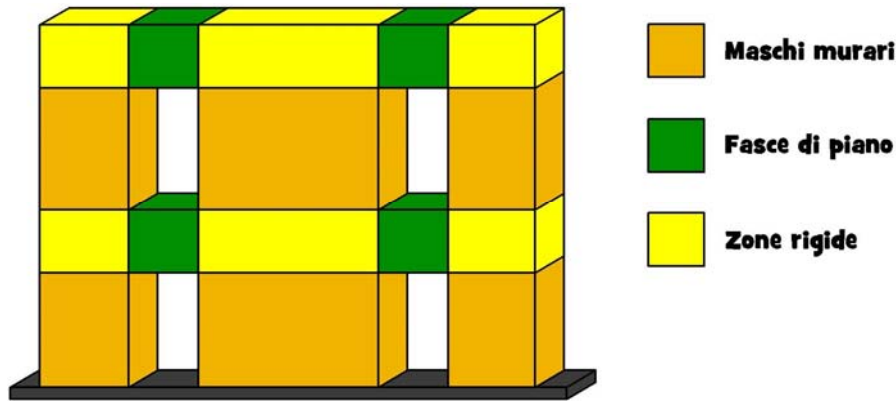


Fig. 3.4 Individuazione dei macroelementi in una parete forata

3.3.1 IL PANNELLO MASCHIO

L'elemento è assimilato ad una sezione rettangolare di base l , spessore t ed altezza H . In merito al comportamento nel piano si fa riferimento alla teoria della pressoflessione per materiali non resistenti a trazione per la determinazione del momento ultimo, mentre per il taglio alla teoria elastica delle tensioni principali e a quella attrittiva di Coulomb. Si valuta il momento ultimo assumendo la sezione parzializzata nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, con un diagramma delle compressioni con distribuzione costante pari a $0.85 \cdot f_d$.

Riferendosi alla espressione riportata in normativa abbiamo:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva 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

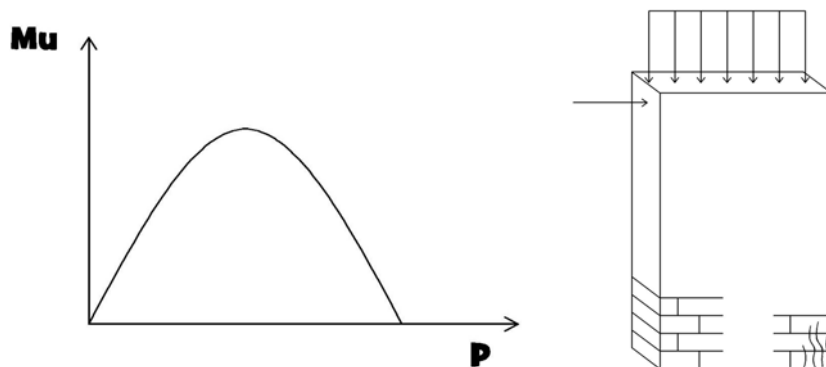


Fig. 3.5 Dominio di resistenza a pressoflessione del pannello maschio e modalità di rottura

Osservando il dominio di resistenza della sezione, il quale restituisce graficamente le infinite coppie di valori $Mu-P$ che portano a rottura la sezione, notiamo innanzitutto che esso è tutto contenuto nel semipiano positivo degli sforzi (poiché è stata trascurato lo sforzo di trazione ed è stato assunto positivo lo sforzo di compressione), che il momento ultimo maggiore lo si raggiunge in corrispondenza di uno sforzo pari alla metà di quello massimo e che, in caso di completa decompressione del maschio, esso non offre alcuna capacità di resistenza a flessione.

La modalità di rottura per pressoflessione si associa ad un pannello in cui la dimensione dell'altezza è almeno il doppio di quella relativa alla base (maschio snello).

La resistenza a taglio, invece, è governata da:

- meccanismo per scorrimento per $\sigma < \sigma_1$
- meccanismo per trazione diagonale per $\sigma_1 < \sigma < \sigma_2$

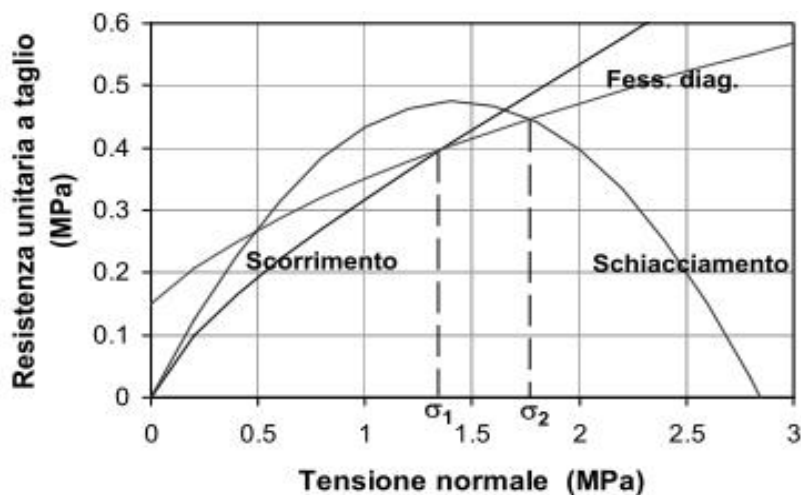


Fig. 3.6 Dominio di resistenza $\tau - \sigma$

Per la valutazione del taglio ultimo si fa riferimento ad una rottura per scorrimento orizzontale per bassi valori della azione assiale o per trazione diagonale per valori del rapporto $h/b < 1.5$ (consentita solo per gli edifici esistenti).

Nel primo caso si fa riferimento al Criterio dell'attrito interno, ottenendo l'equazione:

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

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni normali in fase elastica sotto l'azione dello sforzo normale P_d e del momento flettente M_d di calcolo)

t è lo spessore della parete

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$$

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore del 40% della resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$).

Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di 2 volte la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza f né maggiore di 2,2 MPa.

Nel secondo caso (rottura per trazione diagonale), si determina quando la tensione principale di trazione al centro del pannello raggiunge la resistenza a trazione di calcolo della muratura f_{td} (si può porre pari a $1.5 f_{vm0}$) con l'ausilio del cerchio di Mohr delle tensioni.

Il taglio resistente della sezione assume equazione $V_t = l t f_{td} / b (1 + \sigma_n / f_{td})^{1/2}$

In caso di completa decompressione la formula darebbe valore non nullo, ma non si potrà utilizzare poiché il ritto decompresso non ha possibilità di portare momento e, quindi, taglio.

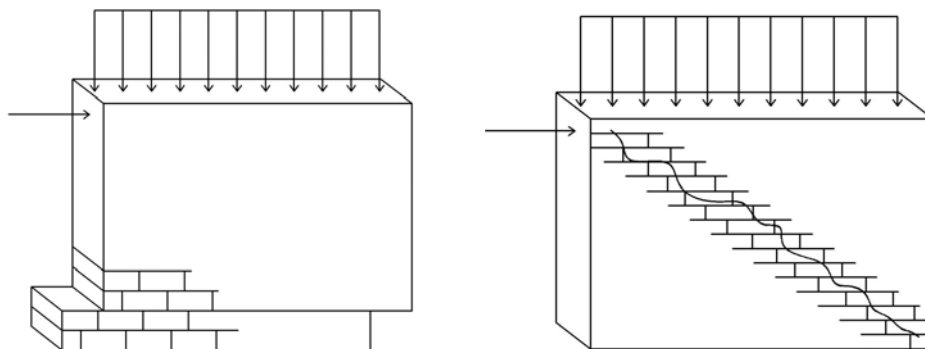


Fig. 3.7 Rottura per scorrimento orizzontale e per trazione diagonale

Altro aspetto rilevante, soprattutto per edifici di classe I-II, è la valutazione del comportamento della parete fuori piano.

Esso esclude la crisi per taglio per via della snellezza dell'elemento considerato, per cui ci si limita a calcolare il momento resistente alle azioni di ribaltamento. Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Si verifica che $M_d < M_u (N_d)$.

Si potrebbe tener conto anche degli effetti del secondo ordine, rilevanti in pareti molto snelle.

In genere sono trascurabili se vengono rispettate le limitazioni sulla snellezza dei maschi imposte dalla normativa.

È possibile tener conto di questi effetti eseguendo una verifica a compressione centrata, riducendo la resistenza con un opportuno coefficiente riduttivo Φ , fornito in forma tabellare in funzione della snellezza (h/t) e dell'eccentricità del carico.

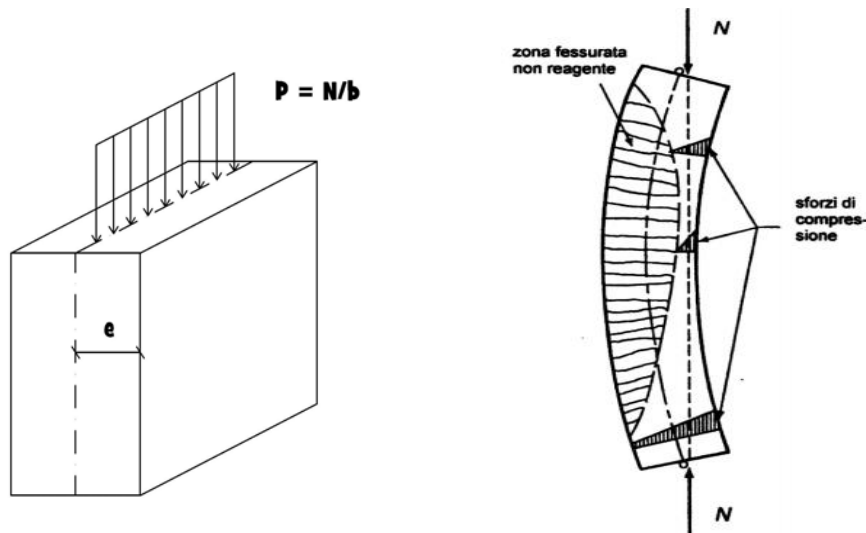


Fig 3.8 Eccentricità del carico ed effetti del 2°ordine

Per la valutazione della snellezza convenzionale λ della parete secondo la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione $h_0 = \rho h$ in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano; ρ assume il valore 1 per muro isolato o i valori indicati nella Tabella 3.1 quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a .

h/a	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Tab 3.1 Fattore laterale di vincolo

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Nella lunghezza l del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali.

Possono determinarsi come:

Eccentricità totale dei carichi verticali.

$e_s = e_{s1} + e_{s2}$

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

e_{s1} : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare; tali eccentricità possono essere positive o negative;

Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a:

$$e_a = \frac{h}{200},$$

con h altezza interna di piano.

Eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica.

Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e , in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|.$$

Il valore e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità; il valore e_2 per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v .

L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso deve risultare:

$$e_1 \leq 0,33t; \quad e_2 \leq 0,33t.$$

Per quanto concerne la deformazione ultima del pannello maschio ci si attiene a regole prescrittive fornite dalla normativa.

I limiti di deformazione plastica allo stato limite SLV sono sanciti dalle NTC08 con riferimento allo spostamento relativo tra la sezione di base e quella di testa.

Essa è funzione del meccanismo di rottura:

- crisi per pressoflessione; spostamento ultimo $\leq 8 \text{ ‰ H}$ (6 ‰ H per edifici esistenti)
 - crisi per taglio; spostamento ultimo $\leq 4 \text{ ‰ H}$
- dove H è l'altezza del pannello maschio

3.3.2 IL PANNELLO FASCIA

La funzione principale delle fasce di piano è quella di fornire accoppiamento tra i maschi murari in termini di resistenza e deformabilità.

Esse sono state sempre oggetto di minor attenzione sia da parte dei ricercatori che, conseguentemente, dai codici normativi.

Questo elemento inizia ad essere considerato dalla normativa italiana solo con l'Ordinanza 3431, con prescrizioni riproposte dalle attuali NTC08, tra l'altro non del tutto soddisfacenti.

Le fasce sono sollecitate principalmente a flessione e taglio e, per assorbire tali sollecitazioni, devono saper offrire un'adeguata resistenza.

L'elemento può assumere una diversa configurazione in funzione dell'assetto strutturale dell'edificio.

In particolare si propone una suddivisione che tiene conto della più generale classificazione delle tipologie strutturali vista in precedenza:

- **Fascia debole**, priva di cordoli e di elementi tensoresistenti. Si rinviene in edifici della I e II classe e non offre apprezzabili capacità di resistenza

- **Fascia “a puntone”**, priva di cordoli ma in possesso di un elemento tensoresistente (es. catena) che le conferisce una capacità di accoppiamento con la formazione di un puntone. È una configurazione tipica degli edifici delle prime due classi migliorati.

- **Fascia trave**, dotata di cordoli di piano ed elementi tensoresistenti che le conferiscono capacità flessionale come una trave.

Caratterizza gli edifici della III classe o delle prime due fortemente trasformati.

La resistenza a flessione contrasta il meccanismo di ribaltamento dei ritti murali, influenzandone positivamente la resistenza a pressoflessione.

Nel caso in cui le fasce non abbiano sufficiente resistenza flessionale, vien meno la loro capacità di accoppiamento e i maschi murari, comportandosi come semplici mensole, tendono a collassare per ribaltamento nel piano.

Per comprenderne il comportamento si consideri la figura di seguito in cui si mostra una parete soggetto a sollecitazione sismica orizzontale:

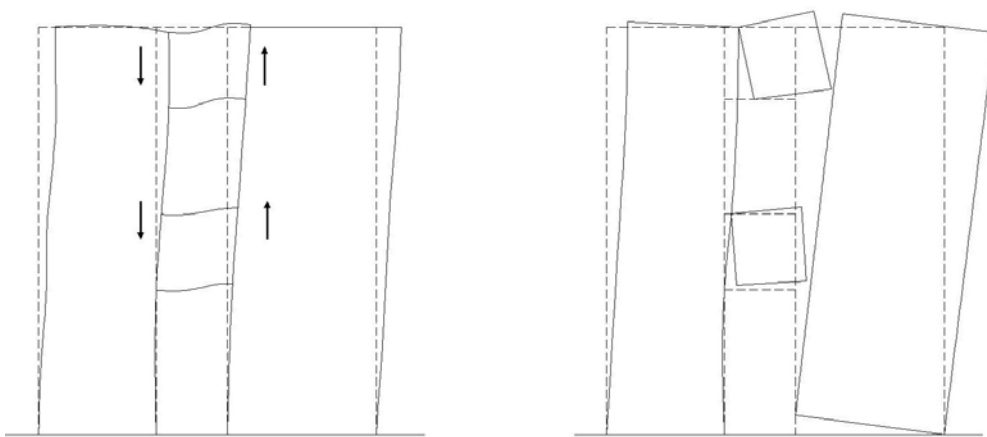


Fig 3.9 Fasce con resistenza e rigidità flessionale; fasce senza resistenza e rigidità flessionale. Si attivano meccanismi di ribaltamento nel piano

La resistenza a flessione delle fasce è funzione dello sforzo di compressione orizzontale ed è tanto maggiore quanto più l'elemento è compresso, favorendo il funzionamento a puntone inclinato.

La valutazione del momento ultimo si esegue considerando il pannello come un maschio ruotato di 90° su cui agisce uno sforzo normale dipendente dalla reazione iperstatica di eventuali catene o di altri elementi tensoresistenti presenti in prossimità della fascia.

Sono elementi tensoresistenti, cordoli in cemento armato o catene.

Essi agiscono favorevolmente su tre fronti:

- accoppiano i setti verticali contrastandone il ribaltamento;
- incrementano lo sforzo di compressione delle fasce di piano fino ad attivare il meccanismo di puntone compresso responsabile dell'incremento di resistenza flessionale della fascia stessa;

- fungono da elemento tensoresistente supplendo alla scarsa resistenza a trazione delle murature.

In mancanza di tali elementi (fascia debole) lo sforzo assiale e la capacità della fascia sono trascurabili.

Il momento ultimo è valutato come $M_u = H_p h/2 (1 - H_p / 0,85 f_{hd} h t)$

L'espressione corrisponde a quella vista per i maschi assumendo uno sforzo assiale H_p , esprimibile come la massima trazione sopportabile dalla catena.

Il termine f_{hd} indica il valore di calcolo della resistenza a compressione della muratura in direzione orizzontale.

Cautelativamente, il taglio ultimo si valuta come $V_t = h t f_{vm0}/\gamma_m$

dove:

h è l'altezza della fascia individuata

t è il suo spessore

Questa espressione non tiene conto dell'azione benefica dello sforzo assiale, estendendo però la resistenza all'intera sezione senza tener conto della sua parzializzazione.

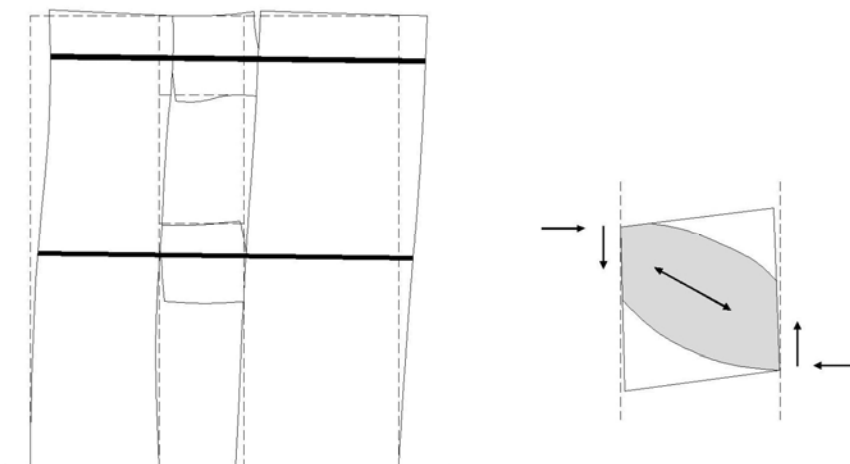


Fig 3.10 Risposta delle fasce murarie a sollecitazioni sismiche in presenza di elementi tensoresistenti: formazione del puntone compresso

Appare evidente che, in assenza di elementi tensoresistenti, non si formano i meccanismi descritti e le fasce murarie, incapaci di resistere a taglio, tendono a danneggiarsi formando le croci di piano; in tali condizioni, le fasce non possono essere inserite nel modello di calcolo e i ritti verticali risultano disaccoppiati tra loro.

Per quanto riguarda la deformazione ultima, la norma non definisce espressamente limiti di deformazione.

Alcuni autori ritengono di assumere anche per essa i limiti imposti nei maschi per la crisi a taglio (spostamento ultimo $\leq 4 \text{‰ H}$).

3.3.3 LA ZONA NODALE RIGIDA

Queste porzioni di muratura, essendo caratterizzate da un'azione di confinamento esercitata dai pannelli maschi e di fascia, hanno uno stato tensionale piano caratterizzato da azioni di compressione sia in orizzontale che in verticale.

Ciò determina una effettiva maggiore rigidità e sovreresistenza delle aree nodali rispetto agli elementi limitrofi.

Tuttavia l'azione di confinamento risulta essere minore nelle zone di estremità, che si configurano come zone più vulnerabili.

Esse vanno tenute debitamente in conto nella modellazione strutturale. Ad esempio, nell'ottica di una modellazione a telaio della parete, si dovranno considerare tratti rigidi di estremità delle aste estesi solo a una parte dell'area nodale.

3.4 LE VERIFICHE SECONDO LE NTC

La progettazione agli stati limite delle strutture in muratura è basata sulle verifiche degli stati limite ultimi, degli stati limite di servizio e dei requisiti di durabilità.

Per quanto concerne la durabilità, il cap. 4 dell'EC6 fornisce indicazioni qualitative riguardanti le caratteristiche dei materiali e le disposizioni costruttive.

Le indicazioni più rilevanti riguardano la muratura armata, in particolare la protezione delle armature dagli agenti aggressivi ambientali che deve essere garantita con copriferro di spessore adeguato e/o l'impiego di acciai protetti (zincati o inox), a seconda del grado di aggressività dell'ambiente.

Gli stati limite di servizio concernono essenzialmente la deformabilità delle strutture, con riguardo al danneggiamento delle finiture e degli elementi non strutturali o alle eccessive vibrazioni.

Per le strutture in muratura semplice, in generale la verifica degli stati limite ultimi assicura che siano soddisfatte anche le condizioni limite di servizio per fessurazione e deformazione, per cui non sono prescritti specifici controlli. Sono invece fornite indicazioni riguardanti disposizioni e particolari costruttivi utili per evitare il danneggiamento in condizioni di esercizio.

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Le NTC08, in sintonia con la filosofia degli Eurocodici, prevedono verifiche nelle condizioni seguenti:

- Stato Limite ultimo (SLV), al fine di garantire la sicurezza nei confronti della stabilità (le strutture devono conservare l'intera capacità portante nei riguardi dei carichi verticali, oltre che una residua resistenza e rigidità nei riguardi delle azioni orizzontali); tale stato corrisponde alla prestazione di salvaguardia della vita.

- Stati Limite di Esercizio (SLD; SLO)

Lo SLD garantisce la protezione nei confronti del danno; nel complesso non devono subire danni gravi o interruzioni d'uso a seguito di eventi sismici, conservando inalterata la capacità portante sia nei confronti dei carichi verticali che orizzontali.

Lo SLO, invece, a seguito del terremoto garantisce che la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non subisce danni ed interruzioni d'uso significativi;

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Ψ_{2i} coefficiente di combinazione;

Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile;

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

- Verifiche Stato limite Ultimo (SLV)

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

D_{\max} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Pushover di un valore pari al 20% di quello massimo.

$q^* < 3$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

- Verifiche Stato limite di Danno (SLD)

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

D_{\max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_d : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

- Verifiche Stato limite di Operatività (SLO)

$$D_{\max}^{SLO} \leq D_o$$

D_{\max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

DO: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

CAPITOLO IV: GLI AGGREGATI IN MURATURA

4.1 GLI AGGREGATI EDILIZI

Con il termine “aggregato” s’intende l’insieme di varie unità edilizie connesse più o meno strettamente tra loro che costituiscono, almeno apparentemente, un’unica entità difficilmente divisibile in parti dal comportamento strutturale autonomo.

Definisce un insieme, spesso non ordinato, di costruzioni risultato di processi storici che hanno prodotto una stratificazione dell’edificato sia in orizzontale che in verticale.

Essi vengono citati nell’appendice C8.A.3 della Circolare del 2 febbraio 2009 e costituiscono un grosso problema dei centri storici italiani, soprattutto nei piccoli centri ma, spesso, anche nelle città più estese.

È frequente imbattersi in cortine continue di edifici in muratura prospicienti le strade, in cui gli edifici si susseguono in una apparente soluzione di continuità, anche se ciascuno di essi si può presentare con altezza totale, altezza di interpiano, numero di piani, epoca di costruzione e tipologia strutturale differente.



Fig. 4.1 Prospetto di un aggregato edilizio

Lo studio di un’abitazione facente parte di un aggregato non può circoscriversi solo ad una sua analisi, ma spesso estendersi ad una porzione significativa dell’aggregato (unità strutturale) che costituisce un insieme strutturale dal comportamento il più possibile unitario ed omogeneo.

L’unità strutturale (di seguito chiamata semplicemente US), si caratterizza per una sua indipendenza strutturale almeno per carichi verticali.

Al fine di individuare univocamente un aggregato edilizio è necessario indicare quali siano gli spazi (strade, piazze, rue, corti interne, giunti di separazione) che lo rendono indipendente dagli edifici nelle immediate vicinanze.

All'interno degli aggregati si individuano US distinguibili dalle altre adiacenti per almeno una delle seguenti caratteristiche che individua un comportamento dinamico distinto:

- tipologia costruttiva

- differenza di altezza
- irregolarità planimetrica con parti non collegate efficacemente
- età di costruzione
- sfalsamento dei piani
- ristrutturazioni da cielo a terra.

Esse vanno individuate preliminarmente caso per caso.

Negli aggregati urbani l'operazione di individuazione di US non è sempre semplice ed univoca nel caso di sistemi in muratura dei tessuti storici.

Le configurazioni più frequenti sono le seguenti:

- US con pareti affiancate indipendenti e non ammortate con quelle degli edifici adiacenti. L'interazione strutturale avviene prevalentemente per i meccanismi di secondo modo, mentre risulta indipendente il comportamento per azioni fuori piano.
- US addossata a quelle adiacenti con struttura verticale indipendente e pareti ammortate. Nell'evoluzione dell'aggregato di solito l'US così configurata può essere considerata tra quelle originarie. È possibile che gli orizzontamenti gravino su pareti in comune. Il comportamento per azioni fuori piano non è indipendente, vi è sempre interazione per azioni nel piano.
- US generata dall'intasamento di corti con pareti non ammortate e in alcuni casi con orizzontamenti poggiati sulle pareti delle unità adiacenti. In questo caso la vulnerabilità dell'edificio è elevata sia per azioni nel piano che fuori piano.

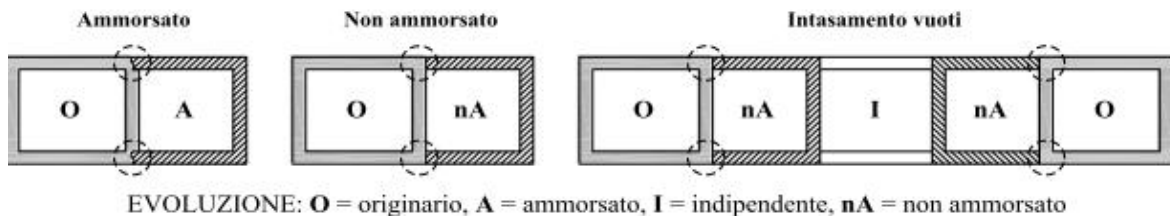


Fig. 4.2 Schema evolutivo dell'aggregato

4.2 IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione storica è la base di partenza per qualsiasi tipo di analisi strutturale da svolgere su un edificio esistente.

È quindi essenziale anche per la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura e per la scelta di un efficace intervento di miglioramento.

La vulnerabilità, infatti, dipende principalmente dalla tipologia strutturale e dalla qualità dei materiali utilizzati e, non di meno, dalla situazione di fatto in cui si trova la struttura (condizioni di dissesto fisiologico/patologico che possono essere residui di sollecitazioni sismiche assorbite).

Le modifiche intercorse nel tempo dovute a fenomeni di danneggiamento ma anche seguenti a trasformazioni antropiche, determinano una criticità per

l'impossibilità di conoscere i dati caratterizzanti originariamente la fabbrica, se non con una campagna di indagine che può risultare troppo invasiva.

Le norme ricordano agli operatori tecnici l'importanza della fase conoscitiva nell'analisi di un edificio esistente nonché a quali aspetti indirizzare tale conoscenza. La conoscenza, infatti, può conseguirsi con gradi di approfondimento variabili, in funzione delle ricerche storiche, accuratezza delle operazioni di prelievo e della disponibilità di indagini sperimentali.

Sono stati introdotti diversi livelli di conoscenza cui corrisponde un diverso margine di incertezza di cui occorre tener conto in fase di valutazione della sicurezza e di progettazione degli interventi.

Il percorso della conoscenza può ricondursi a diverse attività.

4.2.1 ANALISI STORICO-COSTRUTTIVA DELL'OPERA E RILIEVI STRUTTURALI

Il primo passo nelle indagini conoscitive dell'edificio è la ricostruzione della storia edificatoria dello stesso.

A partire dai disegni originali di progetto si ripercorrono le modifiche strutturali subite nel tempo per giungere a una realistica modellazione meccanica dell'edificio.

A tal scopo può essere molto utile uno studio dello sviluppo geografico e storico delle tecniche costruttive.

Generalmente gli edifici appartenenti a una certa area geografica ed edificati in un certo periodo storico, presentano tecnologie e dettagli costruttivi del tutto simili: emerge così come gli aspetti urbanistici e l'evoluzione tecnologica abbiano condizionato e guidato lo sviluppo di interventi che si sono via via succeduti nel tempo.

Per avere un quadro completo del possibile comportamento globale della struttura, è necessario, infine, individuare lo stato di sollecitazione della muratura analizzando intensità e frequenza degli eventi che lo hanno interessato nel tempo, con particolare attenzione ai terremoti.

4.2.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L'identificazione costituisce il passo principale nel percorso della conoscenza dell'aggregato, corrispondente ad una sua univoca identificazione e nella localizzazione del territorio attraverso numero di aggregato assegnato dal Comune, la denominazione del bene, la toponomastica e i dati catastali, specificando i riferimenti di tutti i proprietari e le attuali destinazioni d'uso.



Fig. 4.3 Esempio di identificazione delle unità strutturali

È necessario uno stralcio planimetrico della zona in oggetto in cui si evince una chiara perimetrazione dell'aggregato in oggetto.

A corredo è utile una cartografia dei vincoli e cartografie tematiche relative a rilievi morfologici, geologici ed idrogeologici.

4.2.3 RILIEVO GEOMETRICO E DETTAGLI COSTRUTTIVI

Successivamente alla fase di identificazione, si esegue il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, contenente tutti gli elementi atti a definire compiutamente l'articolazione plano-altimetrica dell'aggregato.

La rappresentazione dei risultati del rilievo si effettua attraverso piante, prospetti e sezioni (sono possibili anche rappresentazioni in 3D) corredate da una documentazione fotografica.



Fig. 4.4 Rappresentazione grafica dei risultati del rilievo

Questa fase è utile anche nella determinazione della evoluzione dell'aggregato, identificando le possibili unità edilizie originarie, i loro ampliamenti e trasformazioni.

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità (es. comignoli);
- tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali, ecc), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, ecc).

Sicuramente tali informazioni non possono prescindere in generale dall'esecuzione di un numero anche minimo di interventi di scasso e osservazione diretta (indagini endoscopiche).

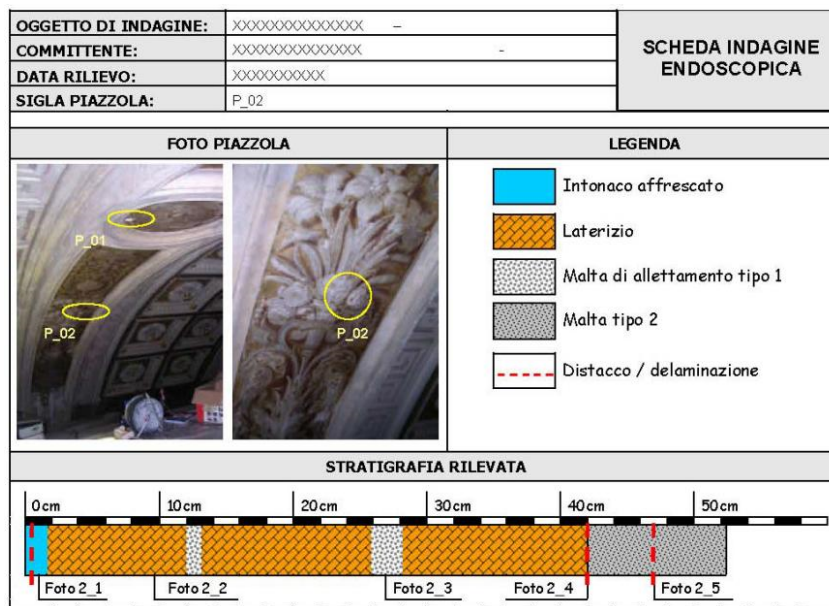


Fig. 4.5 Esempio di indagine endoscopica

Fra i punti di sopra elencati l'ultimo in particolare riveste un'importanza fondamentale, in quanto è proprio la tipologia costruttiva del paramento a definire quali siano i parametri meccanici di riferimento da adottare nel calcolo, secondo quanto specificato nell'allegato 11.D dell'Ordinanza.

Il fine della individuazione è l'assegnazione di una delle categorie di murature previste dalla tabella C8A.2.1 della Circolare, per poter definire le corrispondenti caratteristiche meccaniche.

Una possibile metodologia di classificazione è data dalla “Scheda muratura GNDT” (Binda e Cannoni, 2000).

Per una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è anche importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

In possesso del rilievo geometrico è possibile effettuare una identificazione dello schema strutturale resistente e la determinazione delle sue qualità.

4.2.4 QUADRO FESSURATIVO E STATO DI DANNO DELLA COSTRUZIONE

Dagli elaborati deve emergere l’organismo resistente della costruzione nelle sue evoluzioni storiche nonché lo stato generale di conservazione e i dissesti rilevati, in atto o stabilizzati, in modo da fornire un quadro completo e dettagliato dello stato fessurativo e dei meccanismi di danno.

Il rilievo del quadro fessurativo e deformativo può prevedere l’ eventuale monitoraggio delle lesioni per una corretta impostazione delle operazioni di salvaguardia e di risanamento statico.

In particolare devono essere evidenziati:

- i dissesti statici;
- le lesioni per trazione, di schiacciamento, per pressoflessione o causate da archi/volte insieme al il quadro fessurativo;
- il livello di conoscenza della struttura (strettamente legato al rilievo strutturale, ai dettagli costruttivi e alle proprietà dei materiali);
- i fattori di confidenza, che riducono i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare nel progetto o nella verifica, combinandosi, quando previsto, con i coefficienti parziali di sicurezza.

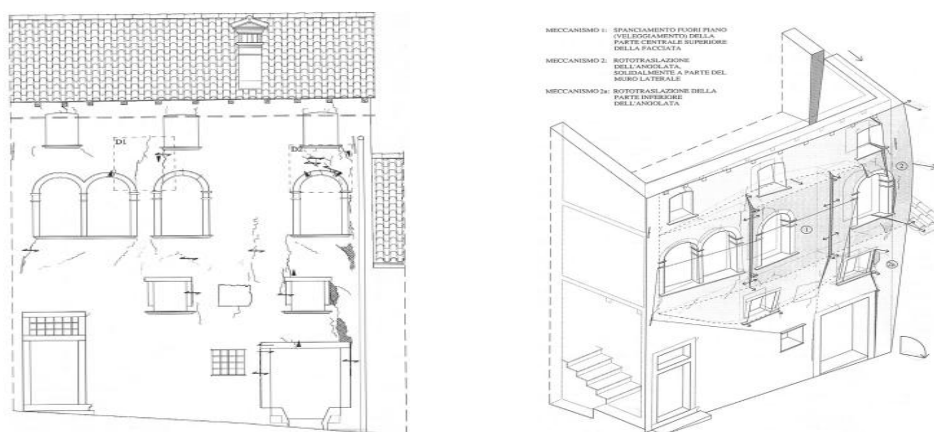


Fig. 4.6 Rappresentazione del quadro fessurativo e deformativo

4.2.5 INDIVIDUAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI

Non sempre è possibile effettuare indagini estese ed esaustive dell'aggregato sia per il livello di invasività richiesto sia per l'impegno economico dovuto, per cui è fondamentale una conoscenza delle caratteristiche strutturali dei manufatti nelle diverse epoche nell'area d'intervento, in modo da poter fare ricorso a caratteristiche desumibili dalla regola dell'arte.

Generalmente si eseguono indagini diagnostiche visive consentite da piccoli smontaggi localizzati che consentono di valutare le caratteristiche superficiali e nello spessore murario (ad esempio il grado di ammorsamento tra muri ortogonali).

Queste indagini non invasive possono accoppiarsi ad indagini più sofisticate quali quelle termografiche o soniche utili per la valutazione dell'omogeneità dei paramenti murari.

Un'immagine termografica di un oggetto consiste essenzialmente in una mappa cromatica estremamente dettagliata della sua temperatura superficiale. In una situazione di "non equilibrio" termico, come quella di un paramento murario esposto fisiologicamente a cicli di riscaldamento e raffreddamento, la temperatura superficiale è condizionata dal calore specifico e dalla conducibilità termica degli elementi che lo costituiscono.

Piccole differenze in questi parametri causano quindi un profilo termico superficiale che ricalca esattamente gli elementi costituenti e che risulta visibile anche attraverso uno strato di ricoprimento. Ne consegue che questa metodologia è ideale per evidenziare con estrema precisione la tessitura sotto intonaco di un paramento, evidenziando elementi assolutamente non rilevabili con un'osservazione nel visibile.



Fig. 4.7 Indagini visive e termografiche

Alle apparecchiature murarie rilevate in situ si associano valori di riferimento delle caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione, taglio, modulo di elasticità normale e tangenziale e peso specifico), secondo quanto disposto dalla Circolare nel paragrafo C8A, in funzione del livello di conoscenza conseguito.

La misura diretta dei parametri meccanici può eseguirsi anche attraverso prove debolmente distruttive su porzioni di muratura.

Si distinguono prove semidistruttive (penetrometriche per la malta, carotaggi, prove con martinetti piatti) e distruttive su campioni di dimensioni significative estratti dall'edificio (prove a compressione, taglio, trazione diagonale).



Fig. 4.8 Prove semidistruttive (prova con martinetto piatto)
e distruttive (prove di compressione e taglio)

Si rilevano, inoltre, le proprietà fisico-chimiche dei materiali (mattoni e malte) mediante prove di laboratorio su campioni prelevati in sito.

Occorrerà poi avere una conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.

4.3 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate.

La caratterizzazione meccanica, oltre a tener conto della tipologia muraria e della presenza di caratteristiche migliorative/peggiorative, deve necessariamente prendere in considerazione il livello di conoscenza della costruzione, mediante l'assegnazione di un opportuno coefficiente di confidenza FC, variabile tra 1.00 ed 1.35.

Esso opera come un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza.

Le indagini conoscitive si distinguono in:

- **Indagini in situ limitate**, basate su esami visivi delle superfici condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco delle dimensioni di 1m x 1m, eseguiti

preferibilmente in prossimità degli angoli, al fine di verificare anche il grado di ammorsamento delle pareti.

Si stima anche in modo approssimato la compattezza della malta e, attraverso piccoli saggi, il grado di connessione interna delle murature, per verificare se abbiano un comportamento monolitico o meno, in presenza di azioni esterne. Non richiedono prove sperimentali.

- **Indagini in situ estese**, effettuando le indagini sopra citate in modo sistematico ed esteso ad ogni tipologia muraria presente. Si prevedono anche prove di caratterizzazione della malta ed eventualmente di pietre/mattoni con metodi di prova non distruttivi a sostegno e a completamento delle stesse. Richiedono almeno una prova su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive.

- **Indagini in situ esaustive**, in cui in aggiunta alle prove precedentemente descritte seguono ulteriori prove sperimentali tali da consentire la valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura o delle murature presenti.

Le prove si effettuano, in situ o in laboratorio, su porzioni indisturbate di muratura prelevate dalle strutture dell'edificio; generalmente comprendono prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio.

Richiede almeno tre prove su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive.

Relativamente al livello di conoscenza LC, definito in funzione delle indagini eseguite, si assumono progressivamente fattori di confidenza più bassi, meno condizionanti sulla resistenza del materiale.

Si definiscono tre livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3.

Il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando è stato effettuato il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali.

Ad esso corrisponde un $FC = 1.35$.

Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando è stato effettuato il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

Ad esso corrisponde un $FC = 1.2$

Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando è stato effettuato il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali.

Ad esso corrisponde un fattore di confidenza unitario.

Ad ogni livello di conoscenza corrisponde, inoltre, un diverso modo di valutazione delle resistenze e dei moduli elastici del materiale:

LC1

- Resistenze: minimi degli intervalli riportati in tabella per la tipologia muraria in esame
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella

LC2

- Resistenze: media degli intervalli riportati in tabella per la tipologia muraria in esame
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella

LC3

Se sono disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza:

- Resistenze: media dei risultati delle prove
- Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella tabella per la tipologia muraria in esame

Se sono disponibili due valori sperimentali di resistenza:

- Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella tabella per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale.
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso precedente

Se è disponibile un solo valore sperimentale di resistenza:

- Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso precedente

LC1 : Conoscenza LIMITATA Geometria: RILIEVO strutturale completo Dettagli costruttivi: Verifiche in situ LIMITATE Proprietà dei materiali: Indagini in situ LIMITATE	FC = 1.35
LC2 : Conoscenza ADEGUATA Geometria: RILIEVO strutturale completo Dettagli costruttivi: Verifiche in situ ESTESE ed ESAUSTIVE Proprietà dei materiali: Indagini in situ ESTESE	FC = 1.20
LC3 : Conoscenza ACCURATA Geometria: RILIEVO strutturale completo Dettagli costruttivi: Verifiche in situ ESTESE ed ESAUSTIVE Proprietà dei materiali: Indagini in situ ESAUSTIVE	FC = 1.00

Fig. 4.9 Sintesi dei livelli di conoscenza

4.4 I MECCANISMI DI DANNO NEGLI AGGREGATI EDILIZI

Le prestazioni sotto sisma degli edifici in aggregato (solitamente di tipologia antica, I e II classe strutturale) sono condizionate dal comportamento delle pareti murarie al di fuori del piano.

Sotto questo aspetto, non esistono sostanziali differenze con l'analisi dell'edificio isolato, se non il fatto che la presenza delle unità adiacenti impedisce la nascita di alcuni cinematismi.

In generale sono possibili tutti i meccanismi di ribaltamento verso l'esterno delle pareti di facciata in relazione all'efficienza dei collegamenti con gli impalcati e le pareti ortogonali.

In particolare, se l'US rappresenta l'unità edilizia "di testata" dell'aggregato, per essa sono possibili cinematismi anche per la parete ortogonale di estremità.



Fig. 4.10 Meccanismo di danno per la parete esterna

Nel caso in cui fosse presente un buon ammassamento alle estremità viene chiamata in causa anche parte delle pareti ortogonali, spostando le lesioni in corrispondenza delle aperture (se vicine ai cantonali).



Fig. 4.11 Meccanismo di danno per la parete di testata

Per quel che riguarda le pareti di spina della “stecca” di aggregato, il loro comportamento nel piano non varia rispetto al caso dell’edificio singolo se non per il fatto che gli effetti torsionali sono trascurabili.

Per essa può verificarsi una rottura della parete per azioni nel suo piano.

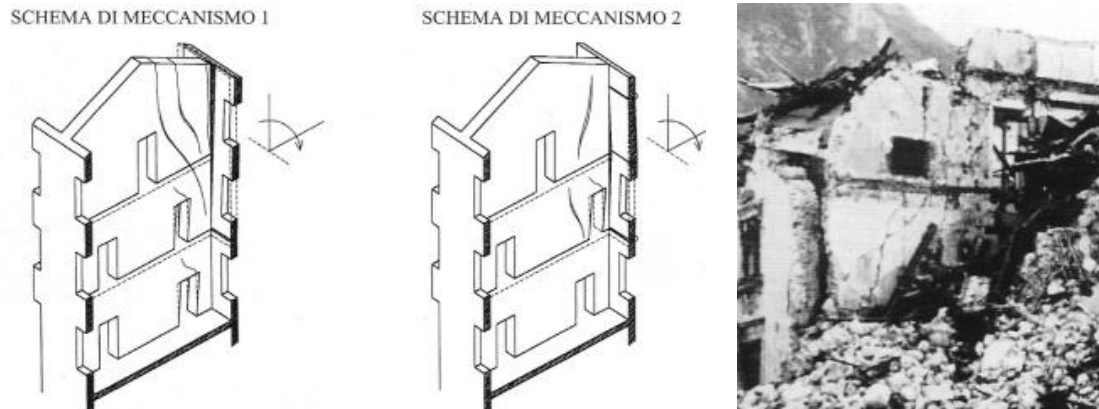


Fig. 4.12 Meccanismo di danno per la parete di spina

I comportamenti fuori piano, ove possibili, vanno ovviamente analizzati, tenendo conto anche dei carichi verticali trasmessi dagli edifici adiacenti non facenti parte della US (solai poggianti su muro in comune), eventuali forze orizzontali da carichi verticali (spinte di volte adiacenti) e delle azioni sismiche aggiuntive relative alle masse di una parte degli edifici adiacenti collegati.

Definiti i meccanismi di danno possibili, si effettua la verifica sismica su di una US con gli stessi metodi indicati per gli edifici isolati.

Le influenze strutturali degli edifici adiacenti vengono messe in conto in modo approssimato, considerando azioni sismiche aggiuntive derivante dagli edifici ad essa connessi.

Tali azioni sono dovute alla massa delle parti degli edifici adiacenti che, ragionevolmente, gravano su di essa.

La massa da considerare agente sulla US sarà almeno quella relativa alla massa di metà del campo di edificio adiacente delimitato dalla sua prima parete trasversale.

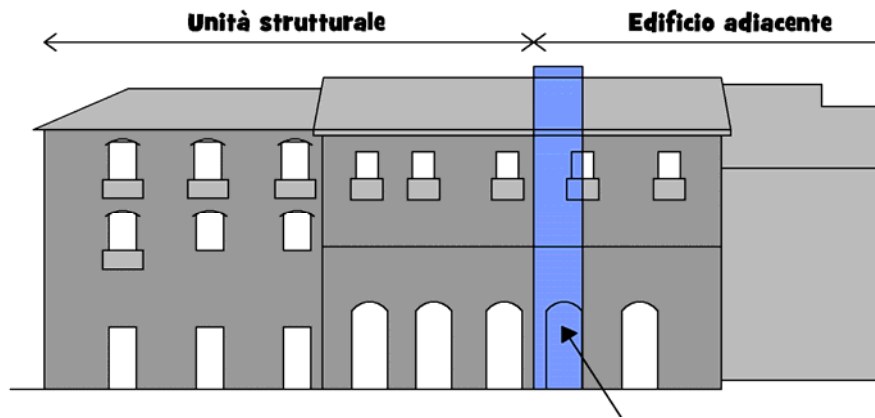


Fig. 4.13 Porzione di massa da considerare nelle azioni sismiche aggiuntive

CAPITOLO V: ANALISI DI UN CASO STUDIO IN ARSITA (TE)

5.1 CENNI SUL TERREMOTO IN ABRUZZO DEL 2009

L'evento sismico di magnitudo $M_w = 6.3$ che il 6 aprile 2009 alle ore 3:32 ha colpito l'Abruzzo, ha danneggiato 90 comuni causando 305 vittime, circa 1500 feriti e un numero considerevole di sfollati (circa 29.000).

La figura 5.1 mostra la distribuzione spaziale della sequenza sismica.

Un evento sismico si è verificato il 7 aprile 2009 a sud-est della scossa principale ed è stato caratterizzato da una magnitudo pari a $M_w = 5.5$, mentre altri due eventi di magnitudo 5.4 e 5.2 si sono succeduti il 9 aprile 2009 nella zona dei Monti della Laga, a nord della scossa principale.

In altri termini, la sequenza sismica si è trasferita prima a sud-est e poi a nord-ovest della scossa principale, come chiaramente dimostrato dalle misure della rete degli accelerometri nazionali (RAN) gestita dal Dipartimento della Protezione Civile.

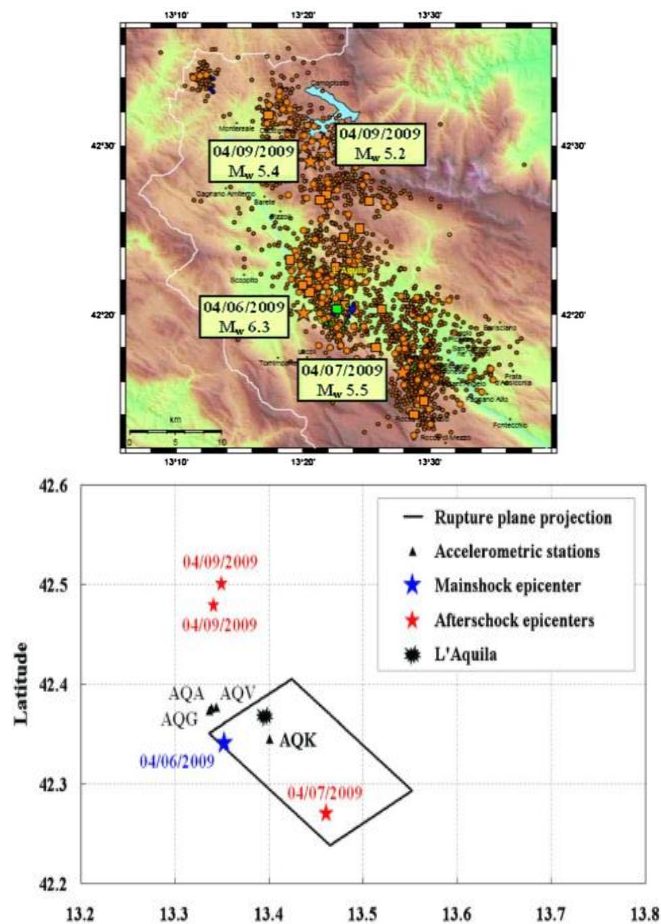


Fig. 5.1 Principali sequenze sismiche nel terremoto dell'Abruzzo e descrizione grafica del piano di rottura proiettato sulla superficie

Ciò ha determinato una progressiva liberazione di energia in tutto il piano di faglia. Più di 60.000 edifici sono stati seriamente danneggiati o distrutti e circa 70.000 abitanti sono stati evacuati.

Il piano faglia della scossa principale è risultato essere rettangolare di circa 17x14 km² e posto ad una profondità tra 0.6 e 11.8 km dalla superficie, con un angolo di 142° rispetto alla direzione nord-sud (strike), pendenza 50° (dip) e direzione di scorrimento orientata verticalmente rispetto alla proiezione del piano di rottura sulla superficie (rake).

Il terremoto ha provocato ingenti danni al patrimonio edilizio dei centri storici e alle infrastrutture, soprattutto nei comuni in cui è stata raggiunta l'intensità macrosismica del IX-X grado MCS (Scala Mercalli-Cancani-Sieberg).

L'area interessata dal sisma è stata piuttosto estesa, infatti, dall'elenco dei centri abitati danneggiati si osserva come i comuni colpiti appartengano non solo alla provincia de L'Aquila, ma anche a quelle di Teramo, Chieti, Pescara, Rieti, con intensità locali variabili fra 9.5 e 4.5 gradi MCS.

Nei giorni successivi all'evento principale è stato avviato un sistema di monitoraggio delle località interessate, con rilievi più approfonditi per alcune di queste, soprattutto il capoluogo aquilano.

La stima dei danni non è stata semplice, sia perché era considerevole il numero di edifici da ispezionare, sia perché nel territorio urbanizzato colpito sono state rilevate tipologie edilizie diverse, in alcuni casi erano presenti anche nuclei già in stato di abbandono, in altri sono stati individuati edifici di più recente edificazione, realizzati quindi con modalità costruttive e materiali diversi da quelli dell'edilizia storica.

I danni maggiori sono stati riscontrati lungo l'asse NO-SE, le situazioni più gravi interessano le località aquilane di Tempera e Villa Sant'Angelo.





Fig. 5.2 Danneggiamenti alle strutture murarie in seguito al sisma nella città di L'Aquila

Le informazioni storiche sulla sismicità del territorio non sono molte, sia per perdita di documenti storici, sia per



manca di ricerche.

L'aquilano è stato colpito da eventi sismici già nella metà del IV secolo d.C. nell'antico centro urbano di Peltuinum, che oggi è localizzato presso Prata d'Ansidonia, un nucleo sorto sul tracciato di un antico tratturo che raggiungeva la Puglia.

Durante gli scavi archeologici del 1988 sono stati rinvenuti i resti delle coperture voltate di grandi cisterne nell'area del Foro e il teatro.

Già nel IV secolo il terremoto causò gravi conseguenze sociali, anche se, non è considerato la causa dell'abbandono del sito.

Quel sisma è stato collegato al terremoto del Sannio del 346, ma non ci sono elementi che inducono a credere che il centro abitato di Peltuinum possa aver subito gli effetti di quel terremoto.

Non si hanno altre notizie sulla sismicità dell'area fino al 1315.

In quell'anno, come testimonia un documento istituzionale del Regno di Napoli, rinvenuto nel 1995, si verificò un grande terremoto, di cui tuttavia non conosciamo l'epicentro. Questo è stato ipotizzato nel baricentro dell'area dei castelli dominata dalla città di L'Aquila.

Nello stesso secolo, precisamente nel 1349, l'Italia centrale è stata colpita da alcuni eventi sismici, se ne contano almeno quattro.

Entro settembre di quell'anno è stata devastata dai terremoti tutta la zona dell'aquilano e del sulmonese, il Lazio meridionale e il Molise settentrionale.

Altri due eventi sismici avvennero nel 1398 e nel 1423 con epicentro L'Aquila, non è ancora chiaro se furono interessate dai terremoti anche altre località.

Un'altra memorabile sequenza sismica si avvertì nel 1456.

Anche in questo caso furono coinvolte più aree sorgenti, ancora una volta si trattava di quattro aree territoriali: L'Aquila, Isernia e Bojano, Sannio e Irpinia, Puglia centrale.

L'evento sismico che presenta più tratti comuni al sisma del 2009 è tuttavia il terremoto del 1461, a seguito del quale furono rasi al suolo i Comuni di Onna, Poggio Picenze, Castelnuovo e Sant'Eusanio Forconese.

Dagli effetti dell'evento si ipotizza che il sisma abbia avuto un'intensità del IX-X grado.

Anche nel 1461 la sequenza di scosse si era manifestata in più riprese, allarmando la popolazione già dal 16 novembre, quando molti lasciarono la città e scelsero di vivere in tendopoli improvvisate nelle aree di campagna.

Le scosse durarono per ben quattro mesi, provocando numerosi crolli, soprattutto nelle chiese e negli edifici pubblici.

È noto che nello stesso secolo ci furono ancora due terremoti minori: il primo nel 1466 e il secondo nel 1498, ma ben poco sappiamo su questi episodi.

Un nuovo terremoto storicamente documentato è quello del 1646, in questo caso è stata colpita la sola città de L'Aquila. A questo seguì, nel 1703, una sequenza sismica ben più gravosa, considerata un vero e proprio disastro per estensione e intensità.

Gli episodi più devastanti furono quelli del 14 e del 16 gennaio e poi quello del 2 febbraio, oltre a questi furono centinaia le scosse di entità minore avvertite dalla popolazione.

Gli eventi sismici del dicembre 1703 produssero devastanti effetti anche in Umbria meridionale, Lazio orientale e Marche meridionali; mentre la scossa del febbraio 1703 si abbatté soprattutto nel reatino, nel Lazio orientale, nell'aquilano e nell'Abruzzo nord-occidentale, compreso il territorio del teramano.

L'elenco dei comuni interessati e dei danni prodotti in ciascuno è davvero molto lungo e possiamo immaginare quali terribili esiti ebbe sulla condizione delle popolazioni colpite e sull'economia locale di queste città.

La ricostruzione a L'Aquila si è protratta per anni proprio per le numerose difficoltà intervenute, cui si è aggiunta una forte emigrazione di massa.

Le cittadine di Castelnuovo e Poggio Picenze furono fra l'altro lesionate nuovamente dal terremoto del 1762.

Fra gli episodi sismici più recenti ricordiamo il grande terremoto della Marsica del 1915 e poi gli eventi che si sono verificati a Nord del Gran Sasso nel 1950 e nel 1951.

La città de L'Aquila e altre 152 località subiranno nuovi danni con il terremoto del 1958.

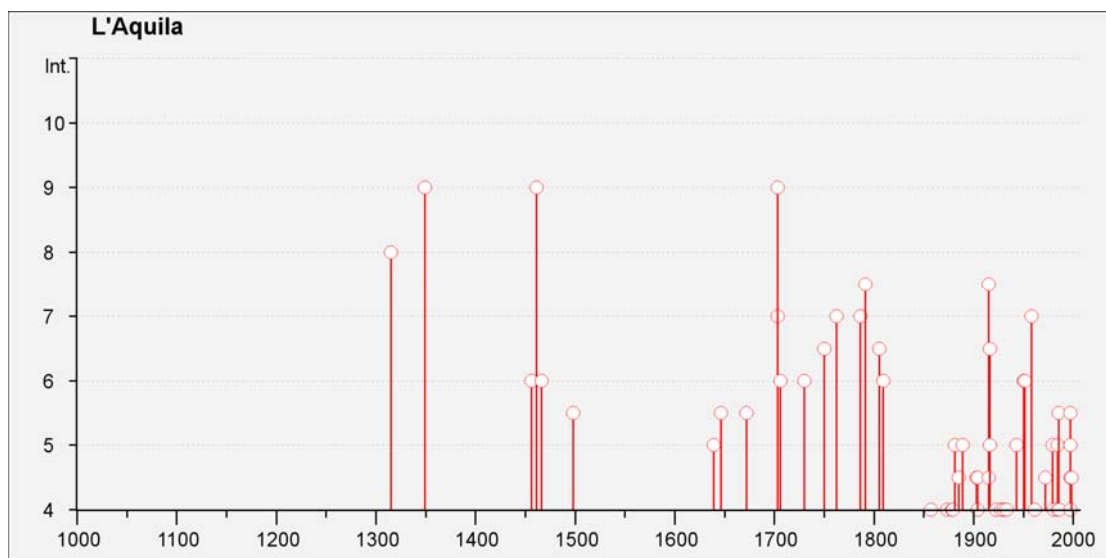


Fig. 5.3 Storia sismica de L'Aquila
(INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

Per il Comune di Arsita, l'intensità locale, registrata durante il sisma del 6 aprile 2009, è stata pari al VI grado MCS (Scala Mercalli-Cancani-Sieberg), analogamente ai Comuni di Castelli, Colledara, Montorio al Vomano, Fano Adriano, Penna Sant'Andrea, Tossicia, Pietracamela, appartenenti alla stessa provincia.

L'edificato storico ha subito danneggiamenti di varia entità.

Delle unità edilizie rilevate, sono risultate agibili il 42% del totale, del restante 58% gli edifici inagibili sono pari al 31%, il resto si divide fra gli edifici temporaneamente inagibili, il 21% delle unità, gli edifici parzialmente inagibili, il 3%, e quelli inagibili per rischio esterno, un altro 3%.

Gli esiti ottenuti hanno dimostrato l'inefficienza strutturale del costruito alle azioni sismiche.



Fig. 5.4 Istogramma degli esiti di agibilità di Arsita

5.2 IL COMUNE DI ARSITA

Arsita è un [comune italiano](#) di 829 abitanti della [provincia di Teramo](#) in [Abruzzo](#).

Sorge a circa 470 m sul livello del mare (s.l.m.) nell'alta valle del fiume Fino, in prossimità del massiccio del Gran Sasso; più esattamente, si colloca lungo la fascia collinare pedemontana nella catena Meridionale del Gran Sasso, nel margine più esterno del settore settentrionale dell'Appennino abruzzese, alla sommità del versante destro del fiume Fino.

	Codice ISTAT	067003
	CAP	64031
	Coordinate geografiche	Latitudine 42°30'9"N Longitudine 13°47'5"E
	Sindaco	Enzo Lucci
	Vice Sindaco	Giovanni Ferrante
	Assessore	Catiuscia Cacciatore
	Assessore	Amedeo Cacciatore
Viale S. Francesco, 35 - 64031 Arsita (TE), tel. 0861-995525, fax 0861-995039, C.F./P.IVA: 00139560676		

Tab 5.1 Riferimenti per il Comune di Arsita

Il territorio comunale si estende per 30.04 km² e comprende 889 abitanti, con una densità di popolazione pari a 26.09 abitanti per km².

Fanno parte del Comune di Arsita il centro storico e le quattro frazioni isolate di Bivio Arsita, Colle dei Cerri, Colle Mesole, Pantane.

L'insediamento urbano è circondato da ampie aree destinate alle colture estensive e da una folta vegetazione boschiva con prevalenza di querce.

In prossimità del centro abitato sono presenti dei caratteristici orti urbani, simbolo del forte legame dell'insediamento con la componente agricola.

Il territorio comunale può essere diviso in due parti: quella centro settentrionale, che comprende circa i due terzi del comune, in arenaria e/o argilla, con altimetrie non superiori agli 800 m s.l.m., e la parte meridionale, in cui le colline lasciano il posto ai rilievi montani.

In questa parte di territorio, dove prevalgono i calcari, le dolomie e le marne, il bosco è sempre più fitto e si raggiungono anche altimetrie di 2000 m s.l.m.



Fig 5.5 L'insediamento urbano di Arsita (Ortofoto 2007: ENEA C. R. Bologna)

Il centro abitato, che si colloca nella parte più a Nord del comune, si sviluppa nella fascia altimetrica compresa fra i 450 m e i 500 m s.l.m. Gli edifici più recenti, costruiti verso Est, appartengono alla successiva fascia altimetrica compresa fra 500 m e 550 m s.l.m.

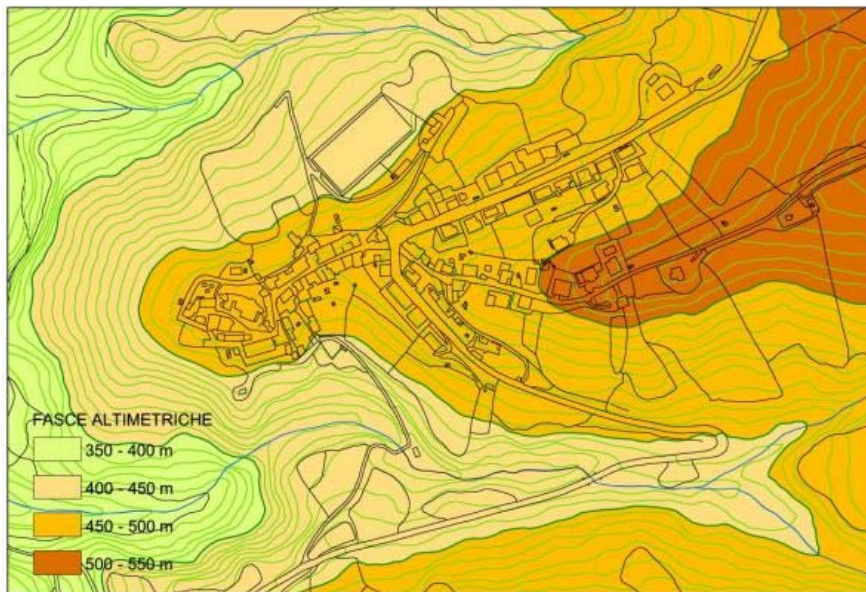


Fig 5.6 Mappa delle fasce altimetriche del centro urbano di Arsita (Base cartografica - Carta Tecnica Regionale: ENEA C. R. Bologna)

5.2.1 CENNI STORICI SU ARSITA

Arsita è un comune di antichissime origini, sorge nei pressi di un sito archeologico romano di cui restano alcune tracce di tombe, databili dall'VIII al I secolo a.C., corredi, monili e resti della cinta muraria, come emerso dagli scavi archeologici del 1985. I primi ritrovamenti risalgono tuttavia al 1886, quando furono rinvenuti una fibula di bronzo e arette fittili, uscite dalle stesse matrici da cui erano state tratte quelle delle necropoli dell'Esquilino.

Furono ritrovate anche urne cinerarie, vasi lacrimali, lucerne, pavimenti, monete romane della città di Cerbolongo, citata da Tito Livio e distrutta nel basso impero. Il comune è nato come insediamento di confine, infatti, sorge al lato del Fiume Fino che nel periodo alto-medioevale era indicato come In Fluvio Fine, ossia fiume del confine. Nel periodo italico Arsita era il territorio di confine fra le terre dei Vestini e quelle dei Petruzi. Quest'ultimo è il nome originario dell'attuale Abruzzo.

Il primo nome del comune era Bacucco, appellativo derivante dall'omonimo castello, di cui oggi restano pochi ruderi.

Il nome Bacucco è rimasto in uso fino al 1905, come risulta dai documenti storici. Il termine significa castelletto o insediamento di capanne di frasche, tuttavia, l'appellativo potrebbe anche derivare dalla forma ovale del primo insediamento oppure dal nome del dio Bacco o anche dall'arabo bakok o burqu, ossia il panno che si avvolge sulla testa e sul volto.



Fig 5.7 Ruderi del castello e veduta panoramica dal castello

L'appellativo Arsita, invece, indica un luogo arso e bruciato dal sole. Sembra che sia stato utilizzato per la prima volta in un documento del 1084, relativo alla cessione di tre castelli al monastero di Montecassino.

Il nome ricorre, accanto a quello di Bacucco, anche nel diploma concesso ad Alife da Carlo I D'Angiò del 1273. Le decime vaticane del 1324 fanno riferimento sia a Bacucco che all'ecclesia S. Iohannis de Arsita. Probabilmente i

due insediamenti erano vicini e complementari l'un l'altro: il primo corrispondeva all'attuale incastellamento, il secondo era riferito alla Cima della Rocca, posta a quota 923 m s.l.m. e alla sottostante chiesa di San Giovanni, che si trova sull'omonimo colle, a un'altitudine di 729 m sul livello del mare.

Nel Rinascimento era parte dell'insediamento di Bacucco anche la vicina Roccafinadamo o Rocca Filiorum Adami.

Il centro urbano fu dominato da Alessandro Sforza, entrando a far parte nel demanio reale nel 1474. Il re Ferdinando nel 1481 la donò all'Università di Civiltà di Penne come ricompensa per i danni subiti per essere stata fedele al Re delle Due Sicilie. In seguito lo stesso Ferdinando aggregò l'insediamento al contado di Sanvalentino, posseduto dalla famiglia degli Acquaviva.

Nel 1507 il territorio entrò in possesso di Cola Gentile; nel 1600 passò nelle mani della famiglia di Renuccio Farnese. Nel 1669 ci fu un nuovo cambio di proprietà: il Duca di Parma, che aveva nell'odierno territorio arsitano alcune abitazioni, entrò in possesso dell'intera comunità.

Nell'Ottocento l'abitato di Bacucco fu coinvolto nel fenomeno del brigantaggio: i briganti, che avevano formato una vera e propria banda sulle montagne di Farindola, erano gli insorti contro l'invasione francese. Nel 1807 i briganti saccheggiarono il centro abitato di Bacucco, nonché le vicine località, portando via anche molti giovani, per arruolarli nel gruppo. Nello stesso anno uno dei briganti, Antonio Priore uccise l'arciprete di Bacucco, Vieti. Intanto l'Università di Bacucco, rimasta indipendente per molti secoli, nel 1806 era stata unita al Circondario di Penne.

5.2.2 EVOLUZIONE DELLE STRUTTURE INSEDIATIVE

Il centro abitato ha un prevalente sviluppo longitudinale. Sebbene i primi incastellamenti, nel territorio, risalgano all'827, non abbiamo notizie sul numero e la localizzazione degli insediamenti. L'unica testimonianza è rappresentata dai resti dalle mura del castello e da una torre angolare circolare, risalenti al XII secolo.



Fig 5.8 Evoluzione delle strutture insediative (Fotografia: ENEA C. R. Bologna)

Nel 1173 Bacucco era un feudo «di due soli soldati a cavallo, vale a dire abitata da circa quarantotto famiglie», come scrive l'Antinori e null'altro sappiamo sull'estensione dell'abitato dei secoli successivi, fino al 1532, anno in cui, come riportato dal Giustiniani, il numero dei fuochi sale a 50, saranno 67 nel 1545, 73 nel 1561, 81 nel 1595, 89 nel 1648 e scenderanno a 78 nel 1669.

Nella seconda metà del XVI secolo, quando il territorio di Arsita fu incluso nello Stato Farnesiano d'Abruzzo, sembra che il castello sia stato oggetto di alcuni ampliamenti, nella stessa epoca venne costruita la Chiesa di Santa Maria dell'Assunta.

Ubicato in località Colli, l'edificio religioso è stato danneggiato dalle scosse telluriche dell'8 agosto e del 1° settembre 1951 e dal ciclone abbattutosi nella notte fra l'11 e il 12 giugno 1956, come indica la relazione di perizia conservata presso l'Archivio del Comune. Anche nota come Chiesa di Santa Maria D'Aragona, è una costruzione cinquecentesca, recentemente riaperta al culto, dopo alcuni interventi di restauro. A protezione dell'ingresso principale, l'edificio presenta un piccolo portico, realizzato probabilmente in epoca successiva.

La chiesa custodiva un'antica statua della Madonna con Bambino in grembo, in terracotta dipinta, risalente al 1531, restaurata fra Ottocento e Novecento: la particolarità della statua è rappresentata dalle mani snodabili e dal corpo mobile.

Bacucco, ha probabilmente assunto l'odierna conformazione fra la fine del XVIII secolo e gli inizi del successivo.

L'edificato si sarebbe sviluppato intorno alla presenza della Regia Chiesa Parrocchiale, tre edifici residenziali e un mulino ad acqua, era inoltre circondato da un bosco di faggi, querce e noci.

Dalle Ordinanze del Sindaco di Arsita, scritte fra il 1945 e il 1950, sembrerebbe che l'antica canonica, che si trovava fra Via Oberdan e Corso Vittorio Emanuele, già in pessimo stato di conservazione, con l'aggravarsi delle condizioni delle facciate Sud e Sud - Ovest, nel 1949, sia crollata a seguito di un nubifragio e sia stata parzialmente ricostruita.

Anche la Chiesa Parrocchiale di Santa Vittoria ha subito nel corso dei decenni diverse modifiche. Eretta nel Seicento, fra il 1793 e il 1950 furono eseguiti una serie di interventi:

uno dei più importanti è la realizzazione ottocentesca dell'avancorpo architettonico della facciata, poi restaurato nel 1907, con il completamento delle parti mancanti, quali lesene, capitelli, cornici.

Un altro intervento particolarmente rilevante è stato il rialzamento dei muri perimetrali della chiesa e in seguito di quelli del campanile. I lavori sono stati ultimati solo negli anni '30 del Novecento, le tracce delle sopraelevazioni eseguite sono state evidenziate dalle immagini termografiche.

Infine, il progetto della casa comunale risale al 1830 circa. L'alloggiamento era composto al piano primo da una cantina e da una stalla, al secondo piano erano collocate la camera del forno e la cucina, al terzo livello c'era una sala e una camera da letto. I lavori per la sua realizzazione saranno appaltati solo fra il

1857 e il 1860. Attualmente la facciata dell'edificio si presenta proprio come il disegno originario, con l'aggiunta del piccolo balcone sul portale d'ingresso. Nel 1807 Bacucco risultava un Riunito di Penne, nel 1809 passò a Bisenti e nel 1830 si separò da questi col decreto di Francesco I.

L'intero territorio fu feudalizzato con il conseguente aumento della popolazione, raggiungendo proprio nel 1830 le 1178 anime. L'agglomerato urbano, edificato all'interno delle mura cittadine, passò da 90 a 150 fuochi, secondo l'Onciario del 1747. L'economia locale era retta dall'agricoltura, ma anche la pastorizia e la lavorazione dei legni erano parte delle attività dominanti.

Anticamente, infatti, nel territorio erano lavorati i legni di quercia e di faggio dei boschi vicini al centro abitato per la costruzione dei remi, ricercati in tutto il litorale adriatico, noti forse anche presso l'antico porto di Acri, posto fra Silvi Marina e Pineto. Non esistevano le scuole, l'assistenza sanitaria e ogni altra forma di pubblico servizio, dunque la destinazione d'uso dell'edificato era esclusivamente residenziale. L'abitato si sviluppò in alcuni rioni che testimoniano l'esodo dei lavoratori verso il nascente Comune, questi erano in tutto nove: Casanova, Castello, Corte, Croce, Piazza, Ponte, Portanova, S. Rocco e Villa, mentre le contrade erano molto più numerose. Il centro urbano è costituito per lo più da edifici in linea di due e soprattutto tre piani, con affacci paralleli verso gli assi stradali e, in alcuni casi, verso gli annessi orti.

I caratteri costruttivi, desunti dalle analisi dirette, risultano abbastanza omogenei: si tratta di edifici per lo più in pietra, la muratura si presenta in molti casi irregolare, in altri sbazzata e in pochi casi regolare; gli orizzontamenti sono solitamente in legno, in pochi casi ristrutturati con profilati di acciaio, oppure in putrelle e voltine.

Dopo alcuni interventi più recenti, alcuni solai sono stati ricostruiti in latero cemento. Anche le coperture, ad eccezione di pochi casi, sono ancora in legno, con manto in laterizio.

Gli edifici non presentano cordoli, se non in modo episodico, inoltre, in pochi casi sono stati rilevati incatenamenti.



Fig 5.9 Le trasformazioni urbane del '900

Quello che risulta evidente è il continuo rimaneggiamento dei fabbricati negli anni: oltre ad alcune sopraelevazioni, la distribuzione interna degli ambienti ha subito trasformazioni che, a volte, hanno reso difficile la lettura delle singole unità strutturali. Le caratteristiche comuni degli edifici lasciano ipotizzare che questi siano stati costruiti nello stesso periodo, inoltre, sono state individuate poche cellule di saturazione, aggiunte fra gli edifici esistenti, sfruttando le pareti laterali di queste, e ciò conferma l'ipotesi che l'intero centro sia stato costruito, forse sotto la direzione di maestranze diverse, nello stesso periodo. Si può ipotizzare, dunque, una formazione ottocentesca, basata sull'impiego dei materiali locali.

Nel '900 alcuni edifici hanno subito alterazioni formali per il miglioramento della viabilità urbana. Le unità edilizie, localizzate all'imbocco del Corso Vittorio Emanuele, formavano una strettoia, per questo, gli edifici sono stati parzialmente demoliti, mentre la porzione di suolo da essi occupata è stata espropriata, come disposto dai documenti del 1895.

Sappiamo, inoltre, che proprio fuori dall'imbocco dell'abitato si trovava la cappella di San Rocco anche questa demolita e ricostruita nel 1925 in altro luogo. Una perizia successiva del 1935 richiedeva, infine, nuovi interventi di demolizione, sempre allo scopo di rettificare la strada e allargare così il Corso Vittorio Emanuele. Ulteriori interventi furono eseguiti in Via Castello, come mostra un progetto del 1910. Sembra che il dissesto idrogeologico abbia danneggiato le mura di contenimento, rendendo necessarie opere di sostegno in previsione di possibili crolli.

Dall'osservazione delle ortofoto e dalla documentazione storica si evidenzia, proprio ai piedi del rilievo su cui sorge l'odierna Arsita, la presenza di un corso d'acqua, Fosso Pisciarello, che confluisce a Sud-Ovest nel Fino ed è probabile che durante i periodi di piena renda franabile il versante Sud su cui sono stati eretti alcuni edifici. I dati Istat indicano un consistente aumento demografico nel 1936, quando si contano 2380 abitanti, ma è probabile che i nuovi residenti si

siano insediati nell'edilizia sparsa nel territorio, senza incidere sulla conformazione del centro urbano, in seguito il livello demografico è sceso gradatamente, nel 2001 era sotto i 1000 abitanti. Attualmente il Comune di Arsita continua a conservare l'originaria struttura storica.

5.2.3 ANALISI URBANISTICO-ARCHITETTONICA

Lo studio ripercorre i contenuti del Piano di Ricostruzione di Arsita, dando luogo ad una caratterizzazione sotto l'aspetto sia urbanistico sia architettonico dell'edificato.

Il centro storico di Arsita è una piccola pietra preziosa grezza, al pari di altri nuclei "minori" italiani dislocati nelle fasce pedemontane più appartate.

Aggregatosi storicamente intorno al castello Bacucco, verso Ovest traguarda il profilo delle montagne e precipita, per più di cento metri e con un orlo boscoso, sulla vallata sottostante del Fiume Fino, che in alcuni punti assume la forma di un vero e proprio piccolo canyon; verso Est risale invece dolcemente il crinale, con stradine strette a misura di persona, lungo il cammino interno (via Vittorio Emanuele) o per andamenti perimetrali (non completi), con un susseguirsi di "affacci" sui versanti settentrionale o meridionale, meno ripidi, che calano verso le incisioni laterali dei torrenti tributari del Fino.

Rilevato che la destinazione d'uso dei piani terra è adibita sia per funzioni commerciali/deposito che abitative, mentre quella dei piani superiori prevalentemente a scopo abitativo, risulta più interessante valutare l'età dell'edificato, in modo da poter associare all'aggregato oggetto di studio le caratteristiche tipiche di edifici di quel periodo, se non direttamente rilevabili dai documenti grafici.

Nell'elaborato di fig. 5.10 si riporta l'età dei manufatti edilizi.

Come indicato già dall'analisi sull'evoluzione urbana del costruito, la maggior parte degli edifici di Arsita, l'86% del totale, è antecedente al 1919.

Questa analisi è un primo dato di partenza per la caratterizzazione strutturale degli aggregati, difatti ci si aspetta che l'organizzazione strutturale sia tipica degli edifici della Classe I o della Classe II per le ragioni esposte nei precedenti capitoli.

L'edificato del centro storico, ad eccezione di alcune sopraelevazioni realizzate in epoca più recente e facilmente distinguibili, è costituito mediamente da fabbricati di tre piani.

In alcuni casi gli edifici, sfruttando i dislivelli esistenti fra gli assi stradali, hanno un piano seminterrato, utilizzato come deposito o come box auto. Tali dislivelli, nel processo evolutivo degli aggregati, hanno determinato, in alcuni casi, la realizzazione di livelli sfalsati fra le unità.

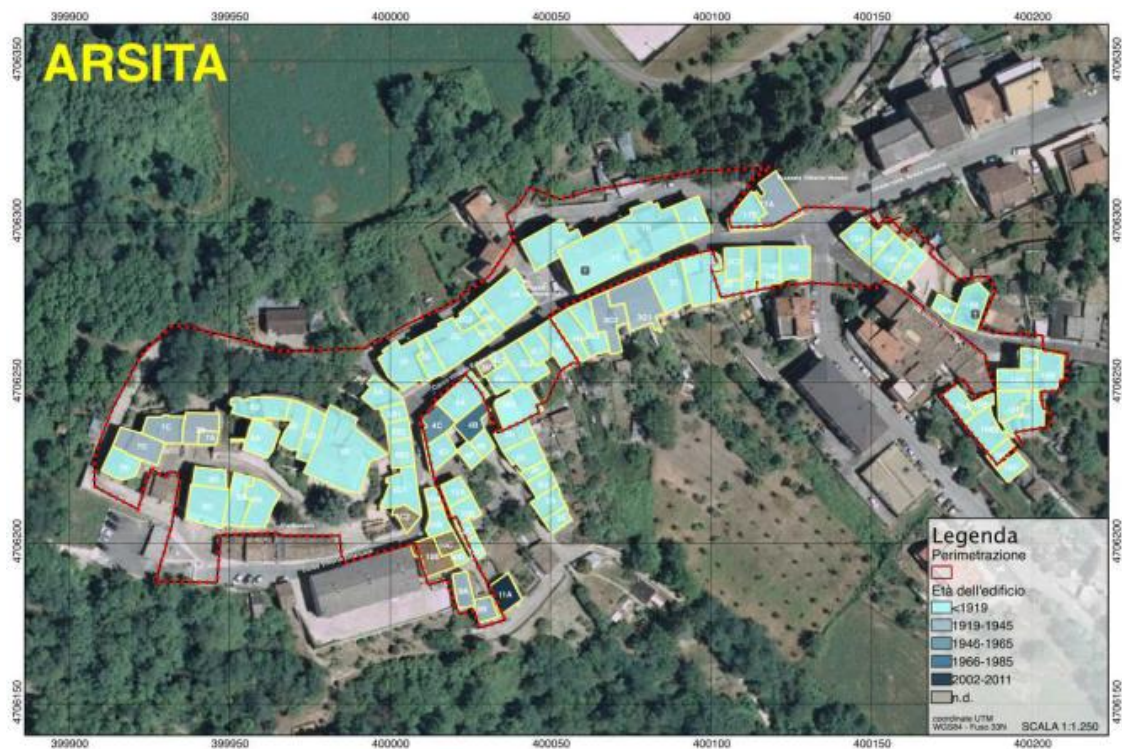


Fig 5.10 Età dell'edificato di Arsita



Fig 5.11 Tipologie di edifici presenti ad Arsita: edificio antecedente il 1919; edificio risalente al dopoguerra; edificio moderno

Gli edifici considerati di pregio per la presenza di decori unici oppure perché arricchiti da elementi distintivi non sono solo quelli religiosi o quelli

storicamente più antichi, come la cosiddetta Rocca, nel centro storico sono state individuate anche residenze private di rilevanza architettonica. In totale questi edifici rappresentano il 9% dell'edificato, quelli considerati di minore pregio sono il 7% del totale e quelli appartenenti alla tipologia tradizionale rappresentano l'84%.

Questi ultimi sono stati realizzati con gli stessi materiali e le stesse tecniche costruttive, presentano inoltre un analogo schema distributivo, per questo sono parte di un'unica tipologia tradizionale locale.

In relazione alle analisi condotte nel PDR si rileva una buona manutenzione nel 54% delle unità del centro storico, una manutenzione ordinaria nel 38% mentre la parte restante si presenta in condizioni mediocri o sono addirittura in stato di rovina.

5.2.4 PERIMETRAZIONE DEGLI AGGREGATI EDILIZI E DELLE US

La perimetrazione degli aggregati (17 in totale) e delle unità strutturali (91) del centro storico di Arsita è mostrata in fig. 5.12, assumendo per ogni aggregato un colore ed un numero diverso e per ogni suddivisione in US il numero dell'aggregato di appartenenza ed una lettera distintiva (es. 8a).

Distinti per tipo di proprietà (pubblica o privata), destinazione d'uso, età dell'edificato, sono state fornite anche indicazioni sul numero di piani in elevazione, rilevando che l'edificato è mediamente inferiore ad un numero di 3 piani, mentre solo in alcuni casi si raggiungono 4 o anche 5 piani.

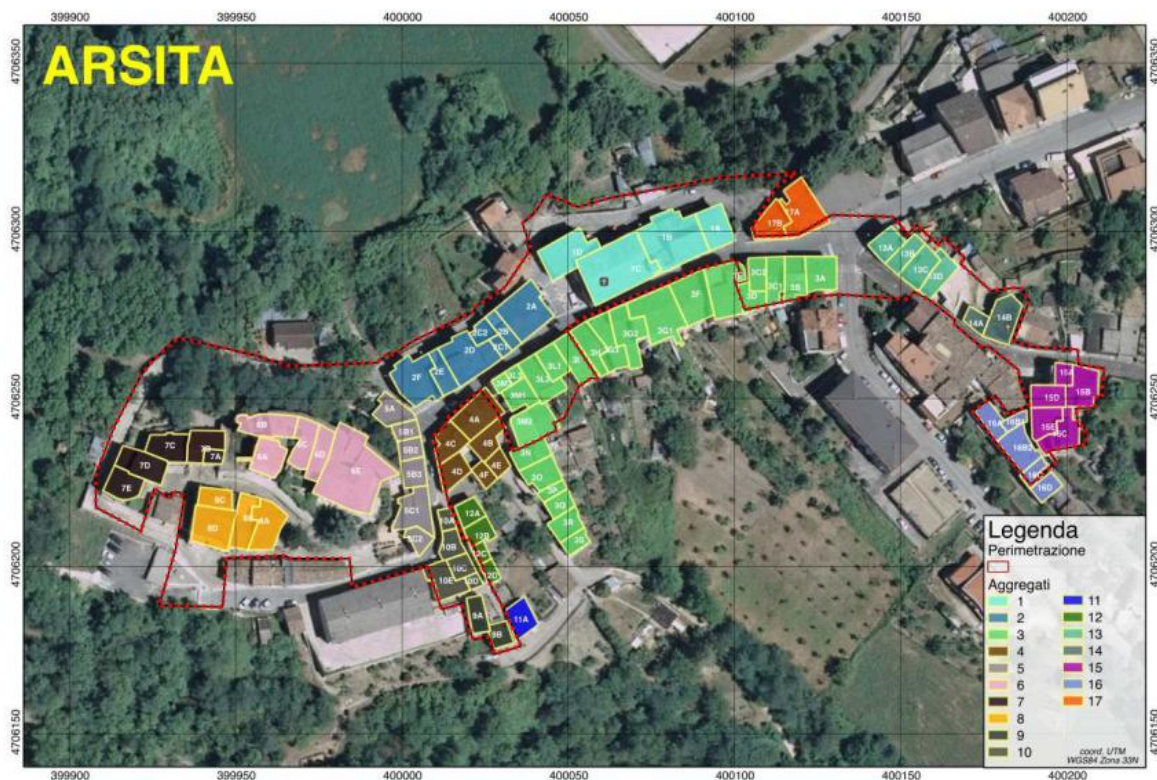


Fig 5.12 Perimetrazione degli aggregati ed individuazione delle US

5.2.5 VULNERABILITÀ DEL COSTRUITO

Sia la classificazione che la normativa sismica italiana sono state ampiamente modificate dopo il terremoto di Molise-Puglia del 2002 e ulteriormente revisionate con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. La classificazione sismica dell'Abruzzo, posteriore al 2002, è riportata in Figura 5.13. Tutta la regione è ora a rischio sismico ed Arsita è situata in zona 2.

Gli esiti sulla vulnerabilità dell'insediamento, ottenuti con l'applicazione delle metodologie schedo-grafiche all'interno del PDR, sono utili a delineare il livello di sicurezza del centro storico e restituiscono una valutazione a scala urbana dello stato di salute dell'edificato.

In Figura 5.14 è rappresentata la mappa della vulnerabilità risultante dalla Scheda proposta dal prof. Formisano. Poco più del 9% degli edifici rientra nella fascia di vulnerabilità 0 -30%, circa il 52% del totale fa parte della successiva fascia 30-45%, circa il 37% degli edifici appartiene all'intervallo 45-60%, il 2% rappresenta la percentuale delle unità appartenenti alla fascia di vulnerabilità più alta, 60-100%.

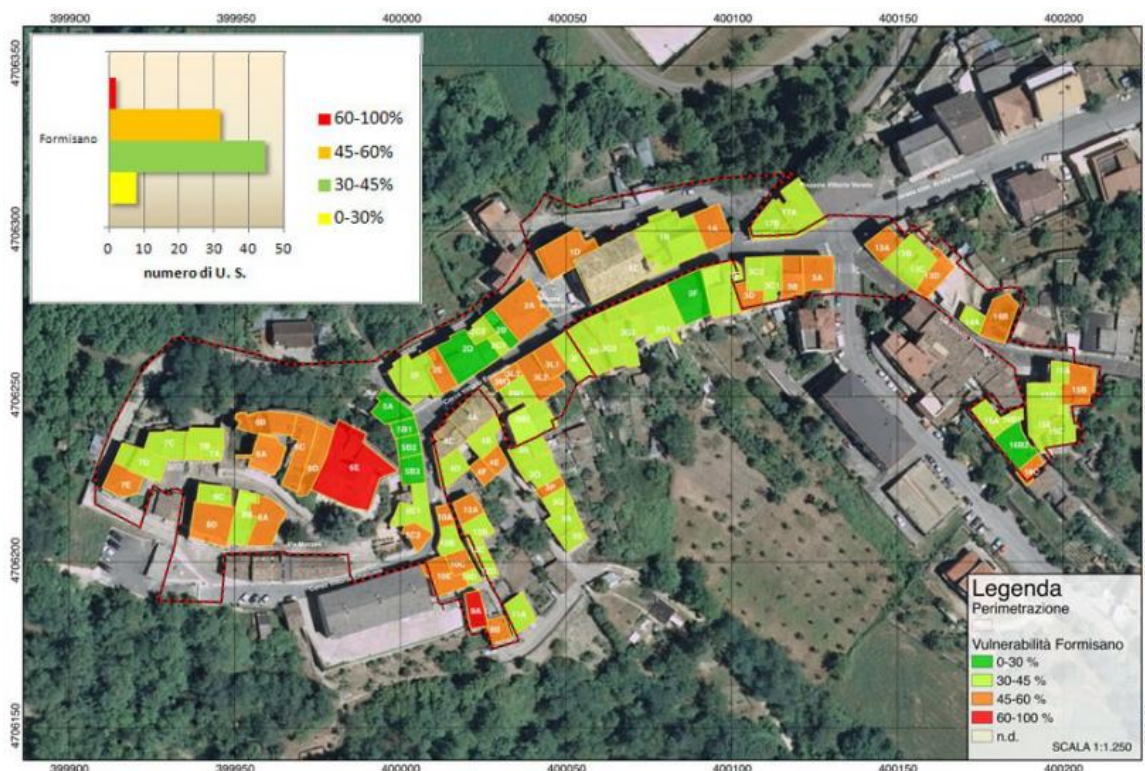


Fig 5.14 Vulnerabilità proposta da Formisano per edifici in muratura

Dall'applicazione della Metodologia FaMIVE sono state elaborate due mappe: la prima rappresenta la vulnerabilità ai meccanismi di collasso nel piano, la seconda indica la vulnerabilità ai meccanismi fuori piano.

La distribuzione delle unità strutturali nei quattro intervalli considerati evidenzia che l'edificato di Arsita è sicuramente vulnerabile ai meccanismi nel piano, ma in misura variabile: poco più di un quarto del totale ha un indice di vulnerabilità basso, circa il 32% è inserito nell'intervallo 30-45%, poco più del 20% esibisce una vulnerabilità medio - alta e la restante parte delle unità strutturali, circa il 22% appartiene alla fascia 60-100%. La mappa che descrive gli esiti di vulnerabilità delle Schede FaMIVE per meccanismi fuori piano dimostra che per la quasi totalità dell'edificato, l'86%, il relativo indice è stimato nella classe 0-30% e il 12,50% appartiene all'intervallo 30-45%.

Gli edifici inclusi negli altri gruppi percentuali sono relativamente pochi.

Questi risultati evidenziano come l'edificato dimostri una bassa propensione ai meccanismi fuori piano.

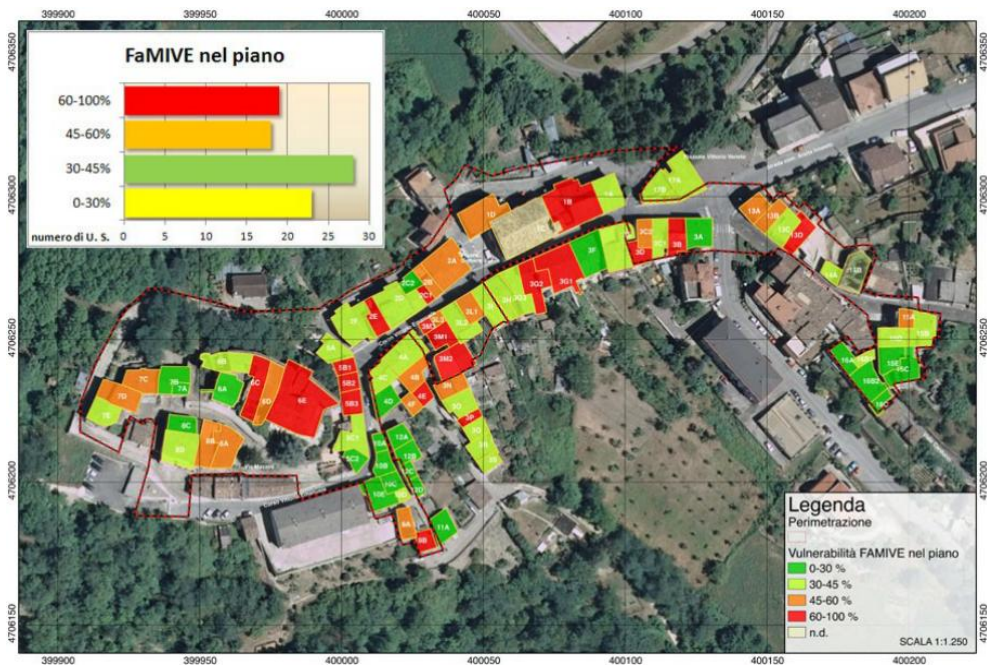


Fig 5.15 Vulnerabilità al collasso nel piano degli edifici in muratura di Arsita

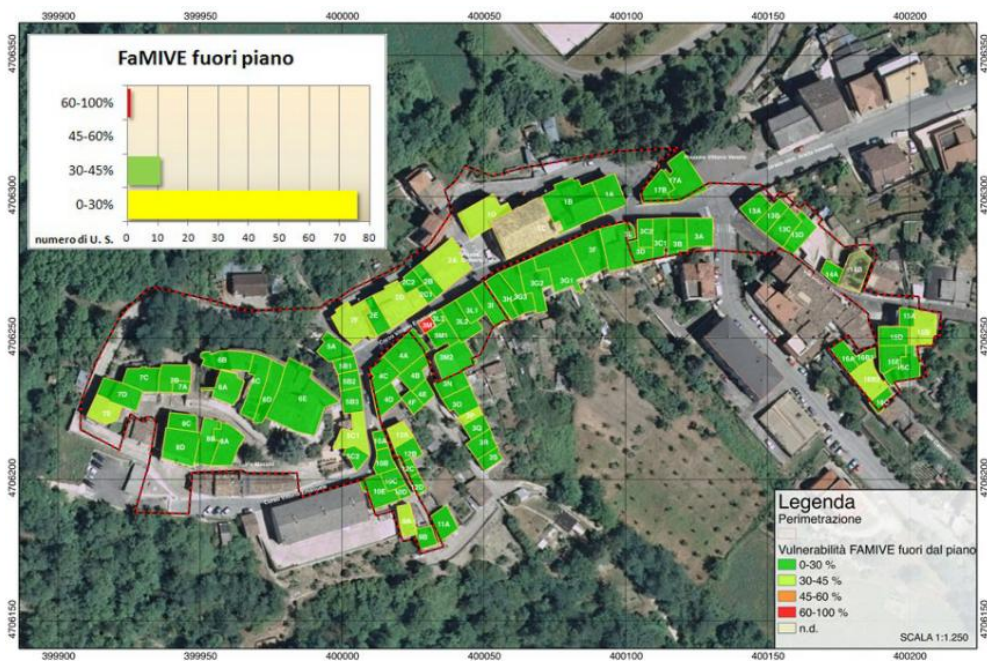


Fig 5.16 Vulnerabilità al collasso fuori piano degli edifici in muratura di Arsita

5.2.6 QUALITÀ DELLE MURATURE

L'analisi delle murature di Arsita è stata condotta attraverso la Scheda di 1° livello per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura.

Le murature più frequentemente riscontrate sono quelle realizzate in pietra a spacco di buona tessitura, che rappresentano il 59% del totale, il 34% degli edifici è stato realizzato a conci sbozzati, circa il 5% è costituito da murature in pietrame disordinato, solo il 2% del totale è rappresentato dalla categoria delle murature in blocchi lapidei squadrate.

Riferendosi inoltre agli indici della qualità muraria IQM si rileva che la maggior percentuale di edifici appartiene alla categoria delle murature che hanno una qualità media e una percentuale elevata di edifici appartiene alla categoria che rappresenta le murature con un buon comportamento meccanico.



Fig 5.17 Esempi di muratura a conci sbozzati e in pietra a spacco presenti nel Comune di Arsita

Lo stato di conservazione della malta nella maggior parte delle unità strutturali è solo parzialmente rispettato.

Invece, la presenza di zeppe è stata riscontrata nella quasi totalità degli edifici rilevati. In particolare, le zeppe in cotto sono pari al 25% del totale, quelle in pietra sono circa il 41%, infine, circa il 32% delle unità, presenta zeppe miste.

Grazie ai dati raccolti nella scheda di rilievo è stato possibile anche valutare la regolarità della forma e della dimensione degli elementi costruttivi.

Nel 9% dei casi è stata riscontrata un'elevata regolarità, circa il 52% delle unità presenta un livello di regolarità medio, per circa il 23% del totale la regolarità della forma e della dimensione degli elementi è molto bassa, infine, circa il 16% delle unità esaminate dimostra di non rispettare alcun criterio: questo conferma che nell'edificato di Arsita, in pochi casi, la muratura è costituita da elementi difformi per geometria e grandezza, disposti casualmente.

A tal proposito rivestono particolare importanza le analisi sullo sfalsamento dei giunti e sull'orizzontalità dei filari.

Nella quasi totalità delle unità questo indicatore è stato solo parzialmente rispettato. Invece, l'orizzontalità dei filari risulta rispettata circa nel 9% dei casi, è parzialmente rispettata nel 67% del totale ed è non rispettata nel restante 24% delle unità.

Gli elementi costruttivi tipici dell'edificato di Arsita sono l'arenaria e i mattoni cotti. In alcuni casi le murature sono costituite da elementi misti appartenenti a entrambe le categorie, la restante percentuale degli edifici è stata invece costruita con la sola arenaria.

Lo stato di conservazione degli elementi resistenti nella maggior parte degli edifici di Arsita è buono, solo in tre unità è stato riscontrato uno stato di conservazione mediocre.

5.3 ANALISI DELL'AGGREGATO OGGETTO DI STUDIO

L'aggregato, denominato "Il Torrione", è situato a sud ovest del centro storico di Arsita in Via Mazzini,7.

È identificato con il numero 8 e per esso è stata proposta una suddivisione in 4 unità strutturali (8A, 8B, 8C, 8D).

L'edificio, dal punto di vista funzionale, si distingue in una porzione ad uso abitativo (8C-8D) e una ad uso produttivo (8B-8A).

L'epoca di realizzazione si fa risalire al periodo antecedente il 1919 e si caratterizza di un discreto pregio architettonico.



Fig. 5.18 Posizione dell'aggregato oggetto di studio all'interno del Centro storico

5.3.1 CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE E STRUTTURALI

L'identificazione di tali caratteristiche è fondamentale per una corretta modellazione dell'aggregato, in quanto permette di coglierne il comportamento strutturale ed i parametri meccanici che lo caratterizzano.

Per quanto attiene la morfologia, l'aggregato si presenta piuttosto regolare in pianta, mentre le maggiori discontinuità si rilevano in elevazione, con la presenza di solai sfalsati e piani di calpestio a quote differenti dovuti alla posizione in forte pendio del complesso.

La distribuzione delle forature è grosso modo irregolare lungo i prospetti nord ed ovest, mentre ha una sua logica nei prospetti ad est e a sud (con irregolarità solo al primo livello).

La discontinuità caratterizza anche i paramenti murari. Si rileva la presenza di una muratura caratterizzabile come "pietra a spacco" nelle US 8D ed 8A ed un paramento più scadente, "a conci sbozzati", nella US 8C.

Non è stato possibile rilevare la tipologia muraria della US 8B che, a vantaggio di sicurezza per le successive verifiche, si ipotizza in muratura a conci sbozzati.

Le murature provengono da scavi locali di pareti arenarie. Presentano una sostanziale buona orizzontalità dei filari e soddisfacente sfalsamento dei giunti verticali, senza la presenza di ricorsi o listature che ne avrebbero potuto esaltare le caratteristiche meccaniche.



Fig. 5.19 Prospetti dell'aggregato

Gli impalcati presentano una disomogeneità ai vari livelli per la presenza, nell'ambito di uno stesso piano di riferimento, di due diverse tipologie costruttive.

In generale si riscontrano orizzontamenti con soletta deformabile, nello specifico solai in legno e solai con putrelle in ferro e voltine in muratura.

Le coperture sono leggere, realizzate con travi in legno, e di carattere non spingente.

La malta presenta una consistenza mediamente accettabile, compatta nella US 8D e tenace nella US 8A .

Si rileva, inoltre, la presenza di scale in muratura.

Per quanto esposto, l'edificio è assimilabile ad una tipologia strutturale di classe II (nella classificazione individuata dal Pagano e descritta nei capitoli precedenti).

5.3.2 RILIEVO DELL'AGGREGATO

Si riportano una sezione e una pianta significativa dell'aggregato.

Dalla visualizzazione grafica risultano ancor più chiare le specificità del sistema che hanno condizionato il modello di calcolo (irregolarità delle forature, sfalsamento dei solai, presenza di piani di calpestio a quote differenti).

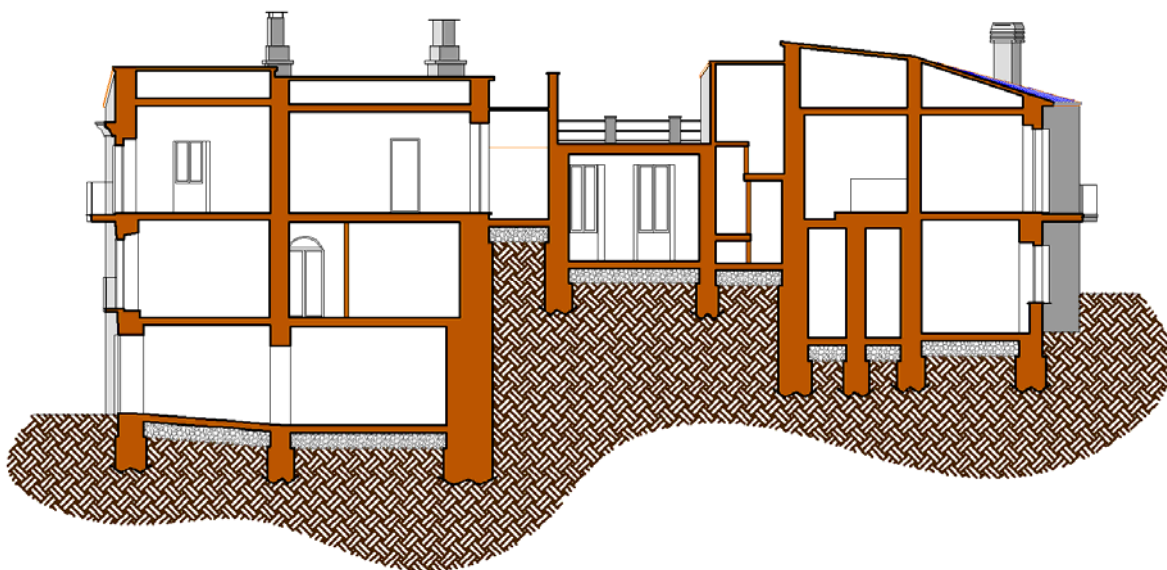


Fig. 5.20 Sezione rappresentativa della complessità dell'aggregato

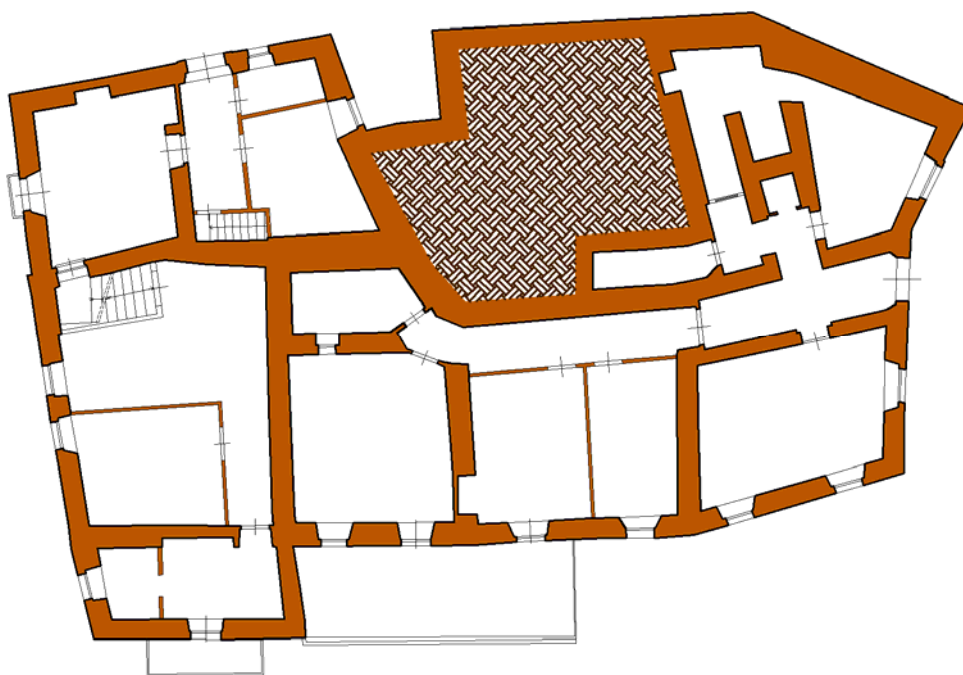


Fig. 5.20 Pianta rappresentativa della complessità dell'aggregato

CAPITOLO VI: ANALISI NUMERICHE ED APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA

PREMESSA

Il lavoro numerico è stato rivolto essenzialmente all'individuazione di meccanismi globali di collasso, coerentemente ai risultati presentati nelle schede FaMIVE contenute nel Piano di ricostruzione di Arsita in cui, per l'aggregato in esame, vengono scongiurati eventuali meccanismi di collasso fuori piano.

Viene sottolineata invece la vulnerabilità dell'edificato alle azioni nel piano per cui le analisi sono state incentrate su verifiche sismiche che tengono conto solo di tali effetti.

6.1 MODELLAZIONE COL METODO 3MURI

Con riferimento ai rilievi geometrici dell'edificio, sono state eseguite le seguenti operazioni:

- Fase 1: Preparazione della grafica di sfondo.

Si esegue la pulizia dei rilievi geometrici, in formato DWG, dai dettagli non necessari ai fini della modellazione (es. infissi delle porte e delle finestre, frecce di direzione, quote e dimensioni, piccoli manufatti esterni e interni, ecc).

In questo modo il disegno viene ricondotto alla sola indicazione di pareti e aperture.

Si traccia inoltre, l'asse delle murature (nella fig. 6.1 indicato con uno spessore maggiore) evitando di realizzare troppi dettagli, ad esempio modellando con un'unica linea d'asse la situazione in cui una parete orizzontale si interseca con una parete di spina mutando il suo allineamento con una traslazione verso il basso di una quantità convenzionalmente < 80 cm, per evitare in questo caso la creazione, durante la fase di "mesh", di maschi murari stretti e molto altri che andranno subito in crisi durante la risoluzione.

Nella realtà, infatti, è improbabile la rottura anticipata di tali elementi, la cui resistenza sarà supportata da tutte le pareti che confluiscono nel nodo.

Si tracciano, inoltre, come pareti uniche, quelle contigue con un angolo di deviazione $< 8^\circ$ che non verrebbero riconosciute come distinte dal programma.

Eliminando queste irregolarità si stabilizza il calcolo ottenendo risultati più affidabili.

- Fase 2: Definizione del telaio della struttura.

Si parte dal livello più basso, rilucidando le linee d'asse dal file Cad, con automatica creazione dei nodi di intersezione.

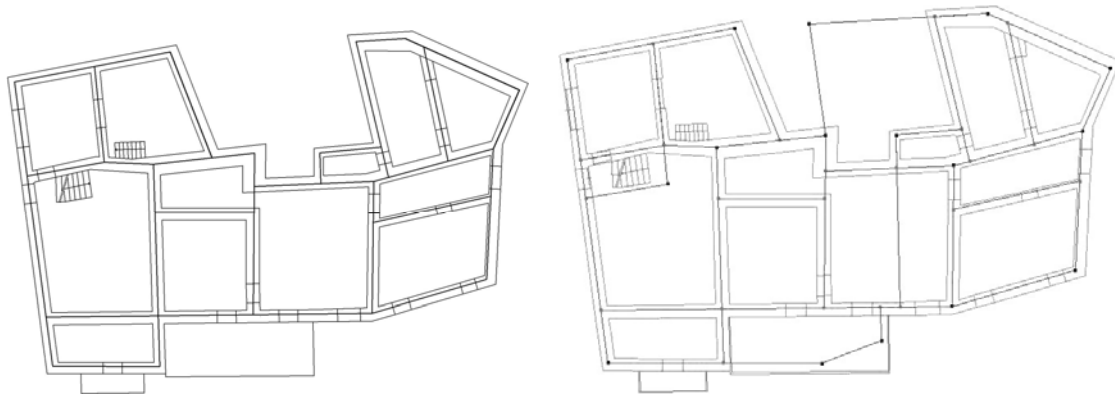


Fig 6.1 Pulizia del rilievo Cad ed inserimento delle pareti con la creazione dei nodi della struttura

- Fase 3: Definizione delle caratteristiche dei materiali.

In questa fase vengono introdotti nel modello i parametri delle murature individuate in situ, lo spessore delle pareti e l'altezza, definita dal layer di riferimento del livello, nonché la spunta "fondazione" per i pannelli di base poggianti sul suolo.

Si riportano le caratteristiche delle due tipologie murarie introdotte:

	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)	FC	γ_m
Conci sbazzati	1.230	410	20	200	3,5	103,7	1,35	3
Pietra a spacco	1.740	580	21	260	5,6	134,81	1,35	3

Tab 6.1 Caratteristiche meccaniche delle tipologie murarie dell'aggregato

- Fase 4: Inserimento delle aperture.

Definiti i pannelli murari, è possibile procedere con l'inserimento di porte e finestre mediante degli "snap" alla grafica, la cui posizione è stata indicata nel file di sfondo.

Le nicchie presenti nelle strutture murarie sono state schematizzate al pari delle aperture, operando a vantaggio di sicurezza.

Gli elementi così definiti sono caratterizzate dall'ampiezza, dall'altezza rispetto al livello di riferimento e dalla altezza dell'infisso.

- Fase 5: Modellazione di solai e balconi.

Si introducono gli impalcati definendo i parametri meccanici, le sezioni di appoggio e l'orditura.

Per la determinazione dei parametri di inserimento è stata effettuata un'analisi preliminare dei carichi.

L'analisi si effettua considerando una striscia rappresentativa (1m x 1m di solaio).

Per l'impalcato in legno è stata definita una sezione tipo costituita da due travi in pioppo di dimensioni 15x20(cm) poste ad un interasse di 50cm con un peso specifico di 5Kn/m³, sovrastate da un tavolato doppio in legno di abete, ciascuno dello spessore di 4cm, con un peso specifico di 4 Kn/m³.

Al carico delle travi e del tavolato è stato aggiunto quello relativo all'incidenza dei tramezzi (1Kn/m²), al pavimento (0,5 Kn/m²) ed un carico variabile Qk definito, in funzione della classe d'uso dell' edificio, dalla normativa (2Kn/m²).

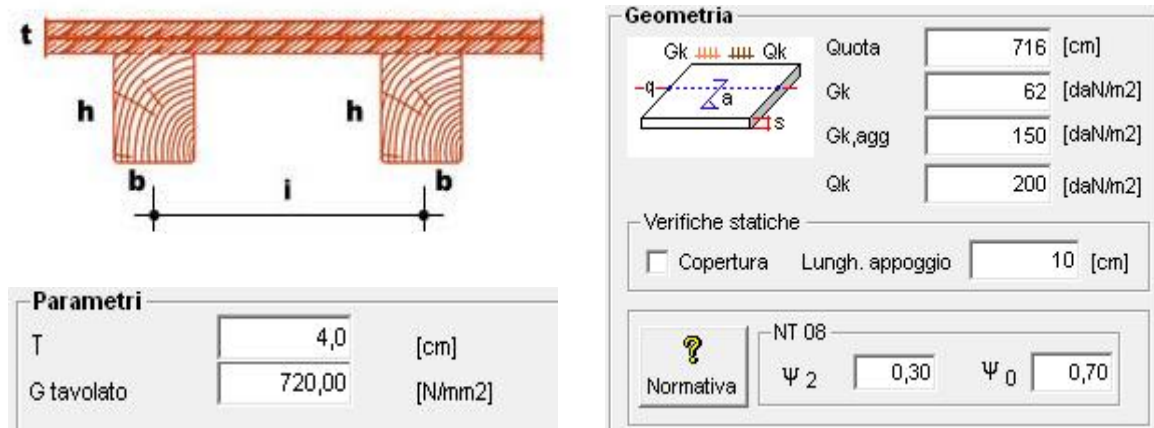


Fig 6.2 Inserimento del solaio in legno

Per l'impalcato in putrelle e tavelloni è stata definita una sezione tipo costituita da due travi IPE 240 poste ad un interasse di 80cm con un peso specifico di 78,5 Kn/m³, sovrastate da un masso in calcestruzzo, dello spessore di 4cm, con un peso specifico di 20 Kn/m³. In adiacenza alle travi sono presenti voltine in mattoni pieni (12x5,5x25 cm) con un peso specifico di 15 Kn/m³.

Al carico degli elementi strutturali è stato aggiunto quello relativo all'incidenza dei tramezzi (1Kn/m²), al pavimento (0,5 Kn/m²) ed il carico Qk definito precedentemente.

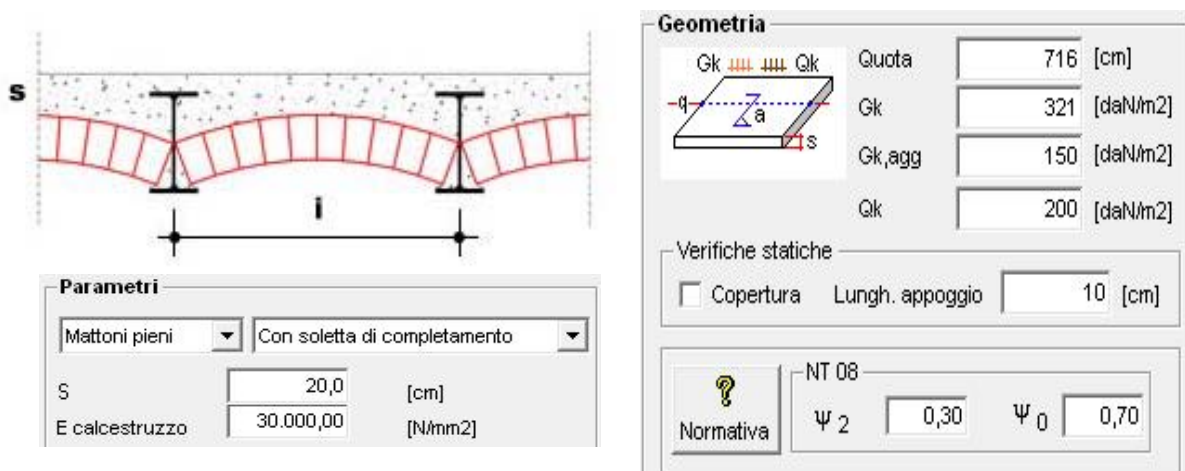


Fig 6.3 Inserimento del solaio con putrelle in ferro e voltine in mattoni pieni

Nota: Si è scelto di modellare i solai prevedendo una lunghezza di appoggio di 10cm nella muratura ed un non efficace ammorsamento nelle pareti perimetrali, condizione prossima all'effettivo comportamento reale.

Per quanto riguarda i balconi, la struttura è stata modellata come quella del solaio retrostante, considerando un sovraccarico di normativa pari a 4 Kn/m^2 .

- Fase 6: Inserimento delle coperture accedendo al modulo 3Muri Tetto.

La modellazione inizia tracciando gli assi delle travi del tetto, attraverso il comando Profilo.

Si prosegue con l'assegnazione delle quote degli elementi strutturali che costituiscono la copertura e successivamente si inseriscono le caratteristiche geometriche e strutturali delle falde analogamente a quanto visto per il solaio.

Osservazione: il modulo 3Muri Tetto prevede due opzioni per il funzionamento delle coperture, strutturale e non strutturale.

Nella prima le strutture del tetto partecipano con la struttura sottostante alla resistenza sismica globale, con la seconda le strutture sono semplicemente portate, ciò che accade per esempio con i tetti in legno non collaboranti che contribuiscono solo in termini di massa. Nel caso in esame, l'opzione scelta è stata quella di un tetto non strutturale con falde in legno, tenendo conto del reale comportamento della struttura.

- Fase 7: Inserimento di carichi aggiuntivi alle strutture verticali.

L'editing grafica del programma non permette l'inserimento di elementi di collegamento ai vari livelli della struttura (scale), per cui in fase di modellazione è stato previsto il loro contributo in termini di un carico lineare applicato sulle pareti da esse caricate, trascurando apporti alla rigidezza globale della struttura.



Fig. 6.4 Modello 3D dell'aggregato

- Fase 8: Creazione della mesh del modello. La creazione, che porta alla definizione degli elementi strutturali maschio (in arancione), fascia (in verde) e nodo rigido (in azzurro), visualizzabili in fig. 6.5, è automaticamente svolta dal programma, che consente anche una editing manuale del modello.

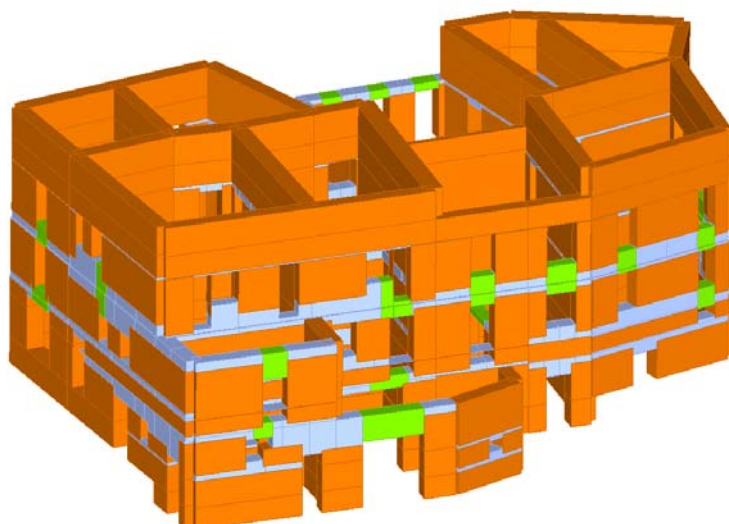


Fig. 6.5 Modello strutturale ai macroelementi

- Fase 9: Inserimento dei parametri sismici. Si inseriscono i dati caratteristici del suolo su cui poggia il fabbricato, indicando la classe di suolo e la categoria topografica. Il programma restituisce i valori di calcolo, per gli stati limite considerati, dello spettro di risposta elastico, di seguito riportati:

Classe suolo			
	C		
	SLV	SLD	SLO
S_S	1,42	1,50	1,50
T_B	0,17	0,15	0,15
T_C	0,52	0,46	0,45
T_D	2,36	1,91	1,85
Categoria topografica			
	2	S_T	1,2

Parametri di pericolosità sismica			
	Calcola		
	SLV	SLD	SLO
a_g	1,852	0,758	0,602
F_0	2,51	2,44	2,46
T_C^*	0,35	0,29	0,28
T_R	475	50	30

Fig. 6.6 Parametri di calcolo dell'azione sismica

- Fase 10: Analisi pushover del modello. Numerose procedure di calcolo e verifica, adottate in svariati paesi nella moderna legislazione progettuale antisismica, propongono una descrizione

della risposta strutturale in termini di spostamenti piuttosto che di forze, tenuto conto della maggiore sensibilità del danneggiamento agli spostamenti imposti. Anche la normativa italiana propone un metodo che utilizza l'analisi statica non lineare.

La caratteristica comune delle diverse procedure semplificate di tipo statico non lineare proposte (es. Capacity Spectrum Method, originariamente proposto da Freeman et al. 1975 o l'N2 Method, Fajfar 1999,2000) è quella di basarsi sull'uso di analisi statiche non lineari (pushover) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite curve di capacità: analisi "statiche" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura. Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante l'azione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

La curva ottenuta dalle analisi pushover riporta convenzionalmente l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura. Ad ogni punto della curva può essere associato uno specifico stato di danno dell'intero sistema, ed è possibile pertanto associare a determinati livelli di spostamento il grado di funzionalità atteso e il danno corrispondente. La curva è ottenuta assegnando una distribuzione di forze incrementate in maniera statica e monotona. La distribuzione viene mantenuta inalterata anche oltre il punto limite di rottura.

La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico. I profili proposti dall'Ordinanza 3431, per le strutture in muratura sono quello coerente con la prima forma modale, approssimabile con quello adottato per l'analisi statica lineare, e quello proporzionale alle masse.

In particolare nel caso di strutture regolari la prima distribuzione è adottata con l'intento di cogliere al meglio la risposta della struttura in campo elastico e la seconda quella in campo non lineare. L'applicazione di almeno due distribuzioni di forze è finalizzata all'individuazione di diversi involuppi che siano rappresentativi della risposta strutturale e della differente redistribuzione delle azioni fra gli elementi conseguente all'evoluzione del comportamento in ambito non lineare, influenzata certamente dall'input sismico sollecitante la struttura.

Per il modello, dunque vanno eseguite analisi secondo le direzioni positive e negative del sisma lungo gli assi x ed y per le due distribuzioni (8 analisi). Tuttavia l'Ordinanza (punto 4.4), prescrive di considerare un'ulteriore eccentricità accidentale $e = +/- 5\%L$, con L dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

L'involuppo di tutte queste condizioni porta ad individuare un totale di 24 analisi.

L'esecuzione di una analisi statica non lineare porta al tracciamento della curva di capacità. Dopo aver tracciato la curva, è necessario individuare il valore di spostamento ultimo.

Il punto corrispondente al valore di stato limite ultimo è quello associato ad un decadimento del taglio dal suo valore massimo del 20%.

La curva che viene tracciata, è riferita all'intero edificio e mai a singoli elementi che costituiscono la struttura.

Si riporta una delle pushover ottenute sull'aggregato in esame:

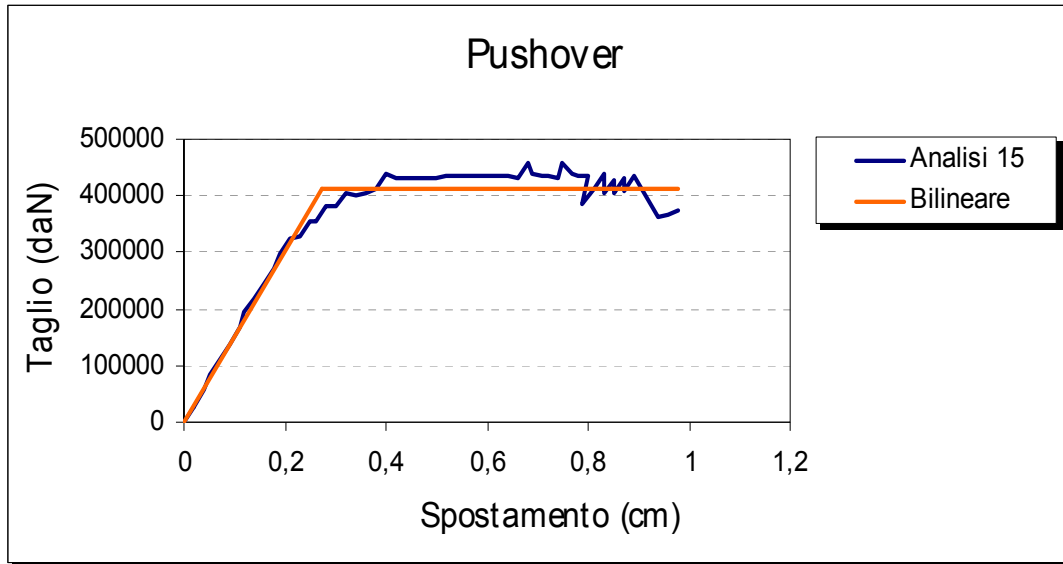


Fig. 6.7 Pushover ottenuta dall'analisi nella direzione $-x$ con carico proporzionale al 1° modo di vibrare e relativa bilineare

La scelta del nodo di controllo deve essere eseguita con cura; è quello rispetto al quale viene imposto l'incremento a passi regolari degli spostamenti.

Il nodo di controllo deve essere in corrispondenza dell'ultimo livello nei pressi del baricentro della pianta.

Dopodiché si ottiene il tracciamento della bilineare equivalente che, in base alle prescrizioni normative deve intersecare la curva di capacità in corrispondenza del

70% del valore di picco del taglio.

Il posizionamento della soglia plastica avviene in modo da realizzare l'equivalenza in energia tra le curve, con l'uguaglianza delle aree sottese dai due diagrammi.

Ciascun passo dell'analisi può essere tradotto in un preciso livello di funzionalità della struttura caratterizzato da un determinato quadro di danneggiamento degli elementi strutturali.

Ora è evidente che, se da un punto di vista puramente numerico, l'analisi potrebbe spingersi indefinitamente, da un punto di vista concettuale e soprattutto nel rispetto dei limiti definiti in termini di sicurezza e operatività, "ad un certo punto" il risultato dell'analisi non può essere più considerato accettabile.

A tale riguardo l'Ordinanza 3431 definisce al punto 8.1.5.4 la capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo valutata in corrispondenza dei seguenti punti:

- Stato limite di danno: dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati al punto 4.11.2 (spostamento di interpiano - drift - pari, per gli edifici in muratura ordinaria, al valore di 0.3% dell'altezza dell'interpiano);

- Stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

In considerazione dell'OPCM 3362 dell' 8 luglio 2004 è necessario anche il calcolo degli indicatori di rischio con il calcolo dei parametri di vulnerabilità alfa u ed alfa e.

Il parametro Alfa u è considerato un indicatore del rischio di collasso; il parametro Alfa e, invece, un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera.

Essi vengono calcolati come indicato nel seguito:

Alfa u = PGADS/ PGA

Alfa e = PGADL/ PGA

PGADS è l'accelerazione stimata di danno severo, PGADL l'accelerazione stimata di danno lieve.

Si riportano le analisi eseguite:

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.		
1	+X	Masse	0,0	0,41	0,91	1,09	Si	0,15	0,66	Si	0,12	0,66	Si	1,39	2,72
2	+X	1° modo	0,0	1,14	0,93	1,92	No	0,24	0,61	Si	0,19	0,61	Si	0,89	1,68
3	-X	Masse	0,0	0,33	0,84	1,03	Si	0,14	0,77	Si	0,11	0,77	Si	1,42	3,13
4	-X	1° modo	0,0	1,05	0,76	1,79	No	0,23	0,68	Si	0,18	0,68	Si	0,83	1,85
5	+Y	Masse	0,0	0,30	1,02	0,90	Si	0,14	1,02	Si	0,11	1,02	Si	1,68	3,89
6	+Y	1° modo	0,0	0,78	0,95	1,40	Si	0,21	0,82	Si	0,16	0,82	Si	1,11	2,39
7	-Y	Masse	0,0	0,30	1,22	0,92	Si	0,14	1,04	Si	0,11	1,04	Si	1,81	3,87
8	-Y	1° modo	0,0	0,83	1,04	1,46	Si	0,21	0,99	Si	0,17	0,99	Si	1,13	2,60
9	+X	Masse	86,3	0,44	1,01	1,11	Si	0,15	0,70	Si	0,12	0,70	Si	1,44	2,75
10	+X	Masse	-86,3	0,41	0,91	1,12	Si	0,14	0,72	Si	0,11	0,72	Si	1,40	2,86
11	+X	1° modo	86,3	1,17	0,97	1,91	No	0,25	0,60	Si	0,20	0,60	Si	0,89	1,65
12	+X	1° modo	-86,3	1,08	0,92	1,99	No	0,22	0,64	Si	0,18	0,64	Si	0,90	1,72
13	-X	Masse	86,3	0,36	0,98	1,04	Si	0,15	0,77	Si	0,12	0,77	Si	1,48	3,02
14	-X	Masse	-86,3	0,41	0,95	1,12	Si	0,14	0,71	Si	0,11	0,71	Si	1,44	2,86
15	-X	1° modo	86,3	1,02	0,98	1,82	No	0,22	0,75	Si	0,18	0,75	Si	0,98	1,98
16	-X	1° modo	-86,3	1,02	0,66	1,88	No	0,21	0,66	Si	0,17	0,66	Si	0,78	1,81
17	+Y	Masse	133,0	0,29	0,77	0,99	Si	0,13	0,62	Si	0,10	0,62	Si	1,41	2,95
18	+Y	Masse	-133,0	0,30	0,84	0,96	Si	0,14	0,84	Si	0,11	0,84	Si	1,46	3,37
19	+Y	1° modo	133,0	0,84	0,87	1,56	Si	0,20	0,75	Si	0,16	0,75	Si	1,02	2,17
20	+Y	1° modo	-133,0	0,81	0,67	1,47	No	0,20	0,63	Si	0,16	0,63	Si	0,91	2,03

21	-Y	Masse	133,0	0,34	0,83	0,94	Sì	0,15	0,72	Sì	0,12	0,72	Sì	1,43	3,05
22	-Y	Masse	-133,0	0,32	1,43	1,03	Sì	0,14	0,86	Sì	0,11	0,86	Sì	1,92	3,34
23	-Y	1° modo	133,0	0,94	0,85	1,58	No	0,22	0,69	Sì	0,18	0,69	Sì	0,95	2,01
24	-Y	1° modo	-133,0	0,83	0,78	1,49	No	0,21	0,66	Sì	0,17	0,66	Sì	0,97	2,07

Tab 6.2 Verifiche restituite dall'analisi statica non lineare del programma

In grassetto vengono evidenziate le analisi più sfavorevoli.

Ad ognuna delle analisi precedentemente riportate è associata una curva pushover.

Esse verranno riportate successivamente nella fase di comparazione dei risultati col metodo delle Linee Guida BB. CC.

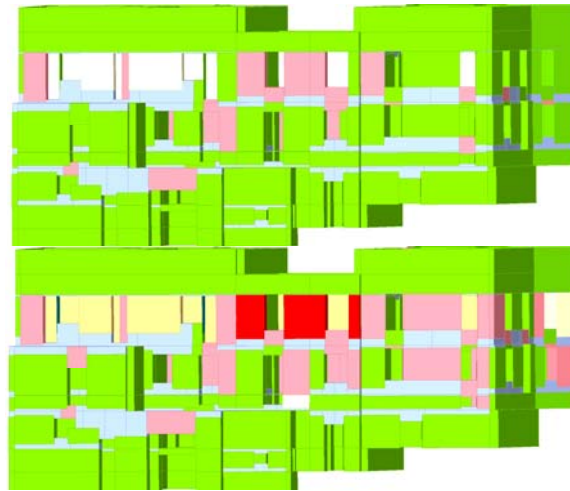


Fig. 6.8 Evoluzione dello stato di danneggiamento (sisma parallelo all'asse x).
In rosso ed in arancione si evidenziano gli elementi che collassano
rispettivamente per pressoflessione e per taglio

6.2 LE LINEE GUIDA PER I BENI CULTURALI

Il problema della conservazione dei beni culturali e della loro tutela rispetto ai possibili effetti dei terremoti è particolarmente importante nel nostro Paese, colpito purtroppo da frequenti terremoti, ricchissimo di storia e quindi di beni soggetti a questo rischio.

Così, nel passato, si sono verificate moltissime perdite di memorie storiche e di beni culturali; in epoca recente basti ricordare gli ultimi eventi sismici (figura 6.9): da Assisi (1997) a L'Aquila (2009), sino ai più recenti eventi emiliani (2012).



Fig. 6.9 Affreschi distrutti nel Palazzo Branconio-Farinosi e crollo delle volte affrescate nella Basilica Superiore di San Francesco ad Assisi

Tutto ciò non può che ribadire la necessità di procedere nella direzione di una prevenzione ben mirata, con l'obiettivo di tutelare almeno i beni culturali più importanti nei confronti delle possibili azioni sismiche.

Il documento delle Linee guida è basato sul principio del "minimo intervento", giustamente rivolto alla conservazione del bene e richiede una valutazione numerica della capacità sismica dell'edificio con precisi meccanismi formali (modelli e schematizzazioni) che, tuttavia, nel caso di costruzione storica complessa e di difficile modellazione, comporta alcune problematiche.

L'attenzione è rivolta sulle verifiche numeriche della struttura, che costituiscono il principale strumento di prevenzione sismica introdotto dalle moderne normative in quanto, se ben condotte, consentono di individuare le

situazioni di maggior rischio, per poi intervenire o con provvedimenti limitativi o di messa in sicurezza o di vero e proprio consolidamento strutturale.

Tralasciando le verifiche richieste per i beni artistici, che non sono oggetto dello studio in esame, ci si focalizza sui “Modelli meccanici semplificati (LV1)” proposti per palazzi e ville che non presentano una tipologia costruttiva particolare.

La normativa prevedrebbe livelli di valutazione della sicurezza sismica più avanzati (LV2 e LV3) nel caso in cui siano previsti interventi di restauro di singole parti della costruzione o per la progettazione di interventi che modificano il comportamento accertato della costruzione o comunque che riguardano edifici di tipo strategico.

Con il livello 1, da qui in seguito preso come riferimento, è possibile stimare la sicurezza del manufatto attraverso un fattore di accelerazione $f_{a,SLV} = a_{SLV}/a_g$, a_{SLV} , definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento (PGA).

Questo fattore considera, dunque, solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire una indicazione quantitativa del deficit in termini di resistenza.

In effetti, il livello 1 consente una valutazione preventiva del rischio.

Nel caso studio si utilizzerà il modello meccanico semplificato proposto dalle Linee Guida per la determinazione di una curva di spinta (pushover) in modo da poterla mettere in comparazione con quelle fornite dal metodo 3Muri e fornire un giudizio critico sui valori riscontrati dalle due analisi, mettendo in evidenza le problematiche e i limiti di un approccio semplificato.

6.2.1 APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA AL CASO STUDIO

Il primo passo consiste nel valutare la resistenza a taglio dell'edificio come la minore tra quelle valutate secondo le direzioni x ed y, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione.

Per ogni direzione, si considerano gli elementi resistenti maschi, ipotizzando che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunga una aliquota opportuna della resistenza a taglio della muratura.

Prendendo in esame una generica direzione x ed un generico piano i dell'edificio, tale resistenza è valutabile come:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_x A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi} \kappa_i}$$

dove:

- A_{xi} è l'area resistente a taglio dei muri dell' i-esimo piano posti secondo la direzione x (per i pannelli inclinati il contributo sarà ridotto del coefficiente $\cos\alpha$, con α pari all'angolo di deviazione rispetto all'orizzontale)

- τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio dei maschi al piano i , valutabile come $\tau_{di} = \tau_{od} \sqrt{(1 + \sigma_{oi} / 1.5 \tau_{od})}$. In questa formula τ_{od} è il valore di calcolo della muratura, fornita dal valore della resistenza caratteristica a taglio del materiale, tenuto conto del coefficiente di sicurezza ($\gamma_m = 3$) e del fattore di confidenza ipotizzato (in questo caso $FC = 1.35$ per l'assenza di indagini estese ed esaustive sulle strutture); σ_{oi} invece rappresenta la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri dell' i -esimo piano, valutata attraverso il metodo delle aree d'influenza, di cui si riporta un esempio applicativo. Ai fini dell'individuazione dell'area resistente si è trascurata la zona costituita dalle aperture e dalla loro proiezione verticale.

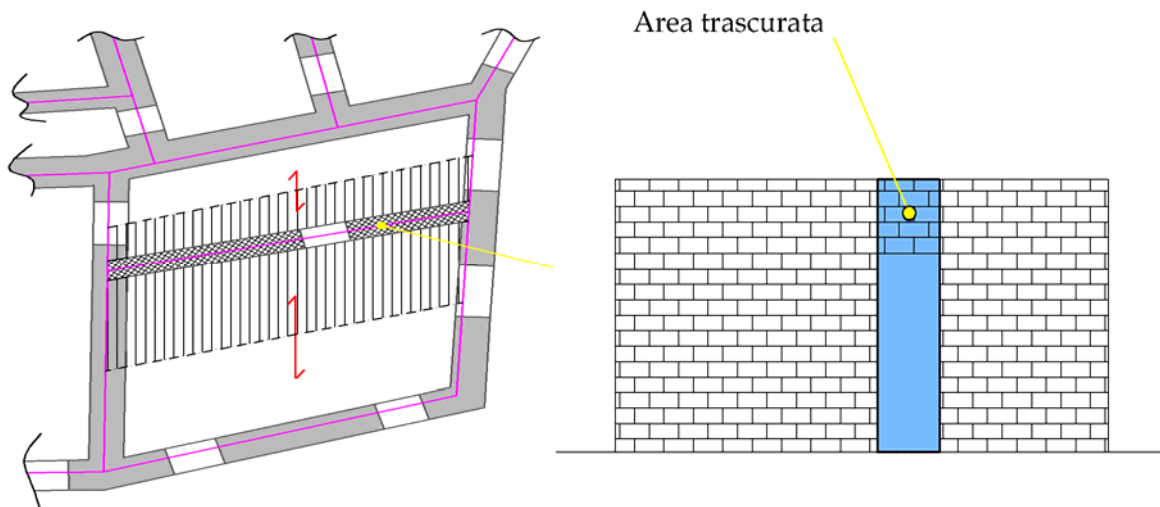


Fig. 6.10 Area di influenza del solaio e prospetto della porzione resistente

Dopodichè sono stati valutati i carichi verticali che agiscono sul muro in esame, considerando la sezione resistente posta nel suo baricentro che, nel caso di muro regolare in altezza, coincide con la sezione in mezzzeria.

Su di esso gravano i carichi provenienti dai piani superiori precedentemente determinati considerando anche i carichi derivanti dalla copertura, il carico verticale trasmesso dai solai in legno e quello dovuto al peso proprio di metà muro.

- μ_{xi} considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, valutabile come $\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{(N_{mxi} \sum A^2_{xij} / A^2_{xi})} - 1 \geq 0.8$
- ξ_{xi} è legato al tipo di rottura prevalente prevista per i maschi all' i -esimo piano, vale 1 nel caso del meccanismo di collasso a taglio (maschi tozzi) e 0.8 nel caso di pressoflessione (maschi snelli).
- ζ_{xi} è legato alla resistenza offerta dalle fasce murarie, vale 0.8 nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione alle estremità dei maschi, mentre assume il valore unitario nel caso di fasce resistenti.
- β_{xi} è un coefficiente di irregolarità al piano i -esimo. Può ridurre il valore del taglio resistente fino al 25%.

• κ_i è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i -esimo e la forza sismica totale. Per determinarlo è stata ipotizzata una forma modale triangolare. La massa considerata per la valutazione dell'azione sismica è quella allo stato ultimo associata ai carichi gravitazionali.

Determinata la resistenza a taglio di ogni piano dell'edificio e nelle due direzioni perpendicolari x, y sono stati valutati gli spostamenti globali in fase elastica in modo da determinare il primo tratto della curva di spinta bilineare. Lo spostamento in fase elastica lo si è ottenuto in modo speditivo valutando gli spostamenti relativi in testa rispetto alla base associati alla deformata dei maschi murari, ipotizzati incastrati alle basi (ipotesi di fascia rigida) sotto l'azione di una forza orizzontale unitaria. Ci si è, in sostanza, ricondotti allo schema notevole della Scienza delle Costruzioni di trave incastrata-incastrata.

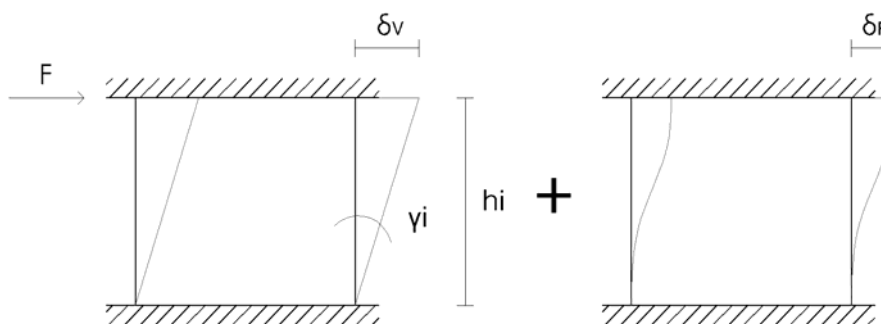


Fig. 6.11 Schema di calcolo degli spostamenti in fase elastica

Lo spostamento relativo è dato dalla somma di una aliquota dovuta all'azione tagliante δ_v , preponderante, ed una aliquota associata ad una piccola rotazione flessionale δ_f .

È stata, successivamente, valutata la rigidezza K_i associata alla forza unitaria per ogni singolo maschio murario e per ogni livello della costruzione.

	G (Mpa)	t (m)	L (m)	A (m ²)	h (m)	E (Mpa)	I (m ⁴)	γ_i	δ_v (mm)	δ_f (mm)	δ (mm)	K_i (Kn/m)
PARETE 2												
E 47	410,00	0,60	1,52	0,91	1,78	615,00	0,18	0,0000000032	0,0000057	0,00000435	0,00001006	99358,22
E 48	410,00	0,60	3,68	2,21	1,04	615,00	2,49	0,0000000013	0,0000014	0,00000006	0,00000144	694566,07
E 49	410,00	0,60	1,14	0,68	1,78	615,00	0,07	0,0000000043	0,0000076	0,00001032	0,00001793	55763,78
E 42/43	410,00	0,60	8,34	5,004	2,20	615,00	29,00	0,0000000006	0,0000013	0,00000005	0,00000134	748211,90

Tab. 6.3 Esempio di calcolo delle rigidezze in fase elastica

Attraverso la rigidezza totale, noto il tagliante agente su ogni piano, è stato valutato lo spostamento globale in fase elastica di ogni livello.

Il tagliante sismico alla base è stato valutato mediante la formula:

$$F_h = (w/g) S_d(T_1) \lambda$$

dove:

W è il peso sismico dell'edificio

g è l'accelerazione gravitazionale

$S_d(T_1)$ l'ordinata dello spettro di progetto, valutata come $S_d(T) = a_g / q S F_0$ in cui a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa nel sito, F_0 il valore di

Tipo di costruzione	Vn
Opere provvisorie - provvisionali - in fase costruttiva	10
Opere ordinarie, ponti, opere e dighe di normale importanza	50
Grandi opere, infrastrutture di dimensioni e importanza strategica	100

amplificazione massima dello spettro in accelerazione orizzontale, inoltre la forma spettrale è definita anche da T^*c , il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale; questi tre parametri dipendono dal reticolo di riferimento. Per ogni punto individuato sul territorio italiano, attraverso interpolazione, si individuano i tre parametri di pericolosità sismica per un periodo di ritorno T_r assegnato in funzione del periodo di riferimento $V_r = V_n C_u$, dipendente dalla vita nominale dell'opera V_n , del coefficiente d'uso C_u (tiene conto del livello di affollamento ed interesse strategico del fabbricato) e della probabilità di superamento P_{vr} dello stato limite prestabilito.

Tab. 6.4 Valori di V_n , C_u e P_{vr}

Il coefficiente q tiene conto delle capacità dissipative anelastiche della struttura (nel caso in esame è posto pari ad 1.5), il termine λ tiene conto del n° di piani dell'edificio (nel caso in esame ha valore pari a 0.85)

Classe d'uso	I	II	III	IV
C_u	0,70	1,00	1,50	2,00

Pvr		
SLE	SLO	81%
	SLD	63%
SLU	SLV	10%
	SLC	5%

infine il coefficiente S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Per il sito in esame (classe suolo C) si hanno allo SLV:

$a_g = 1,852$; $F_0 = 2,51$; $T^*c = 0,35$; $T_r = 475$; $S_s = 1,42$

Il tagliante alla base, nelle condizioni riportate, assume il valore di 4476 Kn lungo l'asse x e 5214 lungo y , mentre i tagli agenti al secondo livello sono rispettivamente pari a 3361 Kn e 4276 Kn ed al terzo livello pari a 4375 Kn e 5214 Kn.

Per terminare la costruzione semplificata della curva bilineare è stato necessario ricavare lo spostamento ultimo dei vari livelli, utilizzando le formule proposte in letteratura in funzione del meccanismo di rottura:

- crisi per pressoflessione; spostamento ultimo = 6 ‰ H
- crisi per taglio; spostamento ultimo = 4 ‰ H

dove H è l'altezza del pannello maschio.

In definitiva, noto il taglio resistente dei piani, lo spostamento in fase elastica e quello ultimo è stato possibile procedere alla costruzione della curva.

Nelle analisi svolte i valori dei moduli elastici sono stati dimezzati per tener conto della parzializzazione degli elementi resistenti (rigidezza fessurata), così come previsto nelle analisi svolte col 3Muri.

La valutazione della situazione più gravosa è stata affrontata identificando il piano e la direzione più vulnerabile all'azione sismica.

Si è deciso di assumere come piano debole quello superiore (denominato livello 3), sebbene ad esso non sia associato il minimo taglio resistente, attraverso una valutazione che tenesse conto del reale comportamento fisico della struttura.

L'aggregato, infatti, presenta i primi due livelli parzialmente interrati. La presenza del vincolo laterale costituita dal terreno offre una azione di confinamento che li rende molto meno deformabili.

Questa visione qualitativa del fenomeno è supportata anche dalle analisi computazionali svolte in precedenza.

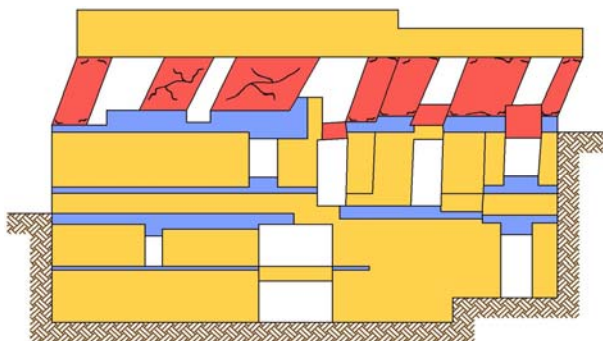


Fig. 6.12 Meccanismo di collasso del sistema

Si riportano le curve taglio-spostamento ottenute col metodo delle Linee Guida:

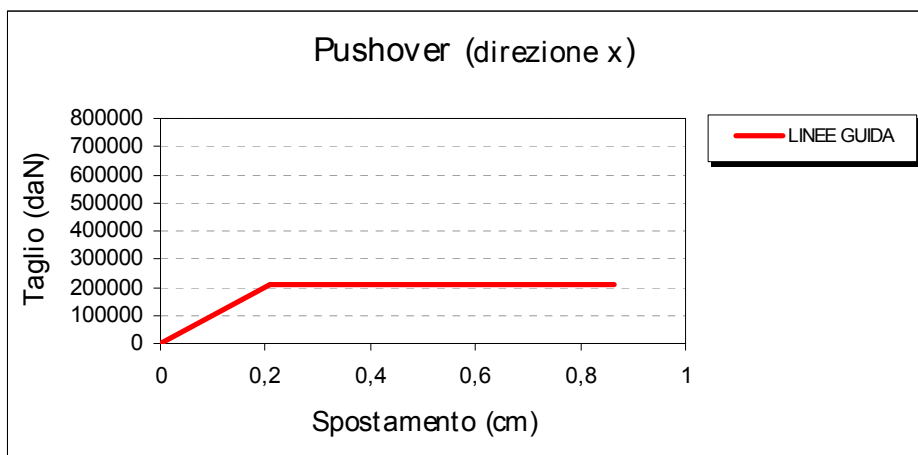


Fig. 6.13 Curva ottenuta con le Linee Guida per la direzione x del terzo livello

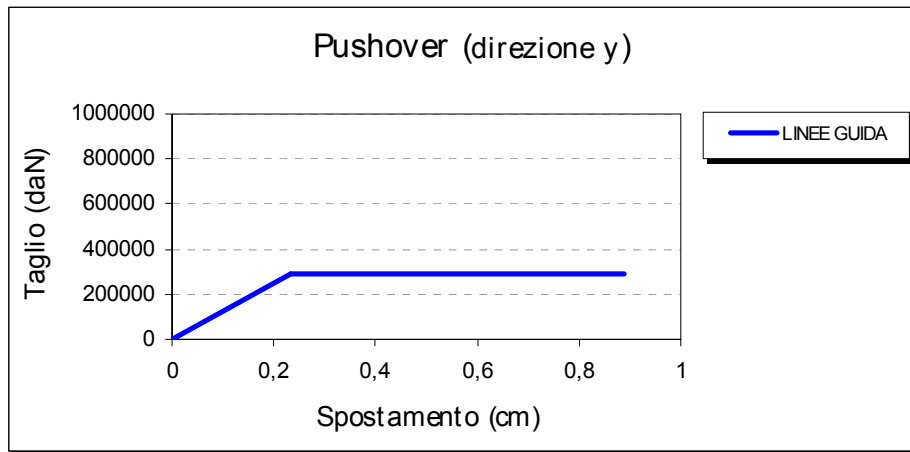


Fig. 6.14 Curva ottenuta con le Linee Guida per la direzione y del terzo livello
6.3 COMPARAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI

La comparazione degli esiti delle verifiche sismiche può essere di grande aiuto per comprendere quanto essi si discostano e quale opera a vantaggio di sicurezza.

Per operare un confronto si è scelto di mettere in relazione le curve di spinta (pushover) ottenute con entrambi i modelli.

L'osservazione grafica è quella che permette di comprendere più facilmente le caratteristiche e le differenze tra le curve.

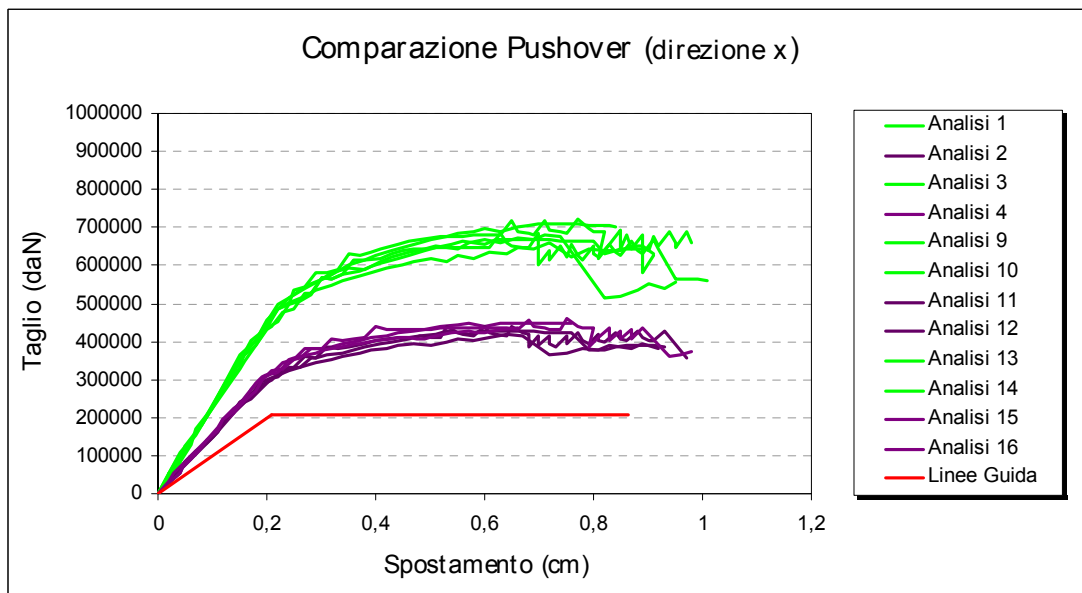


Fig. 6.15 Comparazione delle curve per sisma parallelo all'asse orizzontale

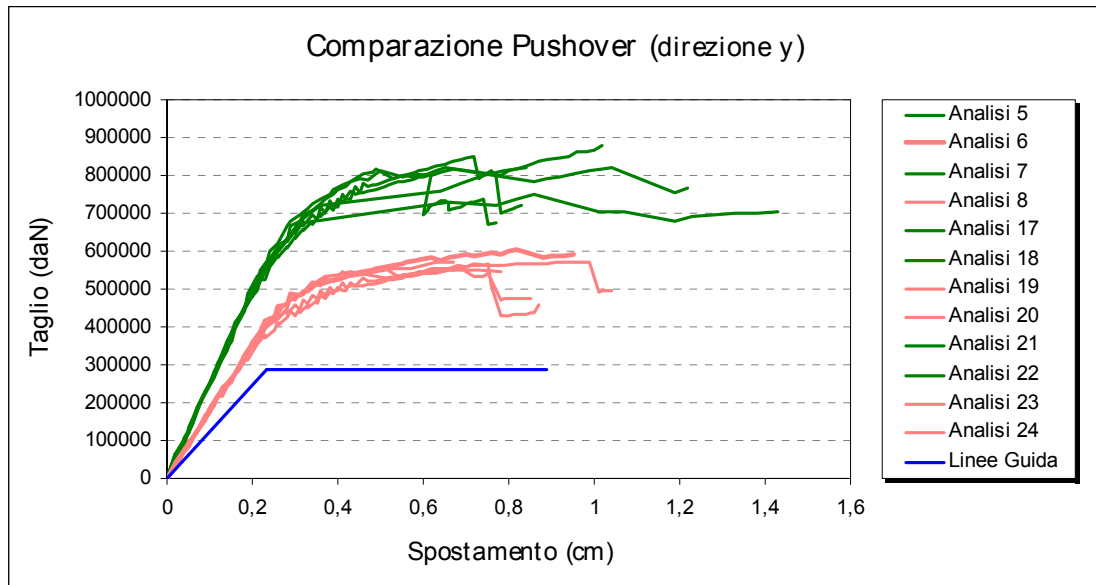


Fig. 6.16 Comparazione delle curve per sisma parallelo all’asse verticale. Innanzitutto, per una chiara comprensione grafica, si precisa che le analisi nelle tonalità in verde sono quelle ottenute col software 3Muri con carico sismico proporzionale alle masse, quelle in rosa e viola invece con carico proporzionale alle masse (sono quelle con cui si opera il confronto, in quanto nell’applicazione delle Linee Guida si è ipotizzata un carico proporzionale al primo modo di vibrare) mentre quelle delle Linee Guida sono individuate dal tratto rosso per la direzione x e dal tratto blu per la direzione y, come indicato nelle figure in alto. Da un esame qualitativo delle curve offerte dal programma si nota come lungo la direzione y l’aggregato abbia, in generale, una rigidezza maggiore. Ciò è confermato anche dai risultati offerti dalle Linee Guida, che si presentano sia con valori del taglio resistente piuttosto cautelativi (più bassi rispetto alle analisi offerte dal 3Muri) e con valori degli spostamenti ultimi sostanzialmente accordanti.

Vi è, inoltre, una sottostima della rigidezza della struttura.

In generale, quindi, le Linee Guida forniscono valori cautelativi utili per una comprensione approssimata del comportamento strutturale e possono essere adoperate per verifiche di massima sul patrimonio edilizio esistente solo se corrette con opportuni coefficienti, in modo da motivare quantitativamente sia interventi di miglioramento/adequamento sismico sia per una valutazione della vulnerabilità sismica in termini comparativi tra diversi edifici.

In particolare è possibile utilizzare un coefficiente η amplificativo della resistenza a taglio, valutabile come:

$$\eta = \frac{\beta}{\mu \cdot \xi} \cdot \frac{1,5}{b}$$

Tale coefficiente tiene conto del parametro b , che definisce il rapporto tra altezza del pannello maschio ed il valore della base (nel caso in esame valutato come la media pesata dei coefficienti b dei maschi al terzo livello).

Esso attinge valori compresi tra 1.5 ed 2.34 per maschi tozzi, mentre per maschi snelli varia tra 1.25 ed 1.95, come evidenziato nella figura a lato.

Il coefficiente η valutato per la direzione x assume il valore 1,63 mentre per la direzione y è pari a 1,77.

Ciò significa prevedere un aumento del taglio resistente del 63% lungo l'asse orizzontale e del 77% lungo quello verticale.

Ovviamente il coefficiente è calibrato in modo da restituire un valore del taglio resistente comunque minore di quello offerto dalle analisi del 3Muri.

Non subisce variazioni, invece, la rigidezza della curva.

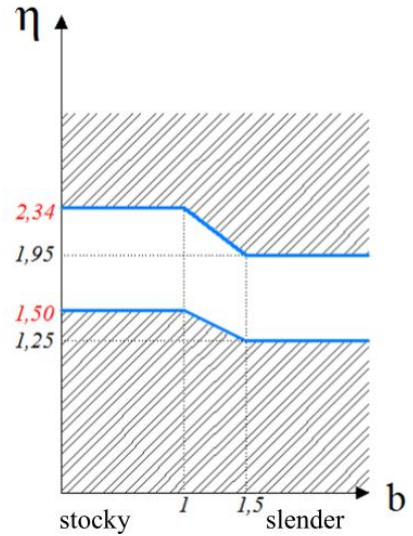


Fig. 6.17 Variazione del coefficiente η in funzione della snellezza

Si riportano le comparazioni tra le curve nel caso in cui si assuma il coefficiente correttivo η per quelle offerte dalle Linee Guida:

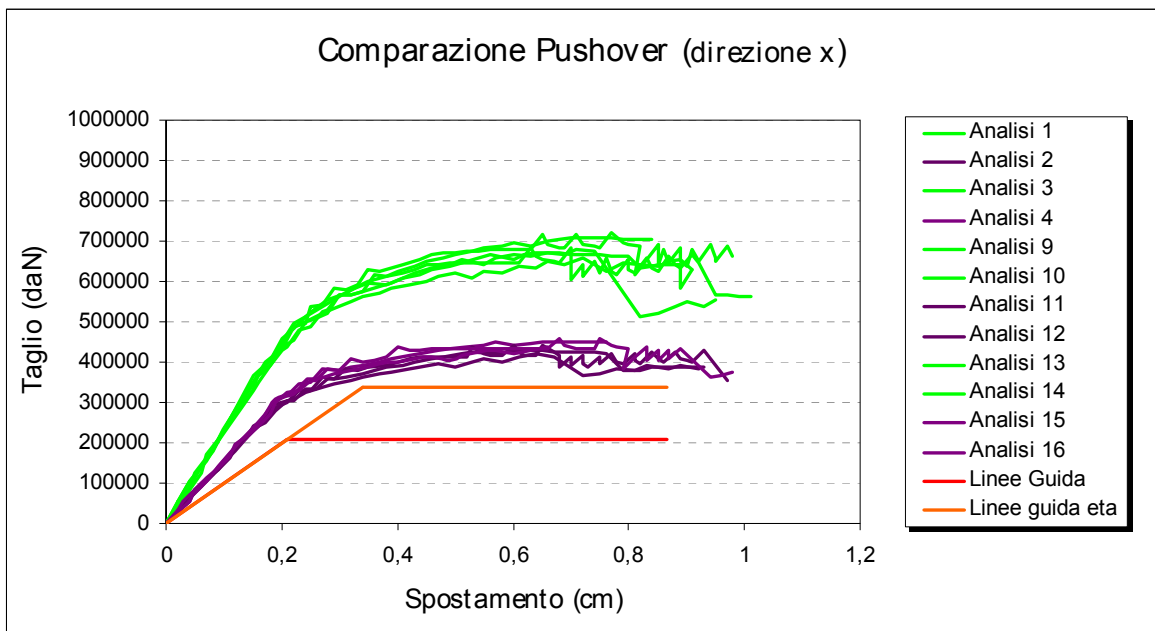


Fig. 6.18 Comparazione delle curve per sisma parallelo all'asse orizzontale

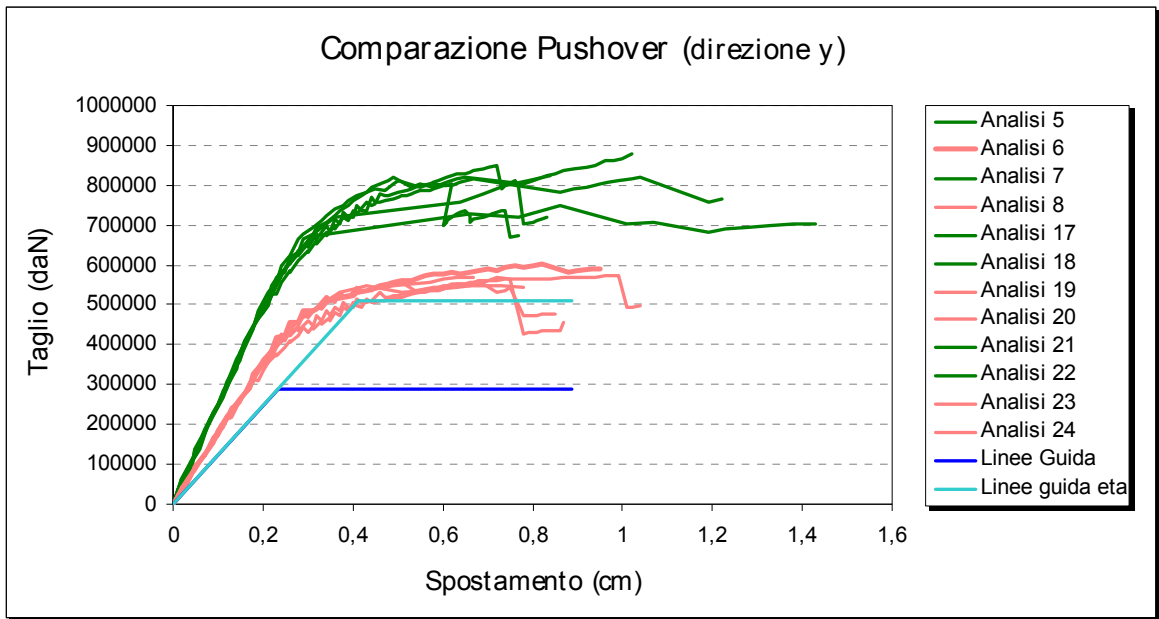


Fig. 6.19 Comparazione delle curve per sisma parallelo all'asse verticale

In questo modo si ha una maggiore attendibilità dei risultati in confronto ai risultati ottenuti col calcolo automatico.

CAPITOLO VII: PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

7.1 GLI INTERVENTI SULLE STRUTTURE IN MURATURA

In accordo alle NTC si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

La gran parte degli edifici in muratura che dopo un sisma presentano danni consistenti generalmente appartengono alle prime due classi strutturali definite nel cap. 1 (circa il 70-90% del totale), mentre molti di meno sono i case afferenti alla terza classe (circa il 10-30% del totale).

Ciò dipende dal differente comportamento sotto l'azione sismica delle tre diverse categorie e di conseguenza sono differenti i danni riscontrabili su di esse.

In genere gli edifici "moderni" della terza classe presentano come danni tipici rotture nel piano delle pareti murarie, mentre sono solitamente assetti meccanismi fuori dal piano.

L'attenzione è, invece, posta sugli edifici esistenti delle prime due classi.

Si può sinteticamente dire che la strategia più comune è quella di trasformare edifici delle prime due classi il più possibile in edifici della terza classe.

Le tipologie di interventi sugli edifici in muratura in zona sismica possono riassumersi nei seguenti:

- Incremento della resistenza delle pareti
- Incremento dell'efficacia dei collegamenti o della rigidità dei solai
- Eliminazione/riduzione di sistemi spingenti
- Interventi di modifica del complesso strutturale
- Interventi in fondazione di collegamento o incremento della capacità portante
- Demolizione e ricostruzione parziale o totale

7.2 APPLICAZIONE DEGLI INTERVENTI AL CASO STUDIO

Si è deciso di prevedere una serie di interventi volti a migliorare il comportamento dell'aggregato oggetto di studio.

Il progetto è rivolto ad una modifica del funzionamento, sotto l'azione sismica, dell'edificio e per la sua valutazione è stata necessaria un'analisi del fabbricato prima e dopo l'intervento.

La misura del miglioramento è stata effettuata confrontando risultati omogenei, applicando lo stesso metodo di analisi sia per la configurazione precedente

l'intervento che per quella postuma, in modo da dare una sufficiente affidabilità alle valutazioni effettuate.

È stato utilizzato come parametro di valutazione il parametro Alfa $u = PG_{ADS} / PG_{A10\%}$ indicatore del rischio di collasso, con PG_{ADS} accelerazione stimata di danno severo, ricavabile dalle analisi svolte col software 3Muri.

Valori di alfa u prossimi all'unità indicano un soddisfacente livello di sicurezza della struttura.

Si riportano dapprima i coefficiente alfa u individuati dall'analisi dell'edificio allo stato di fatto e, in una seconda fase, quelli ricavati in seguito all'implementazione delle soluzioni migliorative.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Alfa u
1	+X	Masse	0,0	1,387
2	+X	1° modo	0,0	0,885
3	-X	Masse	0,0	1,421
4	-X	1° modo	0,0	0,834
5	+Y	Masse	0,0	1,683
6	+Y	1° modo	0,0	1,112
7	-Y	Masse	0,0	1,814
8	-Y	1° modo	0,0	1,131
9	+X	Masse	86,3	1,437
10	+X	Masse	-86,3	1,399
11	+X	1° modo	86,3	0,894
12	+X	1° modo	-86,3	0,901
13	-X	Masse	86,3	1,476
14	-X	Masse	-86,3	1,438
15	-X	1° modo	86,3	0,977
16	-X	1° modo	-86,3	0,778
17	+Y	Masse	133,0	1,413
18	+Y	Masse	-133,0	1,465
19	+Y	1° modo	133,0	1,020
20	+Y	1° modo	-133,0	0,908
21	-Y	Masse	133,0	1,426
22	-Y	Masse	-133,0	1,915
23	-Y	1° modo	133,0	0,946
24	-Y	1° modo	-133,0	0,967

Tab. 7.1 Valori del coefficiente alfa u per lo stato di fatto

Si evidenzia in grassetto il valore più basso.

In questo modo verrà fatta una comparazione tra la vulnerabilità dell'edificio al collasso, in termini di accelerazione, nella fase precedente e post intervento, stimando il grado di miglioramento in termini percentuali.

L'attenzione è stata posta su alcuni interventi previsti al punto C8A.5 della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 e cioè quelli volti a ridurre le carenze dei collegamenti mediante incatenamenti costituiti da tiranti e/o catene e mediante collegamento dei solai alle pareti murarie (punto C8A.5.1).

Per incatenamenti, dunque, si intende l'insieme dei sistemi di presidio e consolidamento dell'edificio in muratura, costituiti da catene, tiranti, collegamento di solai in legno alle pareti in muratura, in grado di ricostituire e restituire un comportamento scatolare e monolitico della fabbrica muraria.

Gli incatenamenti rendono possibile alle pareti murarie sia poste in contiguità che contrapposte, di interagire mutuamente e fornire una risposta il più possibile "globale" nei confronti delle azioni sismiche, riducendo l'entità degli spostamenti e delle rotazioni delle pareti stesse e consentendo una mitigazione della vulnerabilità per innesco di possibili meccanismi cinematici di ribaltamento.

Prima del posizionamento delle catene (nelle pareti maggiormente vulnerabili), è stata valutata la qualità della muratura nelle zone in cui andranno ad insistere, dove si determinano importanti azioni locali tipicamente di compressione e punzonamento.

L'analisi è stata effettuata con l'ausilio del foglio di calcolo C.I.N.E, valutando il tiro massimo da attribuire alle catene per scongiurare fenomeni di punzonamento della muratura.

È stato considerato uno sforzo di pretensione valutato in misura di massima in una aliquota percentuale (10%) della resistenza caratteristica allo snervamento assunto pari a 20 Kn.

È stato previsto l'inserimento di catene in acciaio S235 ($f_{yk} = 235\text{Kn}$) del diametro di 32 mm (dimensionate tenendo conto del tagliante sollecitante la parete) e collocate in corrispondenza dei solai, posizionate al di sotto del pavimento.

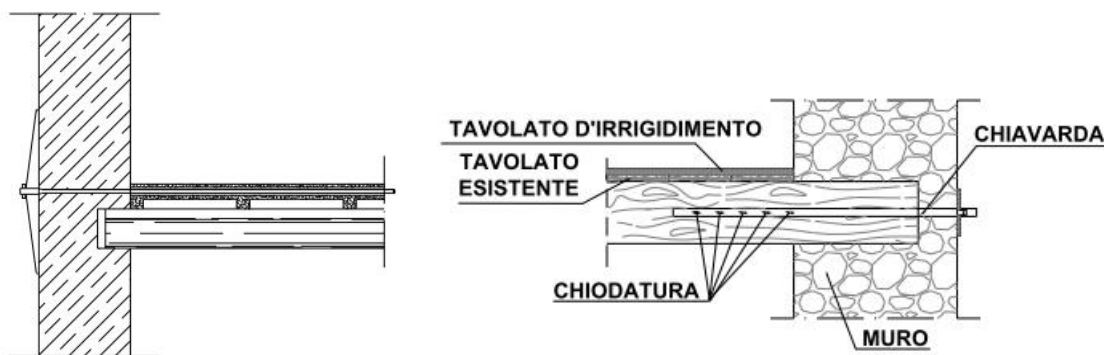


Fig 7.1 Vista in sezione di catena posizionata a livello del solaio e sistema di ammassamento dei solai in legno

In corrispondenza delle due testate di estremità si allocano i capochiave costituiti da elementi di contrasto in acciaio.

La catena è stata dimensionata tenendo conto della propria resistenza a trazione in funzione delle sollecitazioni offerte dai taglianti di piano sulle pareti e delle azioni locali all'interfaccia capochiave-muratura compatibili con le capacità resistenti locali delle parti murarie che fungono da contrasto.

È stato inoltre previsto un sistema di ammortamento dei solai in legno nelle mura perimetrali per mezzo di chiavarde vincolate alle murature portanti parallele all'orditura ed alle murature ortogonali e la predisposizione di un tavolato di irrigidimento ordito ortogonalmente a quello esistente.

Si riporta la modalità di inserimento degli interventi nel programma di calcolo:

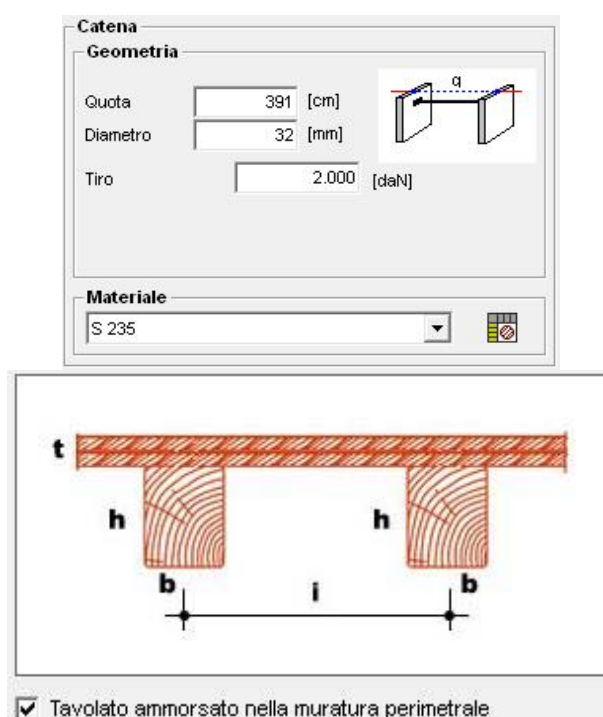


Fig 7.2 Inserimento degli interventi in 3Muri

A questo punto è stata condotta una nuova analisi statica non lineare del modello, di cui si riportano sinteticamente i risultati relativamente ai coefficienti di vulnerabilità alfa u ottenuti:

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Alfa u
1	+X	Masse	0,0	1,630
2	+X	1° modo	0,0	1,019
3	-X	Masse	0,0	1,598
4	-X	1° modo	0,0	0,976

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Alfa u
5	+Y	Masse	0,0	1,888
6	+Y	1° modo	0,0	1,236
7	-Y	Masse	0,0	1,880
8	-Y	1° modo	0,0	1,240
9	+X	Masse	86,3	1,602
10	+X	Masse	-86,3	1,583
11	+X	1° modo	86,3	1,047
12	+X	1° modo	-86,3	0,942
13	-X	Masse	86,3	1,733
14	-X	Masse	-86,3	1,712
15	-X	1° modo	86,3	1,117
16	-X	1° modo	-86,3	1,076
17	+Y	Masse	133,0	1,771
18	+Y	Masse	-133,0	1,702
19	+Y	1° modo	133,0	1,119
20	+Y	1° modo	-133,0	1,092
21	-Y	Masse	133,0	1,731
22	-Y	Masse	-133,0	2,024
23	-Y	1° modo	133,0	1,085
24	-Y	1° modo	-133,0	1,097

Tab. 7.2 Valori del coefficiente alfa u dopo la realizzazione degli interventi

Il coefficiente di vulnerabilità più basso, questa volta, è prossimo all'unità e riportato in grassetto nella tabella in alto.

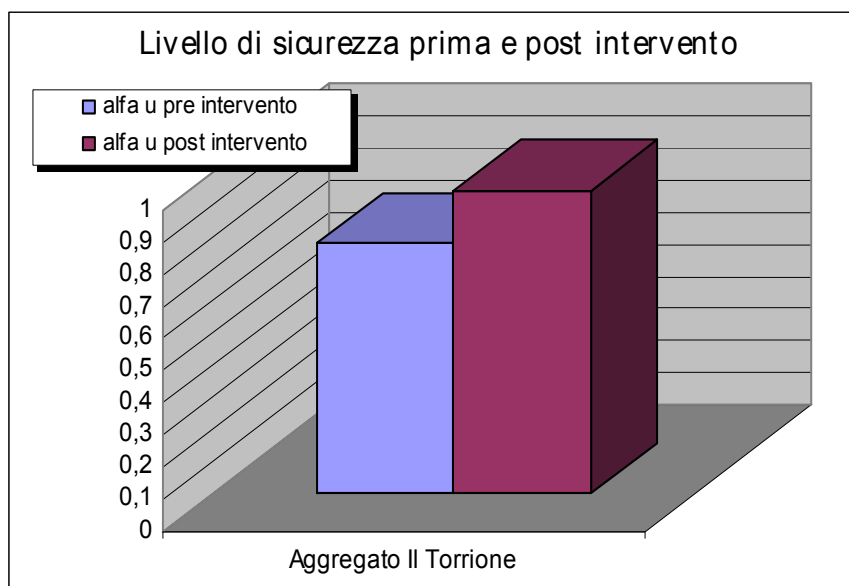


Fig. 7.3 Comparazione dell'indice di sicurezza prima e dopo l'intervento

Complessivamente, dunque, l'introduzione dei miglioramenti ha comportato un innalzamento del livello di sicurezza dell'opera del 21%.

CONCLUSIONI E SVILUPPI DEL LAVORO DI TESI

Ripercorrendo quanto affrontato in questo lavoro di tesi, i risultati raggiunti e le problematiche studiate, in questo paragrafo conclusivo, non si andrà nello specifico delle singole trattazioni (come del resto già fatto all'interno dei singoli paragrafi), ma, al contrario, si evidenzieranno aspetti generali per analizzare aggregati storici in muratura.

Il primo punto da sottolineare, come del resto ampiamente e coscientemente trattato sia dall'OPCM 3431 che dalla NTC 08, è l'importanza che riveste tutta la fase preliminare alle analisi, ossia quella relativa alle operazioni di rilievo e di indagini conoscitive e sperimentali indirizzate alla più corretta presa di coscienza dell'organizzazione strutturale, dei dettagli costruttivi e dei materiali utilizzati.

È opportuno sottolineare che per una corretta individuazione della vulnerabilità di un edificio in aggregato, è indispensabile tener conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso.

Il passo successivo è l'analisi di vulnerabilità sismica, controllando, come primo passo, che non venga raggiunto il valore di attivazione dei meccanismi locali (nel caso studio scongiurati); in seguito si passa alla valutazione del comportamento di insieme della struttura, trattato nel precedente capitolo, effettuando una verifica globale della scatola muraria.

Negli edifici in muratura esistenti, nell'edilizia storica in particolare, è necessario puntare l'attenzione sulla costruzione dei modelli di analisi, il più possibile semplici, ma significativi, come quelli proposte dalle Linee Guida, le quali forniscono valori cautelativi utili per dare risposte orientative sul livello di sicurezza, senza pretendere di attribuire un valore assoluto ad una quantificazione numerica sempre affetta da troppe e rilevanti incertezze.

Tali valori, come visto nel capitolo VI, possono essere opportunamente calibrati mediante un coefficiente η correttivo delle resistenze.

Permane, invece, una sottostima della rigidità del sistema.

Attualmente, dunque, considerare una rigidità dimezzata per le costruzioni esistenti, come previsto dalla normativa, fornisce risultati abbastanza discordanti dal comportamento reale.

Andrebbe calibrato un coefficiente riduttivo per le rigidità, in modo da generare un abaco simile a quello previsto per le resistenze, che può essere oggetto di studi futuri.

Il metodo 3Muri, poi, che utilizza una schematizzazione a telaio equivalente, sembra essere piuttosto adatto a descrivere questo tipo di strutture per la possibilità di caratterizzare fasce di piano e solai deformabili (condizione tipica degli edifici esistenti di classe I e classe II).

Vanno comunque sottolineate una serie di problematiche e limitazioni anche dei modelli a telaio equivalente tra cui:

- presenza di piani sfalsati e mezzanini;

- aperture non allineate, in numero diverso ai vari livelli;
- presenza di numerose nicchie con distribuzione e dimensioni irregolari;
- presenza di piani interrati e dislivelli del terreno.

A fine di realizzare un modello compatibile con lo schema a telaio equivalente è stato necessario, infatti, allineare i solai sfalsati, con conseguente modifica sostanziale di prospetti e forometrie rispetto all'assetto originale; inserire aperture fittizie ed eliminarne altre affinché il programma fosse in grado di costruire un telaio coerente alla parete esaminata; considerare solamente le nicchie di notevoli dimensioni.

Nella parte conclusiva è stata tracciata una proposta di miglioramento sismico dell'aggregato.

Come indicato in normativa, sono state privilegiate tecniche di intervento in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio, rispettando la concezione e le tecniche originarie della struttura. Si sottolinea come caratteristica fondamentale per garantire un buon comportamento all'azione sismica degli edifici esistenti in muratura sia il comportamento scatolare di quest'ultima, mirando a garantire una fattibilità degli interventi per assicurare un soddisfacente comportamento d'insieme.

Stabiliti i possibili interventi da applicare alla struttura, è stato valutato il livello di sicurezza raggiunto.

Dalla lettura dei risultati ottenuti si nota che non tutti i livelli di sicurezza sono verificati, per cui si può parlare in questo caso di intervento di miglioramento sismico.

In conclusione lo studio descritto nel lavoro di tesi ha cercato di fornire gli strumenti per una valutazione del comportamento strutturale globale degli aggregati edilizi, segnalando le criticità dei metodi di calcolo automatico e delle Linee Guida, prevedendo per quest'ultima un coefficiente correttivo dei moduli elastici maggiore di quello attualmente considerato (50%), che sarà oggetto di studi e sviluppi futuri.

BIBLIOGRAFIA

Augenti, N. Parisi, F. Learning from construction failures due to 2009 L'Aquila, Italy, Earthquake

Bartelletti, R. Caramelli, S. Stati limite nelle strutture in muratura, Corsi di aggiornamento su gli Stati Limite e la Nuova Normativa Sismica

Benvenuto, E. (1981). La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico, Sansoni, Firenze.

Borgesa, L. Castagnone, A. Verifiche sismiche di edifici in muratura © S.T.A. DATA srl

Borri, A. De Maria, A. Vulnerabilità sismica e Beni Culturali

Calderoni, B. Cordasco, E. A. Considerazioni sugli interventi per la riparazione ed il rafforzamento locale degli edifici in muratura esistenti che hanno subito danni sismici limitati

Calderoni, B. Cordasco, E. A. Lenza, P. La modellazione degli edifici storici in muratura per la valutazione della vulnerabilità sismica

Faccio, P. Campanini, G. I materiali dell'edilizia storica : muratura. Università IUAV di Venezia , laboratorio di Restauro a.a. 2011 - 2012

Formisano, A. Castaldo, C. Mazzolani , F.M. Non-Linear Analysis of Masonry Building Compounds: A Comparison of Numerical and Theoretical Results

<http://www.ingegneri.info/gli-edifici-esistenti-in-muratura-e-le-fasce-di-piano>

<http://www.ingegneri.info/il-comportamento-sismico-degli-edifici-in-muratura>

<http://www.ingegneri.info/strutture-esistenti-in-muratura-le-indaginiconoscitive>

Lenza, P. Ghersi, A. (2011). Edifici in muratura, Dario Flaccovio Editore, Palermo

Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni a cura di ReLUIS

Magenes, G. Edifici esistenti in muratura: analisi del comportamento sismico e interventi di rinforzo, Convegno: "Pericolosità, recupero e prevenzione sismica alla luce del terremoto dell'Emilia Romagna". Mantova, 20 giugno 2012

Milano, L. Mannella, A. Morisi, C. Martinelli, A. Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi, Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni

Pagano, M. (1968). Teoria degli edifici - Edifici in muratura, Liguori Editore, Napoli.

Piano di ricostruzione del Comune di Arsita (TE) a seguito dell'evento sismico del 6/04/2009