

## INDICE GENERALE

SOMMARIO .....	III
1° CAPITOLO: .....	1
INTRODUZIONE .....	1
1.1 La muratura.....	1
1.2 Evoluzione della muratura.....	4
1.3 Breve storia delle murature.....	11
1.4 Lo sviluppo storico delle norme sulle strutture in muratura...	26
1.5 Gli edifici residenziali in Italia .....	46
2° CAPITOLO: .....	71
COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE MURATURE...	71
2.1 Comportamento dei vari elementi e legame costitutivo .....	71
2.2 Resistenze caratteristiche.....	83
2.3 Prove sulle murature .....	86
3° CAPITOLO: .....	123
COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA...	123
3.1 Risposta sismica delle murature .....	123
3.2 Meccanismi di collasso.....	126
3.3 Meccanismi di rottura dovuti al taglio.....	138
3.4 Metodi di analisi e modellazione.....	140
3.5 Metodi generali di calcolo .....	146
3.6 Verifica sismica per edifici esistenti.....	157
3.7 Le pareti sollecitate da azioni sismiche .....	161

3.8 Metodo elementi finiti .....	163
3.9 Metodi ai macro-elementi.....	166
3.10 Classi d'uso .....	181
3.11 Terremoto dell'Emilia del 2012 .....	182
3.12 Muratura tipica dell'Emilia Romagna .....	186
4° CAPITOLO: .....	191
MODELLAZIONE E CALCOLO DELLA STRUTTURA.....	191
4.1 Caratteristiche dell'edificio .....	191
4.2 Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado.....	195
4.3 Modellazione della struttura con metodo 3Muri .....	197
4.4 Analisi statica non lineare (PUSHOVER).....	201
4.5 Curve pushover con 3Muri.....	216
4.6 Curve di vulnerabilità nel diagramma $a_g-\mu_d$ .....	221
4.7 Interventi da effettuare .....	230
BIBLIOGRAFIA.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>

# SOMMARIO

A causa dei continui terremoti che coinvolgono il territorio italiano, il problema della sicurezza delle costruzioni nei confronti del rischio sismico in Italia resta sempre attuale. In particolare i complessi murari, che costituiscono buona parte del patrimonio edilizio dei centri storici delle nostre città, risultano molto sensibili nei confronti delle azioni orizzontali generate dal sisma. Il presente lavoro di tesi ha lo scopo di approfondire lo studio delle strutture in muratura. Il lavoro iniziato con la fase di rilievo della struttura oggetto di studio, si è basato sui risultati del software 3Muri e si compone di 4 capitoli.

Il primo capitolo ha lo scopo di introdurre in maniera qualitativa e descrittiva le principali tipologie di murature nelle quali è facile imbattersi se si affrontano problemi strutturali inerenti costruzioni in muratura.

Il secondo capitolo affronta le problematiche nelle quali ci si imbatte quando si vuole modellare il comportamento meccanico delle murature e le varie prove da effettuare.

Il terzo capitolo tratta della risposta sismica degli edifici in muratura, essendo che la struttura oggetto di studio è situata nel comune di Mirabello in provincia di Ferrara ed ha subito i danni delle scosse del Maggio 2012, si è dunque ritenuto opportuno descrivere il luogo e il sisma.

Nel quarto capitolo è stata effettuata la modellazione della struttura con il programma 3Muri ampiamente descritto nei suoi contenuti fondamentali. Una volta modellata la struttura si è proceduto al calcolo delle analisi e a ricavare le curve push-over più gravose in direzione x ed y. Infine si è affrontata anche la tematica delle curve di danno e dunque la probabilità di raggiungere un determinato livello di danno della struttura considerata. Si sono decisi anche i possibili interventi da effettuare sulla struttura ed i relativi costi.





# 1 ° CAPITOLO:

## INTRODUZIONE

### 1.1 La muratura

La muratura (o apparecchio murario), in architettura e in edilizia, è la tecnica per costruire una parete in pietre naturali o artificiali. Essa si è sviluppata in maniera sistematica con l'avvento delle grandi civiltà urbane e segna il passaggio da tecniche edilizie legate al legno, alla paglia, alle pelli per passare ad un periodo più maturo di edifici più duraturi e solidi. Nella maggior parte dei casi la muratura si presenta come un materiale composito, formato cioè sia da pietre che da malta, ove ciascuna componente conferisce all'insieme le sue specificità. Il costruito storico (Fig. 1-1) offre una vasta rassegna tipologica classificabile sulla base di:

- composizione (assortimento di elementi lapidei e malta);
- tessitura (disposizione ed organizzazione delle pietre);
- tecniche costruttive, tipiche delle varie epoche;
- area geografica.

La variabile storica e geografica assume grande importanza, al punto che il rilievo dettagliato di una muratura può fornire informazioni sulla procedura costruttiva delle murature in alcune zone e del suo perio-

do di utilizzo. Ogni muratura è diversa dalle altre, proprio perché è frutto di un lavoro artigianale di notevole spessore culturale.

Gli edifici in muratura, che in base alla Legge n.64 del 02.02.1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" sono definiti tali quando la muratura ha funzione portante, non hanno da temere alcun confronto, sotto l'aspetto statico, con quelli in cemento armato o in acciaio, neppure nelle zone sismiche. Essi, tra l'altro, non corrono i rischi dell'ossidazione che, fatalmente, condurrà le costruzioni in cemento armato e quelle metalliche a un irreversibile deperimento e alla loro estinzione, pressoché totale, nel volgere di qualche secolo. Le strutture murarie esibiscono un comportamento migliore persino nei riguardi del collasso atteso che, nella maggior parte dei casi, gli edifici in conglomerato cementizio armato e quelli a struttura lignea o metallica crollano interamente, mentre quelli in muratura subiscono solamente rovine parziali. Anche sotto l'aspetto economico, per quanto riguarda gli edifici di nuova costruzione aventi numero di piani relativamente contenuto, l'impiego della muratura può risultare più conveniente dell'acciaio e del cemento armato, attesa la possibilità di sfruttare le tamponature sia come elementi portanti che come isolatori termo-acustici. L'esigenza di coprire luci sempre maggiori adottando il minor numero di sostegni intermedi, di ridurre l'ingombro delle strutture portanti verticali e di sviluppare in altezza le costruzioni, aveva trovato oramai pieno soddisfacimento con l'acciaio e con il calcestruzzo armato: il primo, peraltro, sembrava nato apposta per applicare la Teoria dell'elasticità, a base della quale



vi erano le ipotesi fondamentali di materiale omogeneo, isotropo, iso-resistente, a comportamento elastico lineare. La possibilità di calcolare la struttura, realizzando così il sogno di Galileo Galilei, aveva inaugurato una nuova era della progettazione (quella dell'analisi delle strutture), ma chiudeva l'epoca degli edifici in muratura, troppo pesanti, ingombranti e, all'epoca, non calcolabili. Gli studi e i progressi nella Scienza e nella Tecnica delle Costruzioni procedevano di pari passo con l'evoluzione dei ponti in campo civile e dei velivoli in campo industriale, per i quali era richiesta una leggerezza sempre maggiore e, dunque, un progressivo affinamento dei modelli e delle procedure di calcolo. Tuttavia, la maggior parte del patrimonio edilizio italiano è realizzato in muratura e, attesa la loro elevata vulnerabilità sismica e non, riveste sempre più importanza l'adeguamento degli edifici in muratura.

Rispetto alle strutture metalliche o in conglomerato cementizio, le prerogative delle costruzioni in muratura, si possono così compendiare:

- 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.



**Fig. 1-1 Esempio di centro storico realizzato in muratura.**

## **1.2 Evoluzione della muratura**

La conoscenza dello sviluppo che ha caratterizzato le costruzioni murarie, non solo è presupposto essenziale alla progettazione dei nuovi edifici, ma costituisce bagaglio imprescindibile per chi debba intervenire sul patrimonio edilizio esistente con interventi di manutenzione, consolidamento, miglioramento o adeguamento.

### ***1.2.1 La muratura a secco***

Le prime costruzioni lapidee furono ottenute sovrapponendo semplicemente pietre nella forma in cui si trovavano, ovvero così come si erano distaccate dai massi rocciosi effetto degli agenti atmosferici o degli apparati radicali della vegetazione. Essendo inizialmente i muri realizzati "a secco"(Fig. 1-2**Errore. L'origine riferimento non è sta-**

**ta trovata.**), e cioè senza impiego di malta, la stabilità della costruzione era affidata sia alla grandezza dei blocchi che alla loro regolarità, e risultava tanto migliore quanto maggiore era la superficie di contatto.



**Fig. 1-2 Esempio di muratura a secco.**

In presenza di materiale "minuto" o di pietre arrotondate (come quelle di fiume) o fortemente irregolari, si rese necessario l'uso di un elemento complementare come il fango, che avesse funzione di connettore. Con il perfezionamento degli utensili, si capì che per conseguire maggiori superfici di contatto conveniva sbazzare le pietre manualmente, prima della messa in opera. Si capì che quanto più tali superfici, oltre che piane, erano orizzontali tanto più stabili risultavano i muri: fu naturale, pertanto, l'evoluzione verso la pietra squadrata la cui forma di parallelepipedo consentiva un perfetto contatto tra le pietre e la trasmissione delle sole componenti verticali delle forze di gravità.

### ***1.2.2 L'utilizzo di leganti***

Il primo legante, fu costituito da fango e, solo in seguito, da argilla; certamente, la natura dei luoghi fece sperimentare e adottare anche altri materiali: ad esempio, nell'area mesopotamica ricca di giacimenti petroliferi, già nel secolo XXI a.C. si utilizzava anche il bitume. Frequenti sono stati i ritrovamenti di malte di gesso utilizzate come legante, dagli egizi nel III millennio a.C. e dai greci in età ellenistica; tali malte, pur presentando una presa molto rapida, perdevano però capacità resistente alla presenza di umidità. I romani, invece, ne introdussero e codificarono l'uso quale legante allo stato puro (come dimostrano gli edifici di epoca repubblicana in *opus quadratum*). L'abbondanza di cave di calcare in Campania fece sì che, proprio in tale regione, si verificasse la prima diffusione delle malte di calce (così come testimoniano gli scavi di Pompei). Poiché queste ultime presentavano notevole ritiro, nuove miscele vennero confezionate impastando il grassello di calce con inerti: uno di questi fu la sabbia che aveva la stessa funzione sgrassante già esercitata sulle argille, ovvero la funzione di evitare l'eccessivo ritiro e le conseguenti fessurazioni. Impiegando come inerte la pozzolana (così chiamata dalla località di Puteoli - oggi Pozzuoli - ove era reperita) già nel III secolo a.C. i romani ottennero in Campania malte talmente tenaci da sfidare i secoli, resistendo benissimo anche all'umidità, in virtù del fatto che la pozzolana trasformava la calce aerea in calce idraulica.

Ad oggi, sono riconosciuti sei differenti tipi di malta (Fig. 1-3), in base alla loro composizione in volume, di cui indica la Classe (Mi) e il

valore limite che la Resistenza media a compressione ( $f_{mm}$  espressa in MPa) deve possedere.

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. 1-3 Classi di malte secondo la NTC 2008.**

La composizione della malta condiziona fortemente la resistenza della muratura; in zona sismica è consentito solamente l'impiego di malta cementizia. Sotto l'aspetto esecutivo, invece, è bene ricordare che gli strati orizzontali di malta devono possedere spessore non superiore a (0.5-1.0)cm per evitare che la loro espansione sotto carico generi sforzi orizzontali di trazione nella muratura, questi, infatti, possono dar luogo a una maggiore vulnerabilità del tessuto murario con la formazione di lesioni sub-verticali.

### ***1.2.3 La muratura in pietre artificiali***

Per pietre artificiali si intendono quelle confezionate attraverso l'agglomerazione di materiali sciolti. La loro origine risale a quelle località dove mancavano le pietre naturali di grandi dimensioni ma erano presenti materiali argillosi: questi, modellati allo stato plastico quando erano saturi di acqua, mantenevano la forma allorché venivano fatti asciugare all'aria, dando luogo a zolle rigide. Per evitare le screpolatu-

re che si verificavano durante l'essiccazione dell'argilla cruda si pensò di combinarla con altri materiali aventi funzione di ridurre tale fenomeno. Un primo sistema si ritrova negli stessi scritti biblici, ove i mattoni venivano mescolati con paglia avente funzione sgrassante: questa, peraltro, conferiva al materiale una maggiore resistenza a trazione esercitando una funzione di armatura capillare e dando così vita agli antenati dei conglomerati fibro-rinforzati. Un altro inerte adoperato per limitare i fenomeni di ritiro fu, la sabbia. Le murature a base di argilla cruda potevano essere costituite, in definitiva da:

- un impasto di terreno argilloso e paglia tritata, detto *torchi*;
- un conglomerato di terreno argilloso e pietre, denominato *pisé*;
- mattoni crudi essiccati al sole (caratterizzati da maggiore leggerezza rispetto alle pietre naturali e da tempi rapidissimi di produzione e di posa in opera).

Fra queste tre tipologie, la seconda assume grande importanza in quanto rappresenta l'antenato del calcestruzzo. Il *pisé* (Fig. 1-4) era costituito da un impasto di terra e pietre costipato all'interno di casseforme in legno. Tale tecnologia costruttiva si differenziava completamente da quella delle murature in pietra, non solo in quanto impiegava un materiale decisamente più economico, ma soprattutto perché l'uso delle casseforme consentiva di modellare le forme più svariate. Il *pisé*, fu relegato tra i materiali poveri a favore della pietra da taglio sino alla fine dell'ottocento, allorché fu diffusamente reintrodotta in Francia da

Cointeraux, che suggerì di realizzare con tale tecnologia costruzioni rurali a prova di incendio e muri ondulati.



**Fig. 1-4** Tecnica del *Pisè*.

Per evitare l'inconveniente che i mattoni crudi presentavano una consistenza bassa (plastica allorché venivano a contatto con l'acqua) si pensò di cuocere gli elementi, dando luogo alla cosiddetta *terracotta*. Inizialmente impiegata per le costruzioni stagne. Nella confezione di mattoni cotti (Fig. 1-5) vennero usati solamente sgrassanti minerali (come la sabbia), in quanto quelli vegetali (come la paglia) venivano distrutti durante la fase di cottura. E proprio per il fatto che la cottura comportava costi elevatissimi, la produzione di mattoni cotti fu limitata alle opere più importanti, perlomeno fino all'avvento delle moderne fonti di energia. Il mattone ebbe un campo di utilizzazione più ridotto di quello della pietra, innanzitutto perché presentava una resistenza minore ma anche perché, essendo la stabilità dei muri affidata al peso proprio e allo spessore, particolarmente nelle sollecitazioni da sforzo

normale eccentrico, era preferibile impiegare materiali dotati di elevato peso specifico.



**Fig. 1-5 Esempio di mattone.**

Negli ultimi decenni, gli elementi più utilizzati sono i laterizi ed i blocchi di calcestruzzo (Fig. 1-6). La classificazione di questi elementi è fatta in base alla percentuale di foratura  $\varphi$  e all'area dei fori  $f$  che permette una suddivisione in pieni ( $\varphi \leq 15\%$  e  $f \leq 9\text{cm}^2$ ), semipieni ( $15\% < \varphi < 45\%$  e  $f \leq 12\text{cm}^2$ ) e forati ( $45\% < \varphi < 55\%$  e  $f \leq 15\text{cm}^2$ ).



**Fig. 1-6 Laterizi e blocchi di calcestruzzo.**



### **1.3 Breve storia delle murature**

#### ***1.3.1 Le costruzioni mesopotamiche***

Verso l'VIII millennio a.C., in Medio Oriente una comunità di uomini s'insediava nel fertilissimo bacino mesopotamico compreso tra il Tigri e l'Eufrate: venivano, così, realizzati i primi villaggi costituiti da case che, in considerazione del materiale disponibile sul greto dei fiumi, erano edificate con mattoni di fango essiccato al sole, talvolta additate con paglia. L'esigenza di realizzare opere di difesa meno vulnerabili di quelle ottenute con l'argilla cruda costrinse, in seguito, gli uomini a trasportare pietre dalle vicine montagne per costruire muri di cinta. Il più antico e famoso insediamento (8350 ed il 7350 a.C.) è quello di Tell-es-Sultan, rimasto famoso per le sue difese, costituite da un muro in pietra dotato di una torre circolare. Tra il 6250 a.C. ed il 5400 a.C. fioriva la città di Catal Huyuk che si estendeva per ben 130.000 mq, con case molto vicine tra loro. Tra il 4000 a.C. ed il 3500 a.C., i Sumeri si insediarono costruendo la città di Babilonia. Nella volta un tempio del 3000 a.C. circa, realizzato con mattoni di fango, al disopra di una piattaforma in pietra. Le costruzioni destinate ad abitazione erano realizzate mediante murature di argilla o di mattoni semplicemente sovrapposti o, talvolta, collegati da strati di canne e bitume. Nel caso di palazzi nobiliari e di templi, le murature venivano rivestite da pietre naturali oppure da mattoni cotti o smaltati. Tra il 2180 a.C. e il 2160 a.C. veniva costruita, addirittura, una galleria in muratu-

ra (larga circa 4,50 m e alta circa 3,60 m) che sottopassava il fiume Eufrate.

### ***1.3.2 Le costruzioni egizie***

Nella seconda metà del V millennio a.C. iniziarono le costruzioni di abitazioni realizzate con l'impiego di mattoni di fango essiccati al sole. Il graduale passaggio dall'impiego dei mattoni crudi a quello della pietra naturale, ben più resistente e durevole, avvenne per motivazioni religiose, cercarono di realizzare gli edifici funerari e quelli destinati al culto. All'inizio del periodo arcaico (comprendente la prima e la seconda dinastia) le tombe dei re e dei nobili erano costituite da una buca scavata nella sabbia, al disopra della quale veniva costruita una sovrastruttura di fango e legno detta *Mastaba* (Fig. 1-7), destinata a proteggere la salma.



**Fig. 1-7 La Mastaba egiziana.**

In seguito a successive evoluzioni le buche divennero camere, anche multiple, e le *Mastabe* furono sostituite da grandi edifici di forma parallelepipedo, per la cui costruzione venivano impiegati mattoni crudi

disposti su strati orizzontali. La pietra naturale veniva usata solamente, in forma trilitica, per la realizzazione degli stipiti e degli architravi delle porte, oppure come rivestimento in lastre. Per analogia, appare lecito ritenere che anche gli edifici dell'epoca destinati ad abitazione presentassero sistemi costruttivi simili. Agli inizi dell'Antico Regno (2667-2648 a.C.) l'architetto Imhotep, operando una vera e propria rivoluzione nelle tecniche costruttive, introdusse l'uso della pietra da taglio. Egli progettò per il faraone Zoser della terza dinastia, il primo grande edificio costruito dall'uomo interamente in pietra squadrata: un'opera piramidale al centro di un vasto complesso funerario recintato da un muro fortificato anch'esso in pietra squadrata. Il pietrame adoperato era calcare: di qualità più tenera e porosa per il nucleo interno e di qualità più compatta e resistente per il rivestimento esterno. La sua costruzione però, subì successive evoluzioni partendo da una originaria *mastaba* (alta solamente 8 m) e giungendo, attraverso successivi ampliamenti e sovrelevazioni, sino all'altezza di 61m sovrapponendo sei *mastabe*. La transizione da questo genere di piramidi a quelle con pareti lisce si ebbe attraverso molteplici modificazioni delle tecniche costruttive, quali riempimento dei gradoni e il loro rivestimento.

### ***1.3.3 Le costruzioni megalitiche europee***

Dall'Anatolia, giunsero i primi colonizzatori dell'Europa che, circa nel 6000 a.C., realizzarono villaggi costituiti da case semplici a pianta quadrata, con struttura in mattoni di fango essiccato. Le strutture ru-

dimentali più elementari sono costituite dai *Menhir* (Fig. 1-8): pilastri isolati con significato religioso che raggiungevano pesi e altezze considerevoli (anche superiori ai 20 m): aveva così origine il primo elemento portante verticale, progenitore della colonna e del pilastro. Sovrapponendo a due elementi verticali distanziati una pietra orizzontale, era nato il famoso trilite, costruzione realizzata con tre pietre, di cui quella orizzontale era, talvolta, costituita da lastroni di dimensioni ciclopiche. La massima espressione architettonica del trilite sarà il tempio.



**Fig. 1-8 Il *Menhir*.**

#### ***1.3.4 Le costruzioni micenee***

Tra il 1500 a.C. e il 1000 a.C. si sviluppò la cosiddetta civiltà prebellica o micenea, che subì grande influenza dalla cultura egizia, al punto da essere considerata come il tramite fra la civiltà egizia e quella greca. Le costruzioni giunte sino ai giorni nostri sono costituite essenzialmente da strutture per la difesa di città come Micene, caratterizzate dalla semplice sovrapposizione di blocchi di pietra poggianti su piedritti monolitici, talora architravi, costituenti una sorta di struttura ad

arco. La tipologia più antica di muratura fu certamente quella ciclopica, realizzata mediante enormi massi irregolari o poligonali, integrati da pietre più piccole aventi la funzione di colmare i vuoti; una seconda tipologia fu quella costituita da pietre poligonali le cui superfici di contatto, però, venivano rettificata; un terzo tipo, certamente più evoluto, fu formato da pietre squadrate perfettamente sovrapposte. Quest'ultimo sistema costruttivo può, ancora oggi, essere ammirato osservando i ruderi della cinta muraria che proteggeva Micene e la sua celeberrima Porta dei leoni (Fig. 1-9), che rappresenta il più brillante esempio di trilito il cui architrave (lungo 5 m, largo 2.5m e spesso 1m) presenta, addirittura, sezione variabile. E' interessante notare come la muratura al lato dei leoni che sovrastano l'architrave non gravi direttamente sul trilito, essendo realizzata da pietre disposte con piccoli sbalzi.



**Fig. 1-9** La porta dei leoni.

### ***1.3.5 Le costruzioni greche***

Come l'architettura preistorica era stata caratterizzata dal trilito, così quella classica lo fu dalla colonna e dall'architrave. L'architettura greca fu segnata, essenzialmente, dalla costruzione di templi, inizialmente in legno e successivamente in muratura costituita da pietre squadrate e ben organizzate. Furono comuni all'architettura minoica sia la presenza di piani di posa degli edifici realizzati con materiali sciolti, che i collegamenti tra le pietre. Nel 480 a.C. veniva costruito un ponte in muratura sull'Ellesponto (stretto dei Dardanelli) che superava una luce di 1250 m circa.

### ***1.3.6 Le costruzioni etrusche***

La civiltà etrusca, sviluppatasi in Toscana tra l'VIII ed il I secolo a.C. in seguito all'insediamento di popolazioni provenienti dall'Asia Minore. L'architettura si articolò, fondamentale, nella costruzione dei muri di cinta delle città (che venivano realizzati a secco mediante blocchi squadrati di tufo o pietre calcaree poligonali, Fig. 1-10) e nella costruzione di edifici pubblici o dedicati al culto. Proprio nell'ambito dell'edilizia funeraria si rinvengono interessantissimi esempi di costruzioni del VI secolo a.C., aventi forma rettangolare (le cui pareti sono realizzate con blocchi parallelepipedi ben squadrati posti in opera con sistema trilito) oppure di forma circolare (le cui coperture sono costituite da pietre di tufo squadrate aggettanti secondo cerchi concentrici).



**Fig. 1-10 Mura di cinta etrusche.**

### ***1.3.7 Le costruzioni romane***

L'architettura romana derivò, inizialmente, da quella greca e da quella etrusca alle quali furono apportate, nel tempo, radicali trasformazioni sostituendo alle travi gli archi, ai tetti le volte e introducendo una serie vastissima di sistemi costruttivi. Essi divennero celebri nei secoli come costruttori di ponti e strade e per la realizzazione di acquedotti. Per quanto riguarda le murature in pietra naturale, queste venivano realizzate, o utilizzando elementi lapidei per l'intero spessore, oppure creando due paramenti all'interno dei quali veniva effettuato un riempimento di conglomerato. Le pietre da taglio adoperate erano, essenzialmente, il tufo e il travertino. Le superfici di contatto superiore e inferiore venivano levigate per garantire una uniforme trasmissione degli sforzi tra elementi sovrastanti e sottostanti, mentre le superfici rimanenti non subivano alcuna particolare lavorazione. Il collegamento

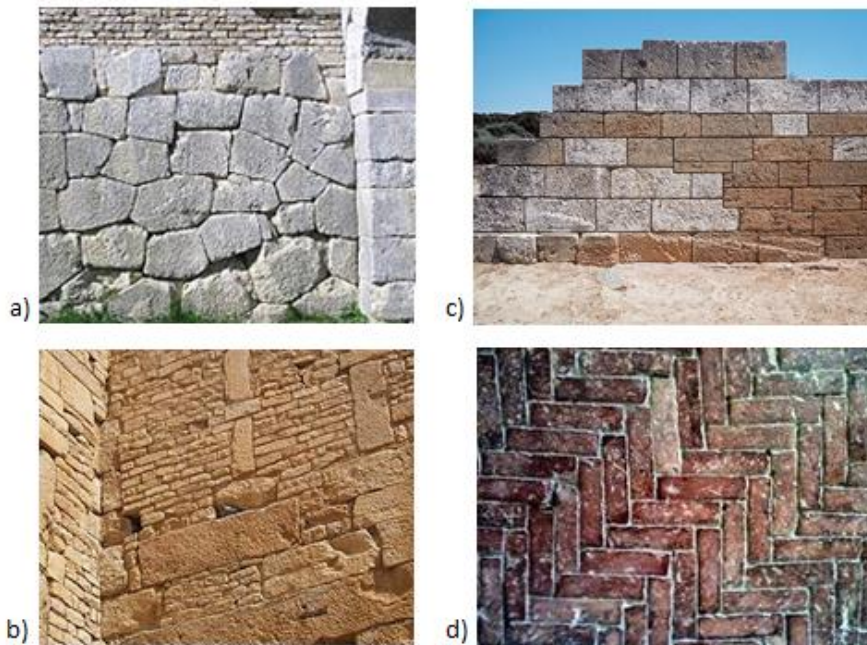
tra i diversi elementi lapidei non era quasi mai costituito da malte ma da grappe, inizialmente lignee e successivamente metalliche, per evitare i dissesti dovuti ad azioni sismiche o a cedimenti di fondazione. Per quanto attiene le costruzioni in pietra artificiale, l'abbondanza di argilla nei dintorni di Roma fece sì che anche i mattoni fossero piuttosto diffusi, con funzioni essenzialmente decorative. Tutto il periodo repubblicano fu caratterizzato dall'uso di mattoni crudi di argilla con funzione portante, mentre nell'età imperiale questi furono adoperati quasi esclusivamente con funzione di cassaforma: per i muri di maggiore spessore, il puntellamento esterno dei paramenti era integrato da archi interni di alleggerimento, necessari a sopportare l'azione dei conglomerati durante il tempo di presa. Le costruzioni in mattoni cotti portanti ebbero grande sviluppo con l'avvento dell'Impero Romano di Oriente. Le malte adoperate dai romani possedevano elevata resistenza a compressione essendo confezionate e dosate secondo rigide proporzioni. Per avere un quadro chiaro e completo dei sistemi di costruzione delle murature romane si ritiene opportuno riassumere le caratteristiche delle principali tipologie:

- *Opus siliceum*, muratura a secco, realizzata con grandi blocchi in pietra di forma poligonale accuratamente messi in opera (mura ciclopiche o pelagiche), che venne adoperata principalmente per manufatti di difesa o per muri di sostegno (Fig. 1-11a).
- *Opus africanum*, muratura costituita da grandi pilastri irregolari, realizzati con blocchi verticali e orizzontali sovrapposti



aventi funzione portante, e da un riempimento di piccole pietre squadrate (Fig. 1-11b).

- *Opus quadratum*, muratura a secco, realizzata con grandi blocchi squadrate di forma parallelepipedi (quasi sempre in tufo), disposti secondo filari orizzontali (tipologia molto diffusa a Pompei tra il VI e il V secolo a.C. con impiego di materiali tuffoidi e di arenarie); sino all'avvento della muratura concreta, le pietre occuperanno l'intero spessore del muro per divenire, poi, solo paramenti esterni di contenimento del riempimento; i primi muri in opera quadrata risalgono agli inizi del IV secolo a.C. (Fig. 1-11c).
- *Opus spicatum*, muratura costituita da corsi orizzontali di pietre disposte a spina di pesce, poste in opera invertendo il verso per ogni filare e interrompendolo con uno strato di pietre orizzontali; tale tipologia fu utilizzata, soprattutto, nelle fondazioni e nei basamenti (Fig. 1-11d).

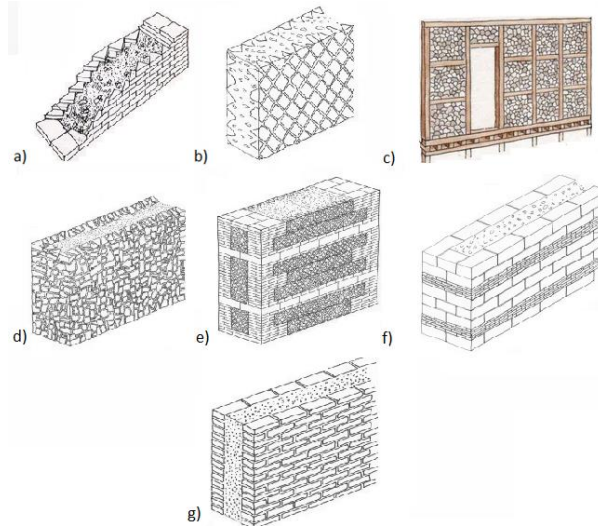


**Fig. 1-11** Tipologie di murature romane: a) *Opus Siliceum*, b) *Opus Africanum*, c) *Opus Quadratum*, d) *Opus Spicatum*.

- *Opus latericium*, muratura costituita inizialmente da tegole smarginate e poi da mattoni o laterizi di forma triangolare con la punta inserita nel cementizio, utilizzata dalla fine del I secolo a.C. e per tutta l'età imperiale (Fig. 1-12a).
- *Opus reticulatum*, muratura a sacco ottenuta realizzando due paramenti esterni, costituiti da cubetti in tufo posti in opera con inclinazione di 45°, e gettando all'interno un nucleo di conglomerato; tale tipologia fu diffusa tra il I secolo a.C. e il I secolo d.C. (Fig. 1-12b).

- *Opus craticium*, muratura di tipo misto costituita da una intelaiatura in legno (generalmente a maglie rettangolari con pali e correnti, ma dotata anche di diagonali nelle zone sismiche) i cui riquadri erano riempiti con piccole pietre e malta; gli unici esempi ben conservati si ritrovano a Pompei e ad Ercolano, dove con tale tipologia si realizzavano tutti i tramezzi interni e le murature esterne al disopra del piano terreno; tali muri, leggeri sia per i materiali adoperati che per il ridotto spessore (20 cm circa), risultavano particolarmente indicati per gli edifici mutilati e per l'impiego in zona sismica. (Fig. 1-12c)
- *Opus incertum*, muratura a sacco con paramenti esterni in pietra da taglio poliedrica e nucleo interno in *opus caementicium*, ovvero in conglomerato; tale tipologia, con pietre piuttosto regolari, si ritrova a Pompei già nel III secolo a.C. (con l'impiego di materiali vulcanici e di arenaria) e durerà sino alla fine della Repubblica, quando sarà soppiantata dall'*opus reticulatum*; fu adoperata specialmente per la costruzione di muri di cinta, costruzioni rurali e templi (Fig. 1-12d).
- *Opus mixtum*, muratura a sacco ottenuta realizzando due paramenti esterni, costituiti da fasce di *opus reticulatum* listate o incorniciate da mattoni, e gettando all'interno un nucleo di conglomerato; tale tipologia si ritrova nella residenza imperiale di Villa Jovis a Capri (Fig. 1-12e).

- *Opus vittatum*, muratura a sacco con paramenti esterni, costituiti da blocchi di tufo disposti su filari orizzontali, e nucleo interno in conglomerato; tale tipologia si diffuse dopo l'età augustea (Fig. 1-12f).
- *Opus testaceum*, muratura a sacco con paramenti esterni costituiti da mattoni (sfalsati) e nucleo interno in conglomerato; le prime grandi costruzioni realizzate con tale tipologia risalgono all'età di Tiburio; in virtù della regolarità degli elementi e della loro semplice produzione le costruzioni furono notevolmente diffuse. Numerose notizie sui criteri costruttivi adottati dai romani ci sono pervenute attraverso il manoscritto del celeberrimo *De Architectura*, scritto da Marco Vitruvio Pollione tra il 25 ed il 23 a.C.(Fig. 1-12g).



**Fig. 1-12** Tipologie di murature romane: a) *Opus Latericium*, b) *Opus Reticulatum*, c) *Opus Craticium*, d) *Opus incertum*, e) *Opus mixtum*, f) *Opus vittatum*, g) *Opus testaceum*.

### 1.3.8 Le costruzioni dal Medioevo al XVIII secolo

Nel primo Medioevo, gli artigiani delle costruzioni fecero notevoli progressi nella costruzione di edifici per il culto, unica attività promossa e sostenuta in tale periodo storico, insieme a castelli e muri di cinta. Nell'Impero Romano d'Oriente l'architettura bizantina conservò il sistema costruttivo romano, seppur impiegando malte aeree applicate in strati di maggiore spessore; con il procedere del tempo, però, si diffuse sempre più l'uso delle murature piene e non più a sacco. Nell'architettura bizantina si fece largo uso di murature in piccoli blocchi di pietra listata con mattoni e matte sabbia e coccio pesto. Nell'architettura cristiana le murature erano costituite (come quelle

romane) da elementi eterogenei, ma mutavano procedimenti costruttivi ed i materiali componenti: veniva, infatti, realizzato prima un nucleo di muratura, quasi sempre caotica, composta da pietrame informe di varia pezzatura e da residui di laterizi; solamente quando questo si era assestato, si eseguivano i due paramenti esterni in pietrame squadrato o in laterizio. Le costruzioni furono caratterizzate dall'impiego di materiali generalmente provenienti dalla demolizione di altre opere e dall'uso di malte aeree poco resistenti. I castelli continuarono ad essere costruiti secondo i canoni dell'architettura massiccia romana, attraverso una tecnica costruttiva basata sull'uso di pietre piccole e di grandi volumi di malta. Nel periodo che va dal IX al XIII secolo, un notevole impulso al risveglio di tutte le attività (anche tecniche) fu determinata dalla nascita dei Comuni e di nuovi centri di potere che promossero, peraltro, il rifiorire delle vecchie corporazioni. Sotto l'aspetto tipologico, le murature, continue fino all'architettura romanica, cominciarono a subire uno svuotamento caratterizzato dall'apertura di frequenti vani che, riducendo sempre più le sezioni resistenti, individuavano zone di maggiore concentrazione delle tensioni ove si rendeva necessario l'impiego di materiali dotati di resistenza più elevata. Tale tendenza si accentuò sempre di più fino a evidenziare, con l'avvento dell'architettura gotica nel XIII secolo, una prima distinzione tra struttura portante e struttura portata cui corrisponderà, generalmente, un differente impiego di materiali: pietra da taglio per le membrature sotto sforzo, laterizi o pietrame squadrato per le tamponature. Le cattedrali gotiche sorte in Italia, in Francia e in Germania furono caratterizzate da pila-

stri e da volte ogivali a crociera, con costoloni diagonali, che rappresentarono una radicale innovazione in campo architettonico. Con il maggiore impiego degli archi, soprattutto rampanti, cominciò ad apparire un elemento strutturale nuovo, in grado di assorbire le spinte alle imposte estreme: il contrafforte in muratura, Fig. 1-13). Tale periodo edilizio fu contrassegnato anche da un'altra tipologia architettonica nuova: i campanili, torri molto snelle la cui statica presentava problemi strutturali nuovi rispetto alle altre opere.



**Fig. 1-13 Esempi di contrafforti della cattedrale di Lubeca.**

Solamente nel secolo XIII si verificò un ritorno agli edifici in muratura, imposto dall'esigenza di porre rimedio alle vaste distruzioni causate dai frequenti incendi. Nel secolo XVII a seguito degli incendi distruttivi che colpirono alcune grandi capitali europee, come Mosca nel 1648 e Londra nel 1666, fu ulteriormente promossa la costruzione di edifici in muratura in luogo di quelli in legno.

### ***1.3.9 La rivoluzione industriale nelle costruzioni***

La Rivoluzione industriale caratterizzò gli ultimi decenni del secolo XVIII e la prima metà del secolo XIX. Una rinnovata visione strutturale, l'edificio non veniva più riguardato come insieme di elementi ma come organismo unitario, inteso a trasferire i carichi dalla struttura in elevazione a quella di fondazione. La nascita di materiali non naturali, resistenti a trazione oltre che a compressione, mentre consentiva nuovi modelli di calcolo e nuove tipologie strutturali, segnava il tramonto dell'egemonia della muratura che per tanti secoli aveva dominato, praticamente incontrastata, il mondo delle costruzioni. Una modificazione della struttura resistente, già nell'ambito delle stesse costruzioni lapidee, consistette nel sostituire gli elementi bidimensionali (costituiti dalle murature portanti) con elementi monodimensionali (costituiti da pilastri in muratura, di pietre spesso artificiali) che, particolarmente per gli edifici delle grandi periferie urbane destinati alla locazione, consentivano una maggiore flessibilità dei distributivi interni. Aveva, così, inizio quella distinzione tra strutture verticali portanti e portate che nel tempo si sarebbe sempre di più accentuata, sino a divenire caratteristica degli edifici in conglomerato cementizio armato e di quelli in acciaio.

### **1.4 Lo sviluppo storico delle norme sulle strutture in muratura**

L'emanazione di Norme è stata molto spesso stimolata dal verificarsi di eventi disastrosi. L'esigenza, infatti, di dettare regolamenti costrut-



tivi ai quali attenersi per evitare disastri, ha fatto sì che dopo eventi particolarmente calamitosi siano state messe a punto istruzioni tecniche da imporre per legge. Anche gli eventi sismici non sono sfuggiti a questa logica, così come dimostra la storia delle normative, all'interno delle quali è possibile ritrovare interessanti regole costruttive. I primi regolamenti sulle costruzioni nacquero in seguito ad eventi sismici e si svilupparono nel tempo con l'emanazione di norme aventi per oggetto, prima le costruzioni murarie e solo successivamente quelle in cemento armato. In un periodo nel quale mancavano ancora adeguati strumenti di calcolo, le disposizioni legislative rappresentarono le sole regole per costruire in muratura nelle zone a rischio sismico.

Nel 1627, a seguito del grave terremoto che colpì la Campania interessando particolarmente la città di Benevento (nella quale causò circa 4500 vittime) fu introdotto un metodo di costruzione antisismica che prese il nome di *sistema baraccato alla beneventana*: esso consisteva in un'ossatura di legno di castagno a maglie rettangolari, con ritti grossolanamente squadri, direttamente infissi nel terreno o in un basamento di muratura; su entrambe le superfici dei telai si applicavano pareti di vimini, cannuce o listelli, rinzaffate con malta o argilla, che venivano poi intonacate. Il ridottissimo peso proprio della struttura e l'elevata resistenza specifica del legno costituivano un ottimo sistema per ridurre drasticamente le forze d'inerzia ed elevare le capacità resistenti dell'edificio.

Sino al terremoto di Lisbona del 1755 non esistevano particolari norme o indicazioni per le costruzioni antisismiche, essendo il terremoto

riguardato come un fenomeno i cui effetti sulle costruzioni potevano essere solamente osservati, al pari di quanto si faceva per il vento: se l'edificio era realizzato secondo le regole del buon costruire non doveva temersi nessuna rovina (purché non si trattasse di eventi caratterizzati da eccezionale violenza). Solamente dopo il sisma del 01.11.1755 (che provocò quasi 30.000 vittime nella capitale portoghese) ebbero nuovo impulso le ricerche sull'origine dei terremoti ma, soprattutto, sui loro effetti e sulle regole di costruzione intese a limitare i danni. Il marchese di Pombal impose con proprio decreto il primo Regolamento Edilizio antisismico di cui si ha traccia scritta, nel quale si prescrivevano le stesse costruzioni con intelaiatura in legno o baraccate già introdotte a Benevento dopo il 1627.

Il giorno 05.02.1783 un terremoto distruttivo colpiva Messina e molte località della Calabria (causando oltre 32.000 vittime): a seguito di tale evento Ferdinando IV di Borbone inviò, quali vicari, il tenente generale don Francesco Pignatelli in Calabria e il marchese di Recalmici a Messina. In data 10.03.1784 veniva promulgata una legge contenente le norme tecniche per la ricostruzione degli edifici distrutti e per la costruzione di quelli nuovi: anche in tale caso venne imposto il *sistema baraccato*. Tale metodo costruttivo (che fu diffusamente adottato per la ricostruzione di molte località colpite da terremoti) non incontrò però mai il gradimento delle popolazioni che vedevano nel legno un materiale troppo deperibile per realizzare un luogo "eterno" quale era considerata la casa. La legge fu applicata rigorosamente per molti decenni ma, con il passare del tempo, la sua osservanza andò scemando

fino a che la Giunta di riedificazione, con Provvedimento Reale del 14.05.1853, non l'abolì: tale decisione fu di certo infelice atteso che le sole costruzioni realizzate nel rispetto di tali norme resistettero ai violenti terremoti del 1894, del 1905 e del 1908.

Nel 1857 un sisma distruttivo investiva il Regno di Napoli causando circa 12.000 vittime; due anni dopo, il giorno 22.08.1859, un grave sisma colpiva la città di Norcia in Umbria e, proprio in seguito a tale evento, in data 28.04.1860 veniva emanato, dal Ministero dell'interno del Governo Pontificio di Pio IX, il *Regolamento edilizio* della città che comprendeva 35 paragrafi contenenti interessanti prescrizioni ispirate alle norme tecniche del 1784 (conseguenti al terremoto calabro-siculo).

Nel 1881 un terremoto colpiva l'isola di Ischia e circa due anni dopo, il

28.07.1883, un secondo evento distruttivo (noto come Sisma di Casamicciola) causava oltre 2300 vittime. A seguito di tale disastro venivano emanate le prime norme sismiche italiane; con Regio Decreto del Re d'Italia n.2600 del 29.08.1884 veniva approvato il "*Regolamento Edilizio per i Comuni dell'isola d'Ischia danneggiati dal terremoto del 28.07.1883*" emesso dal Ministero dei Lavori Pubblici di concerto con i Ministeri dell'interno e dell'Agricoltura e Commercio. Tale Regolamento era ispirato a quello emanato dal governo delle Filippine, su istruzioni degli ufficiali del Genio, in seguito ai terremoti che colpirono Manila, nel giugno 1863 e nel luglio 1880. Tale normativa, che

per prima forniva prescrizioni speciali anche per i restauri degli edifici, costituirà la base di tutte le norme tecniche italiane successive.

Il giorno 08.09.1905 un nuovo terremoto catastrofico distruggeva diverse città della Calabria e danneggiava gravemente Messina; in seguito a tale evento veniva emanato, con Decreto Reale n.511 del 16.09.1906, il "*Nuovo regolamento per le costruzioni e per il riattamento degli edifici pubblici e privati nelle Calabrie*".

L'anno successivo, il 18.04.1906, si verificava il celebre terremoto di San Francisco durante il quale si riscontrò l'ottimo comportamento degli edifici realizzati con scheletro in ferro e riempimento delle maglie con muratura di mattoni o di pietre squadrate e malta cementizia.

Il 28.12.1908 un sisma catastrofico distruggeva Messina, Reggio Calabria, Palmi e altri paesi più piccoli, provocando quasi 110.000 vittime. Furono emanate le "*Norme tecniche ed igieniche - obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni colpiti dal terremoto del 28.12.1908 o da altri precedenti, elencati nel R.D. del 18.04.1909*" alle quali seguì la Circolare Ministeriale n.2664 del 20.04.1909 recante istruzioni tecniche. All'epoca gli edifici presentavano, quasi tutti, strutture portanti verticali in muratura mentre gli orizzontamenti erano costituiti da volte lapidee oppure da solai con travi in legno o in metallo: il cemento armato era nato, infatti, solamente da qualche decennio.

Come si vede queste norme aprivano la strada alle moderne disposizioni antisismiche, introducendo persino il concetto di adeguamento sismico.

La possibilità, introdotta da tale Regolamento, di costruire con sistema intelaiato o baraccato in legno, in ferro o in cemento armato, spinse le maggiori città colpite da terremoti ad adottare i nuovi sistemi costruttivi sostituendo, spesso, il legno con altri materiali: con tralicci di ferro a Reggio Calabria e con cemento armato a Messina. Le maglie dei telai venivano in ogni caso irrigidite con muratura di mattoni, pieni al piano terreno e forati al primo piano; in altri casi, invece, tale tamponatura era sostituita da "croci di Sant'Andrea" coperte da pannelli in legno, o da lamiera stirata e rinzaffate con cemento: nel primo caso il sistema si definiva *baraccato*, nel secondo *baraccato alla beneventana*. In definitiva, il primo sistema era costituito da muratura armata internamente con telai in legno, mentre il secondo era costituito da tralicci di legno foderati da pannelli. Nel tempo, gli elementi in legno furono sostituiti da profilati metallici, prima, e da conglomerato cementizio armato, poi: per quanto riguarda quest'ultimo, in un primo periodo la resistenza venne affidata a travi di ferro (con sezione ad I, a T, a U) o a tralicci (più leggeri e resistenti), mentre il calcestruzzo assumeva semplice funzione protettiva; solamente in epoca successiva si sfruttò la resistenza a compressione del conglomerato, riducendo l'armatura a semplici barre cui venne affidato il compito di assorbire le sole tensioni di trazione.

Il 13.01.1915 un nuovo evento catastrofico (noto come terremoto della Marsica) provocò circa 30.000 vittime nelle località di Avezzano e Sora: con Regio Decreto n.573 del 29.04.1915, per i Comuni colpiti

dal sisma furono adottate norme tecniche uguali a quelle già emanate per le località colpite dal terremoto del 1908.

Modifiche alle norme tecniche obbligatorie nelle località colpite da terremoti venivano apportate successivamente dal R.D.L. 09.05.1920 n.665, dal R.D.L. 16.11.1921 n.1705 e dal R.D.L. 27.10.1922 n.1475.

Nel luglio del 1923, in occasione del terremoto che distrusse quasi completamente le città di Tokyo e Yokohama, la muratura ebbe una nuova rivincita sul cemento armato: l'ing. Rudolf Brisk constatò infatti che, a fronte della distruzione della maggior parte degli edifici in cemento armato, avevano resistito molto bene proprio le buone costruzioni in muratura e quelle in muratura armata da ferro.

A seguito di un ennesimo evento tellurico, in data 23.10.1924 veniva emanata la Legge n. 2089 contenente norme tecniche e igieniche di edilizia per le località colpite da terremoti.

Nel gennaio del 1926 due distinti eventi tellurici danneggiavano Siena e Grosseto: con Decreto Reale n.705 del 03.04.1926 le norme tecniche e igieniche vigenti venivano modificate.

Il Decreto Reale n.431 del 13.03.1927 - *Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite dai terremoti* - introduceva, per la prima volta, la divisione del territorio in due distinte zone (I categoria e II categoria) dotate di diverso grado di sismicità e nelle quali venivano imposti obblighi costruttivi differenti. Tale innovazione comportava, non solo il vantaggio di applicare regole edilizie meno restrittive per le località caratterizzate da minore attività sismica, ma consentiva di estendere l'applicazione della normativa ad altri centri, semplice-

mente inserendoli in una delle due categorie previste (come avviene ancora oggi).

Altre modifiche furono apportate a tali regolamenti con il Decreto Reale n.682 del 03.04.1930 - *Norme tecniche per le località colpite dal terremoto* - (convertito nella Legge n.92 del - 06.01.1931) che ricalca, quasi pedissequamente, il contenuto dei D.R. 13.03.1927 n.431. L'unica variazione significativa è costituita dal divieto sia per gli edifici in I che in II categoria, di non impiegare per la costruzione muratura a sacco e quella con ciottoli se non convenientemente spaccati e posti in opera con struttura listata e con buona malta.

In data 25.03.1935 veniva emanato il R.D.L. n.640 - *Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti*. In tale legge veniva vietato, nella costruzione di muratura di pietrame, l'uso di ciottoli di forma rotonda se non convenientemente spaccati; qualora la muratura non avesse presentato piani di posa regolari veniva prescritta l'interruzione con corsi orizzontali di mattoni a due filari o fasce continue di conglomerato cementizio di altezza non inferiore a 12cm, estesi a tutta la larghezza del muro e distanti tra loro non più di 1.50m; i tetti dovevano essere non spingenti; era prescritto, ad ogni piano e al piano di gronda, un telaio in cemento armato, di collegamento tra i muri portanti, di altezza minima 20cm e larghezza pari a quella dei muri. Veniva in tal modo introdotto l'obbligo, anche per gli edifici in zone non sismiche, dell'incatenamento dei paramenti murari mediante cordoli in cemento armato dando luogo, di fatto, alla nascita dei fabbricati in muratura secondo la

concezione attuale. Le altezze massime venivano così modificate: 16m in I cat. e 20m in II cat.. Per il resto, la legge ricalcava sostanzialmente quella del 03.04.1930 con qualche lieve modifica riguardante i calcoli di stabilità che venivano esplicitamente riferiti agli edifici con intelaiatura di cemento armato o completamente a struttura metallica (facendo, così, scomparire la muratura intelaiata).

È del 22.11.1937 il D.L. n. 2105 - *Norme tecniche per l'edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti*. Le disposizioni contenute nella precedente legge vengono confermate, in particolare per quanto attiene le *Norme tecniche di buona costruzione* da applicare anche agli edifici costruiti in zona non sismica. Per i cordoli orizzontali da realizzare ad ogni piano sulle murature, anzi, veniva prescritta un'armatura minima di  $4\phi 14$  in ferro omogeneo o di  $4\phi 12$  in acciaio semiduro e staffe  $\phi 5/30$ . Il testo delle norme ricalca, ancora una volta, la legge precedente seppure con alcune modifiche e specifiche costruttive. L'art. 19 - *Costruzioni in muratura ordinaria*, prescriveva in zona sismica di I cat. altezze non superiori a 9m per edifici a due piani e a 12.50m per gli edifici a tre piani; in II cat. le altezze rimanevano identiche, mentre per gli edifici a quattro piani si potevano raggiungere 16m . La distanza tra i muri non doveva superare 6m in I cat. e 7m in II cat.; venivano indicati gli spessori minimi delle murature da adottare ai differenti livelli. Per i tramezzi divisorii in I cat. era prevista la muratura di mattoni con spessore non inferiore a 8cm e intelaiatura in c.a. collegata ai muri d'ambito. In zona sismica di I categoria era previsto che i telai orizzontali di piano collegassero anche i



detti tramezzi. L'art. 31 - *Calcoli di stabilità*, indicava in 0.10 e in 0.05 il rapporto tra forze sismiche orizzontali e pesi sismici, rispettivamente in I cat. e in II cat..

Dopo circa 25 anni, in seguito al terremoto che il 21.08.1962 colpì l'Irpinia, veniva emanata la Legge n. 1684 del 25.11.1962 - *Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche*. La legge prevedeva, nei primi articoli, disposizioni di rilevante importanza applicabili a tutte le costruzioni, anche quelle da realizzare in zona non sismica. Per quanto attiene le norme applicabili alle località sismiche, l'altezza massima veniva elevata a 21m e ad un massimo di 6 piani in I cat.; in II cat. si potevano raggiungere 24.50m di altezza e 7 piani. L'art. 10 disciplinava i requisiti delle costruzioni non intelaiate, ovvero degli edifici costruiti con muratura non intelaiata previsti esplicitamente dalla legge. Le limitazioni dell'altezza sono quelle tutt'oggi vigenti: in I cat. 7.50m e 2 piani f. t., oltre a un piano seminterrato o cantinato; in II cat. 11.00m con un massimo di 3 piani f. t., oltre a un piano seminterrato o cantinato. L'art. 12 - *Calcoli di stabilità*, indicava in 0.10 e 0.07 il rapporto tra forze sismiche orizzontali e pesi sismici, rispettivamente in I cat. e in II cat.. Veniva introdotto il concetto di ripartizione delle forze sismiche tra gli elementi resistenti in ragione della loro rigidità. L'incremento del 40 % per tenere conto delle azioni sussultorie veniva limitato alle strutture a sbalzo. Per i solai misti si prevedeva che i laterizi fossero costituiti da un unico blocco incuneato tra le nervature e che la soletta possedesse armature

di ripartizione  $\phi 6/25$  cm. I vani di porte e finestre in I cat. dovevano essere incorniciati da telai in cemento armato.

Il giorno 26.07.1963, un grave terremoto colpiva la Jugoslavia interessando particolarmente la città di Skopje: in seguito ad esso ebbero impulso, per merito di alcuni ricercatori dell'Università di Ljubljana, studi sul comportamento sismico delle pareti murarie che, dopo qualche anno, sarebbero stati recepiti anche dalla normativa italiana. Il 15.01.1968 si verificava un grave terremoto nella Sicilia occidentale (valle del Belice); l'anno successivo veniva emanata la Circolare LL.PP. n. 6090 del 11.08.1969 - *Norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche*.

Nel 1974 si verificava il terremoto di Ancona: dopo tale evento veniva emanata la legge generale n. 64 del 02.02.1974 - *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche, ancora oggi vigente*, il cui primo decreto applicativo fu costituito dal D.M. LL.PP. n.39 del 03.03.1975 - *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*. La normativa assumeva una struttura completamente diversa, rimasta immutata sino ai giorni nostri. Veniva introdotto il concetto di forza sismica equivalente all'effetto prodotto da spostamenti del terreno, attraverso uno spettro di risposta in termini di accelerazione, funzione del periodo proprio di oscillazione della struttura  $T$ . I criteri generali di progettazione prevedevano due diverse modalità convenzionali per valutare le azioni sismiche orizzontali e verticali: un'analisi statica o un'analisi dinamica (obbligatoria per  $T >$

1.4s). Relativamente agli edifici in muratura, tale decreto ricalcava sostanzialmente la precedente norma del 1962, sia per quanto riguardava le limitazioni dell'altezza che le modalità costruttive. Si confermava che la ripartizione delle forze orizzontali, nell'ipotesi di solai rigidi nel proprio piano, dovesse essere effettuata tra le diverse strutture portanti verticali dell'edificio, a ciascun livello, in proporzione alle rigidezze dei singoli elementi; veniva introdotta l'eccentricità tra baricentro delle rigidezze e baricentro delle masse; venivano previste azioni sismiche verticali, oltre che per gli sbalzi, anche per le strutture spingenti e per le membrature orizzontali di luce superiore a 20m . La norma forniva, inoltre, indicazioni relative agli interventi per il consolidamento delle strutture dissestate. Non veniva suggerita alcuna metodologia per l'analisi degli edifici in muratura sollecitati da forze verticali e/o orizzontali, né alcuna verifica di resistenza.

Il 06.05.1976 le terre friulane venivano colpite da un grave terremoto a seguito del quale la Regione Friuli-Venezia Giulia emanava la Legge Regionale n. 30 del 20.06.1977 che introduceva in Italia i primi due metodi di verifica per edifici in muratura (elaborati da ricercatori Jugoslavi): il *VET* e il *POR*.

Il 23.11.1980 le Regioni Campania e Basilicata venivano colpite, anch'esse, da un gravissimo evento tellurico (circa 4400 vittime) in seguito al quale lo Stato emanava la Legge n. 219 del 14.05.1981 - *Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. n.75 del 19.03.1981 recante ulteriori interventi in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici del novembre 1980 e del febbraio 1981. Provvedimenti*

*organici per la ricostruzione e lo sviluppo dei territori colpiti.* In ottemperanza all'art.10 di tale Legge fu, successivamente pubblicato il D.M. LL.PP. del 02.07.1981 - *Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia* che introdusse, per la prima volta, la verifica sismica degli edifici in muratura esistenti, da condurre con le modalità previste dal D.M. 03.03.1975 al capo C.6 per gli edifici con strutture intelaiate. Per valutare il *carico statico equivalente* fu, altresì, introdotta l'espressione  $F = W C \beta$  nella quale al coefficiente di struttura veniva assegnato il valore  $\beta=4$  (il che equivaleva ad adottare, per gli edifici in muratura esistenti, un'azione sismica di intensità quadrupla rispetto a quella prevista per un edificio equipesante con struttura intelaiata in c.a. o metallica).

Una vera e propria rivoluzione normativa si ebbe con la Circolare LL.PP. n. 21745 del 30 07 1981 - *Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma*, nella cui appendice compariva, per la prima volta tra le norme dello Stato un metodo di calcolo per gli edifici in muratura ispirato al *POR*. La Circolare suggeriva valori della resistenza a compressione e a trazione da adottare, in mancanza di dati sperimentali, per alcune tipologie di muratura; del pari proponeva i valori delle costanti elastiche in funzione della resistenza a trazione. Per la verifica delle pareti, veniva suggerito il criterio di resistenza di Turnsek e Cacovic. Venivano introdotti concetti nuovi: il modello di calcolo a telaio, le fasce di piano rigide; il collasso per taglio o per

flessione, in precedenza mai considerati. Pur riconoscendo alla Circolare il merito di aver introdotto per la prima volta in Italia un metodo di calcolo per le pareti murane sottoposte ad azioni sismiche, bisogna ricordare che la procedura suggerita, non soddisfacendo le condizioni di equilibrio, conduceva a risultati poco attendibili e, spesso, pericolosi. Nonostante i numerosi studi condotti sull'argomento da quell'epoca, tale metodologia è stata però sostituita solamente dopo circa 22 anni.

L'aggiornamento periodico delle norme tecniche previsto dalla Legge n.64/74 comportò in data 19.06.1984 l'emanazione del D.M. LL.PP. - *Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche, cui fece seguito la Circolare LL.PP. n. 25882 del 05.03.1985 - Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche sulle costruzioni sismiche*. L'innovazione sostanziale rispetto al D.M. 03.03.1975 fu costituita dall'introduzione del *coefficiente di protezione sismica* da applicare sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali, nel calcolo degli edifici di importanza primaria per le necessità della protezione civile e delle opere che presentavano particolare rischio d'uso.

Il successivo aggiornamento della norma, costituito dal D.M. LL.PP. del 24.01.1986 - *Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche* (e dalla conseguente Circolare LL.PP. n. 27690 del 19.07.1986 - *Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche sulle costruzioni sismiche*), conteneva un aspetto innovativo per gli edifici in muratura: la distinzione, nell'ambito degli interventi di consolidamento relativi agli edifici esistenti, tra *miglioramento* e *adeguamento* sismico. Per en-

trambi era prescritto un progetto esecutivo, mentre il collaudo era previsto per i soli interventi di adeguamento. La norma prevedeva, altresì, la possibilità di interventi su edifici esistenti con struttura mista (costituita dalla combinazione di elementi lapidei, in calcestruzzo armato e metallici). Per gli edifici nuovi in muratura era prescritto che il sovraccarico non superasse i  $350 \text{ kg/m}^2$ , salvo che per le scale e i balconi ove si potevano prevedere i  $400 \text{ kg/m}^2$ .

Nell'anno successivo, venivano emanate le prime norme specificamente rivolte alle costruzioni in muratura da realizzare in zona non sismica: il D.M. LL.PP. del 20.11.1987 - *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*, al quale seguì la Circolare LL.PP. n. 30787 del 04.01.1989 - *Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*. Esse recavano importanti prescrizioni relative alle caratteristiche meccaniche ed elastiche dei materiali e alla loro determinazione. Venivano, inoltre, suggeriti: un metodo di dimensionamento semplificato e uno di analisi strutturale per le murature sottoposte ad azioni verticali e ad azioni orizzontali non sismiche. Per valutare la resistenza caratteristica a taglio, si faceva riferimento alla formula di *Mohr-Coulomb*. Le verifiche contemplavano sia il metodo delle *tensioni ammissibili* che il metodo *semiprobabilistico agli Stati limite*. Venivano fornite, infine, indicazioni per il consolidamento degli edifici in muratura esistenti, specificando i casi in cui gli interventi dovevano essere eseguiti obbligatoriamente.

Successivamente venne il D.M. LL.PP. del 16.01.1996 - *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche* e la Circolare LL.PP, n, 65 del 10,04,1997 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.01.1996*. Le principali innovazioni Introdotte rispetto al D.M. del 1986 consistono nella possibilità di condurre le verifiche sia alle tensioni ammissibili che agli *stati limite ultimi* e nell'introduzione degli edifici in *muratura armata*. Il capitolo relativo alle costruzioni lapidee risulta sostanzialmente riscritto, comprendendo indicazioni relative alla resistenza dei materiali, ai requisiti costruttivi, agli spessori minimi, ai sovraccarichi che vengono fissati nei limiti di 4.00 kN/m<sup>2</sup>. La norma consente di omettere la verifica sismica degli edifici a condizione che siano rispettate una serie di prescrizioni; non indica, invece, alcuna metodologia di analisi nel caso in cui tale verifica debba essere effettuata. Per le strutture miste è previsto che l'azione sismica sia integralmente affidata alla parte in muratura. La Circolare esplicativa reca un'importante indicazione: assumere, nel caso di edifici nuovi in muratura ordinaria, un coefficiente di struttura  $\beta=2$  e, dunque, forze sismiche pari alla metà di quelle da impiegare per la verifica di un fabbricato esistente, dotato di uguali caratteristiche.

Con decorrenza 08.11.2003, in sostituzione del precedente decreto, diverrà obbligatoria l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 - *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica* il cui Allegato 2 re-

ca le *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*. Il cap. 8 di tale Allegato è interamente dedicato agli edifici in muratura mentre il cap. 11, che riguarda le costruzioni esistenti, reca solamente alcune indicazioni relative a tale tipologia costruttiva. La legge assume una valenza particolare in quanto non solo è applicabile alle costruzioni nuove e a quelle esistenti sulle quali si intendano eseguire interventi di modifica, ma riguarda tutti gli edifici di interesse strategico e le opere infrastrutturali la cui funzionalità assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile durante gli eventi sismici.

Ad oggi sono in vigore le *Nuove norme tecniche per le costruzioni* emanate dal D.M. 14.01.08 e la Circolare esplicativa del 02.02.09 n. 617 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*. Con esse si è avuto un significativo allineamento alle regole e ai principi prestazionali distintivi degli *Eurocodici* strutturali. Per quanto concerne le murature portanti ordinarie e armate è possibile distinguere il

- cap.4, che affronta in generale i requisiti dei materiali impiegati per la realizzazione delle murature e indica i criteri di progettazione validi nei siti caratterizzati da sismicità molto bassa (zona 4);
- cap.7, che specifica ulteriori prescrizioni, condizioni e metodi di analisi da applicare per murature da realizzare in territori a più elevata sismicità (zone 3, 2 e 1);



- cap.11, che definisce l'iter di qualificazione e controllo degli elementi resistenti (mattoni e blocchi) e delle malte e le procedure di caratterizzazione meccanica, sia dei prodotti base, sia del sistema muratura nel suo complesso.

I sistemi costruttivi in muratura portante ammessi dalle NTC08 sono: *muratura ordinaria, muratura armata e muratura ordinaria o rettificata ad incastro e giunto verticale a "secco"*, dove i giunti orizzontali di malta sottile (0,5÷3 mm) rispettino la Specifica Tecnica europea di riferimento (UNI EN 998-2). La realizzazione di strutture in muratura con giunto verticale a "secco" deve considerarsi ammissibile esclusivamente in zona classificata a sismicità "molto bassa", ponendo attenzione al numero di piani dell'edificio: a favore della sicurezza, questi non dovrebbero superare i due dal piano campagna.

Per quel che riguarda gli elementi resistenti - pieni, semipieni e forati - in laterizio, in zona 4 nelle condizioni di applicabilità del solo cap.4 è consentito l'uso di elementi (Fig. 1-14): normali o rettificati sulla superficie di posa e con percentuale di foratura fino al 55%.

Zona sismica	Giunti orizzontali e verticali "tradizionali" (5±15 mm)	Giunto verticale ad incastro "a secco"	Giunto verticale ad incastro con tasca > 40%	Giunto orizzontale sottile (blocco rettificato)	Foratura
<b>4</b> (minima sismicità)	SI	SI*	SI*	SI*	≤ 55%
<b>1, 2, 3</b> (alta, media e bassa sismicità)	SI	NO	SI*	SI*	≤ 45%

**Fig. 1-14 Requisiti di base per murature portanti (NTC08).**

Nelle verifiche di sicurezza (a presso-flessione nel piano del muro e per carichi laterali, di taglio, per carichi concentrati, ecc.) secondo gli stati limite ultimi, le resistenze di progetto saranno valutate a partire dal valore di resistenza caratteristica diviso per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$ . In più, al cap.2, è previsto che in zona 4 sia applicabile anche il "vecchio" metodo di verifica alle tensioni ammissibili per le costruzioni di tipo 1 e 2 (rispettivamente, opere provvisorie e ordinarie) e classe d'uso I e II (ovvero, costruzioni poco o normalmente affollate). Nelle verifiche alle tensioni ammissibili, il coefficiente di sicurezza  $\gamma_M$  è posto pari a 4.2.

Le regole generali riportate al cap.4 vengono integrate, ma non sostituite, dalle indicazioni del cap.7 che disciplinano appositamente la progettazione e la costruzione di strutture in muratura in presenza di azioni sismiche. In tutte le zone sismiche classificate 3, 2 e 1 (con livello di pericolosità "basso", "medio" e "alto"), per gli elementi resistenti – pieni e semipieni – in laterizio, oltre a quanto indicato al cap.4, secondo il cap.7 devono essere assicurati i seguenti requisiti:

percentuale di foratura fino al 45%, resistenza a compressione caratteristica  $\geq 5\text{MPa}$ , secondo la direzione portante e  $\geq 1.5\text{MPa}$  nella direzione perpendicolare ai carichi, e continuità e rettilineità dei setti nella direzione del muro. E' previsto il riempimento del giunto verticale che dovrà essere eseguito per tutta la sua altezza e per una larghezza non inferiore al 40% dello spessore della muratura, come stabilito dall'Eurocodice 6, impiegando una malta di allettamento con resistenza media a compressione  $\geq 5\text{MPa}$ . Nel caso di progettazione nelle zone sismiche classificate 4, 3, 2, 1, lo spessore minimo della muratura portante deve essere non inferiore ai valori riportati in Fig. 1-15.

Tipologie costruttive	$t_{\min}$	$(h_o/t)$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria con elementi artificiali, zone 3, 2, 1	240 mm	12	0,4
Muratura armata con elementi artificiali, zone 3, 2, 1	240 mm	15	qualsiasi
Muratura ordinaria con elementi artificiali forati, zona 4	240 mm	20	-
Muratura ordinaria con elementi artificiali semipieni, in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura ordinaria con elementi artificiali pieni, in zona 4	150 mm	20	0,3

**Fig. 1-15** Requisiti geometrici delle pareti in laterizio resistenti al sisma (NTC08).

La valutazione della sicurezza sismica delle costruzioni in muratura viene determinata con riferimento sia a modelli globali che locali, in relazione al tipo di risposta da verificare, ovvero rispettivamente per azioni nel piano o fuori piano. Per entrambe le verifiche, è previsto l'obbligo di utilizzo del metodo agli stati limite ed il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è fissato pari a 2.

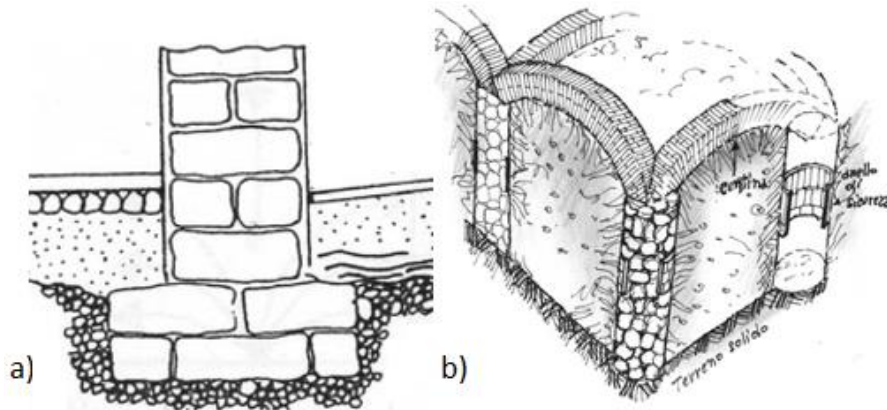
Una corretta esecuzione richiede che il progettista prescriva con chiarezza e completezza, nell'apposita relazione sui materiali, tutte le specifiche che provvedono ad "identificare" e "qualificare" i componenti e i prodotti per uso strutturale da utilizzare nella realizzazione di una muratura portante. Tale approccio innovativo deriva dall'assunzione di definizioni e regole procedurali disciplinate dalla Direttiva 89/106/CEE, attinente ai prodotti da costruzione ed alla relativa marcatura CE. Cosicché, nelle NTC08 viene stabilito che qualsiasi materiale o prodotto per uso strutturale debba essere caratterizzato da specifiche proprietà, controllate con fissate procedure di "qualificazione" in stabilimento ed "accettazione" in cantiere. I materiali da identificare, qualificare ed accettare sono: l'elemento di laterizio (pieno, semi-pieno o forato); la malta a prestazione garantita, ovvero a composizione prescritta; l'eventuale armatura (barre e tralicci).

### **1.5 Gli edifici residenziali in Italia**

Gli edifici in muratura costituiscono la maggior parte del nostro patrimonio edilizio e la riqualificazione delle città è sempre più fondata sul recupero delle costruzioni esistenti in muratura piuttosto che sulla

realizzazione delle stesse ex-novo. In Italia, il problema è particolarmente sentito non solo per l'elevata vulnerabilità sismica degli edifici in muratura presenti sul territorio nazionale ma soprattutto per il loro valore storico-architettonico-artistico-ambientale. Nel seguito, quindi, si escluderà la descrizione degli edifici ex-novo e si descriveranno quelli che possono riscontrarsi nelle attività di adeguamento.

Le strutture in muratura portante residenziali sono realizzate attraverso pareti murarie verticali che si intersecano tra loro creando una forma multi-cellulare che determina i vari ambienti dell'edificio. Le aperture possono essere di tipo rettangolare oppure costituite da archi, così come i solai possono essere piani oppure di tipo voltati. Le fondazioni degli edifici più antichi erano generalmente costituite da prolungamenti delle pareti superiori più spessi (Fig. 1-16a). Per i più recenti è possibile trovare una fondazione realizzata attraverso un cordolo in c.a. più spesso della muratura soprastante. Talvolta, è possibile riscontrare per i vecchi edifici la presenza di fondazioni su pozzi ed archi quando non sono presenti terreni ottimali per consentire la realizzazione di fondazioni dirette (Fig. 1-16b).



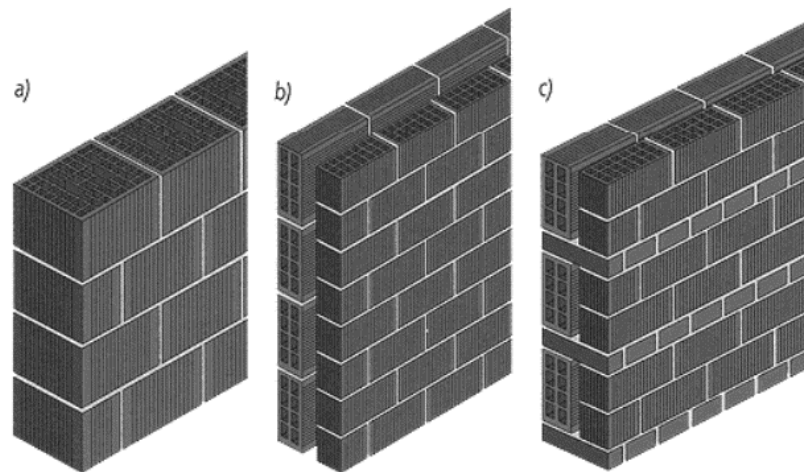
**Fig. 1-16 Fondazioni superficiali (a) ed “a pozzo” (b).**

Le murature possono essere distinte secondo diversi tipi:

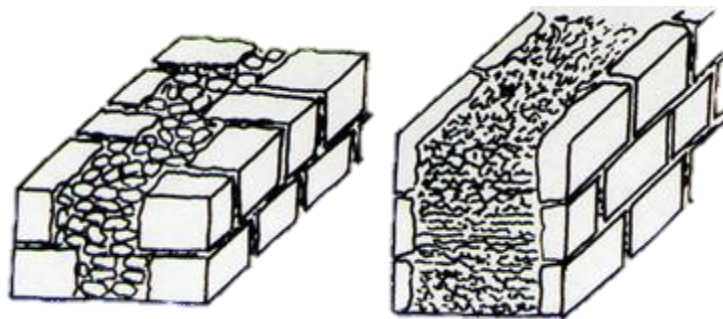
- murature monostrato, quando lo spessore del muro coincide con lo spessore dell'elemento impiegato (ad esempio nel caso di blocchi di grandi dimensioni);
- murature a doppio strato o pluristrato, quando lo spessore della parete è ottenuto mediante due o più strati in laterizio, contigui o distanziati fra loro;
- murature miste, quando gli strati sono fra loro compenetrati in modo da formare una struttura sufficientemente collegata.

Per gli edifici più antichi è riscontrabile la presenza di murature a doppio strato dette “a sacco” perché caratterizzate dalla presenza interna di materiale di scarto (come pietre, scarti di tegole e mattoni, malta, ecc.), molto spesso di qualità scadente. Per queste murature, è

facile riscontrare dissesti che mostrano un comportamento indipendente tra i paramenti esterni ed il riempimento.



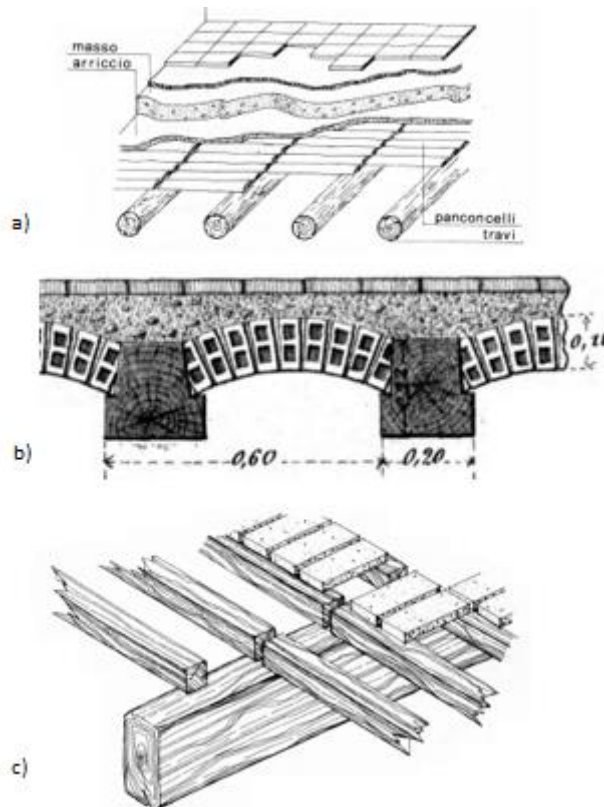
**Fig. 1-17** Tipologie di murature: a) monostrato, b) doppio stato, c) miste.



**Fig. 1-18** Murature “a sacco”.

I solai possono essere realizzati in modo diverso a seconda del materiale impiegato, dall'ampiezza degli ambienti coperti e dall'entità dei carichi. I solai in legno erano spesso composti da travi, panconcelli e

sovrastanti strati di completamento (Fig. 1-19a). Altri solai erano quelli con voltine di mattoni forati (Fig. 1-19b) o a doppia orditura con pianelle in cotto (Fig. 1-19c).

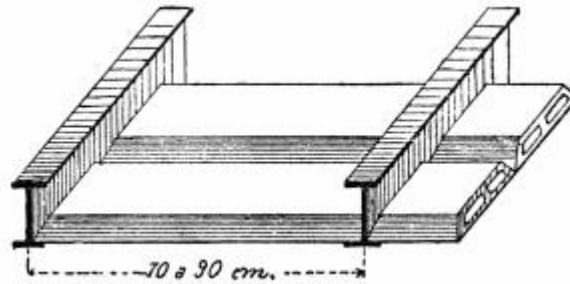


**Fig. 1-19** Tipologie di solaio con travi in legno: a) con panconcelli, b) con voltine di mattoni, c) con pianelle in cotto.

Al posto delle travi in legno potevano essere utilizzate travi in ferro a doppio T che ben si predisponavano per l'inserimento di tavelloni, voltine, ecc. (Fig. 1-20). Questo tipo di solaio era piuttosto raro perché i materiali metallici erano costosi e si faceva ricorso a solai con orditu-

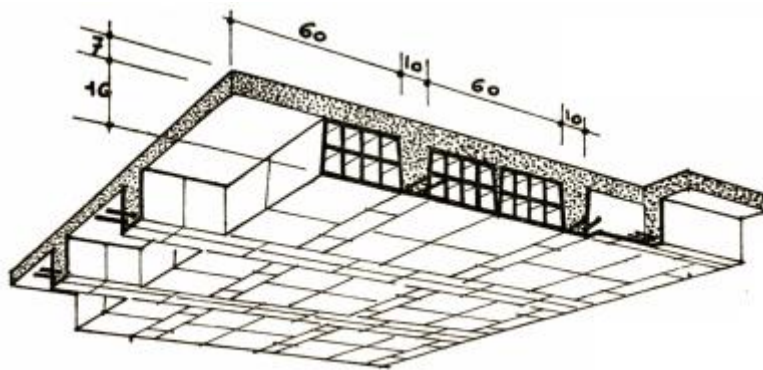


ra di putrelle solo quando erano presenti forti carichi o luci rilevanti e comunque quando non si voleva correre il rischio incendi.



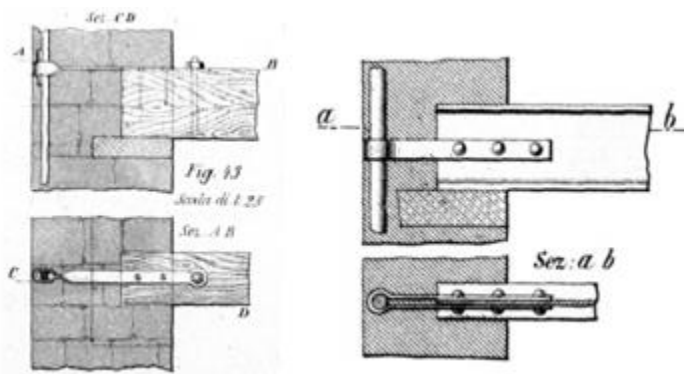
**Fig. 1-20 Solaio con travi in ferro e tavelloni.**

Negli edifici più recenti è possibile trovare solai in c.a. con elementi laterizi e soletta soprastante (Fig. 1-21). I primi elementi laterizi impiegati per alleggerire i solai laterocementizi sono stati dei comuni mattoni forati (negli anni 1910-20). In seguito sono stati utilizzati appositi blocchi e pezzi speciali.



**Fig. 1-21 Solaio con struttura in c.a. e laterizi.**

Un aspetto critico dei solai è quello del loro particolare di appoggio. Esso è un punto critico perché si hanno elevate concentrazioni di sforzo nei confronti delle azioni verticali e lunghezze di appoggio insufficienti nei confronti delle azioni orizzontali. Talvolta è possibile riscontrare la presenza di bulzoni (Fig. 1-22). Solo per gli edifici più recenti è possibile trovare cordoli perimetrali in c.a. o in travi in ferro.



**Fig. 1-22 Particolare di appoggio con bulzone collegato alla trave con chiodi e chiavarda.**

Per le scale la struttura più diffusa è quella con la prima rampa avente lastre degli scalini appoggiate da un lato su una parte di muro di gabbia e dall'altro su un muretto a questo parallelo, che chiude il vano basso sotto la rampa; tutte le altre rampe sono a sbalzo, cioè con lastre di scalino incastrate nel muro di gabbia da una parte sola, a guisa di mensole. Le scale a balzo sono quelle più usate, perché non hanno alcuna struttura accessoria ingombrante, e sono quindi di costruzione più spedita e leggera. E' possibile però trovare anche scale con solette inclinate a sbalzo e lastre di pedate soprastanti e, per rampe più larghe

solette appoggiate su travi in c.a. inclinate parallele ai muri. Le scale su volte rampanti venivano utilizzate ancora prima delle suddette ed erano caratterizzate da voltine a botte cilindriche imposte su due dei muri di gabbia, mentre le singole rampe erano sostenute da una volta a collo d'oca imposta da una parte contro la volta della rampa o del ripiano precedente, e dall'altra contro il muro di gabbia opposto.

#### ***1.5.1 La normativa attuale sugli edifici esistenti.***

In base alla NTC08, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione progettuale e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà tenere conto che:

- la geometria ed i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;

- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo dalla omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Per le analisi e la verifica la norma impone l'utilizzo di *fattori di confidenza*, che modificano i parametri di capacità in funzione del *livello di conoscenza* relativo alla geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Vengono definiti tre livelli di conoscenza:

- LC1, conoscenza limitata;
- LC2, conoscenza adeguata;
- LC3, conoscenza accurata.

La scelta del livello di conoscenza è affidata al progettista in base a quanto egli vuole investire sul processo conoscitivo della struttura. Ciò ha ovviamente ripercussione sulla tipologia di analisi che potrà eseguire (quindi sulla conservatività dei risultati ottenuti) e sul valore del fattore di confidenza da utilizzare per ridurre la resistenza dei materiali (Fig. 1-23). Il principio alla base previsto dalla norma, indipendentemente dalla tipologia di struttura, è basato sul fatto che se il progettista investe di più sulla conoscenza della struttura è possibile avere

uno sconto sulla conservatività dei risultati e quindi una riduzione sui costi degli interventi da eseguire successivamente.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

**Fig. 1-23 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura.**

La Circolare 617/09 a tal proposito fornisce una quantità di informazioni maggiori da tenere in conto.

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni. Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;

- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

- Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.
- Verifiche in-situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi

di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Con riferimento ai materiali, particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della “regola dell’arte”. 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, secondo quanto indicato dalle NTC08. Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l’orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta. Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Malte e pietre sono prelevate in situ, avendo cura di prelevare le malte all’interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario).

Si distinguono:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all’epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della



superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di stu-

dio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

- Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

La Circolare 617/09 fornisce anche una tabella con le proprietà meccaniche dei materiali più frequenti che si riportano in Fig. 1-24.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	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 ≤ 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	

**Fig. 1-24** Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: 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;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura.

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati in Fig. 1-24 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari). I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti. Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Fig. 1-24 applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G);
- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso

di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento.

- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato ai soli parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato ai soli parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori indicati rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

Le diverse tipologie di Fig. 1-24 assumono che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento); fanno eccezione il caso della muratura a conci sbozzati, per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno (anche significativo ma di discrete caratteristiche), e quello della muratura in mattoni pieni, che spesso presenta un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accu-

rate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Fig. 1-25.

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Fig. 1-25, secondo le seguenti modalità:

- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidità ottenibile è percentualmente inferiore);
- consolidamento con intonaco armato: per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinate i nodi delle reti di armatura sulle due

facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato;

- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

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 parametro 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).

**Fig. 1-25 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.**

I valori sopra indicati per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con op-

portune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

La valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti potranno essere considerati i soli SLU e nel caso in cui si effettui la verifica anche nel caso degli SLE, i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strut-



turale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale. La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

Con riferimento agli interventi la NTC08 individua le seguenti categorie:

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

E' fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento.

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate. E' possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate precedentemente. Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

In generale, gli interventi di riparazione o intervento locale riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno por-

zioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo. Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo). L'analisi sismica globale

deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità. In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

## **2 ° CAPITOLO:**

# **IL COMOPORTAMENTO MECCANICO DELLE MURATURE**

### **2.1 Comportamento dei vari elementi e legame costitutivo**

La muratura è un materiale composto da diversi elementi, i quali hanno caratteristiche meccaniche differenti che conferiscono alla muratura una risposta diversa da punto a punto. Globalmente può essere schematizzato come materiale omogeneo ma anisotropo per resistenza e deformabilità. Le caratteristiche di un maschio murario sono influenzate dalla risposta degli elementi che lo compongono quali le malte e i mattoni. I laterizi sono caratterizzati da un comportamento elasto-fragile sia a trazione che a compressione, all'aumentare della loro temperatura di cottura migliorano le loro resistenze ma diventano più fragili. Il comportamento delle malte, invece, è influenzato dal legame utilizzato e dal suo dosaggio. La muratura dipende dalle caratteristiche di questi elementi ma nel suo complesso non presenta un comportamento medio tra i due, la diversa deformabilità di malta e laterizio sono responsabili di stati tensionali pluri-assiali che ne rendono complesso il comportamento. La presenza di direzioni preferenziali

nel materiale conferiscono alla muratura un carattere fortemente ortotropo per cui la resistenza non dipende solo dall'intensità dei carichi applicati ma anche dalla loro direzione. Sotto uno sforzo di compressione la malta risulta maggiormente sollecitata, ma è soggetta ad uno sforzo di compressione triassiale che ne aumenta la resistenza ed evita il suo collasso prematuro per schiacciamento. In generale possiamo affermare che su un muro compresso la rottura avviene per trazione del complesso mattone-malta. Uno spessore eccessivo dei giunti di malta riduce notevolmente la resistenza della muratura. Le principali caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono:

- Disomogeneità. Questa caratteristica è dovuta ai diversi elementi che lo compongono:
  - blocchi pieni o perforati;
  - giunti di malta continui;
  - giunti di testa discontinui o continui.

La disomogeneità è dovuta al fatto che gli elementi resistenti e la malta di cui è costituita la muratura possono avere caratteristiche meccaniche fortemente diverse. Inoltre, spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia ovvero dall'unione fra i componenti, che per particolari fenomeni chimico-fisici tende a sviluppare un comportamento meccanico non necessariamente riconducibile a

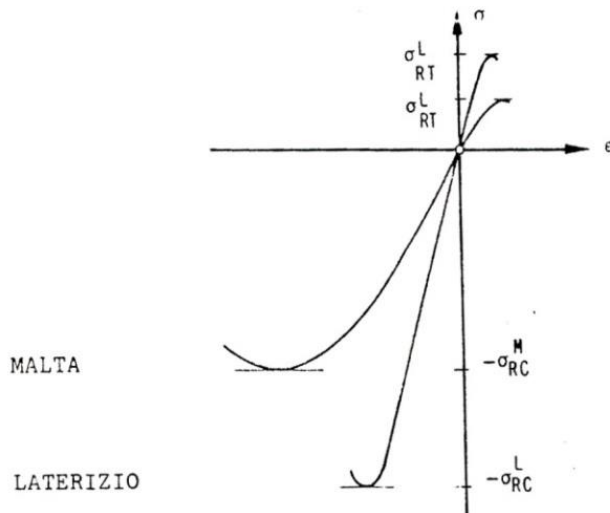
quello dei singoli componenti. Il comportamento meccanico macroscopico della muratura può quindi essere considerato come il risultato dell'interazione meccanica fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia.

- Anisotropia: L'anisotropia è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma ed alle proporzioni degli elementi resistenti ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione. La quasi totalità delle murature moderne presentano elementi regolari disposti per corsi orizzontali, con giunti orizzontali di malta continui, laddove i giunti verticali sono invece sfalsati per legare meglio la muratura.
- Asimmetria, rispetto al segno delle sollecitazioni (compressione/trazione): L'asimmetria di comportamento meccanico è la diretta conseguenza del fatto che sia gli elementi resistenti, sia la malta, sia l'interfaccia malta-elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione. Un particolare ruolo in questo fenomeno è giocato dall'interfaccia, che in molti casi presenta una resistenza a trazione più bassa e più aleatoria di quella dei singoli componenti. È su queste basi che la muratura viene modellata frequentemente come "materiale non reagente a trazione".
- Non Linearità del legame sforzi-deformazioni: la non linearità, che può essere vista in parte come un risultato di alcune delle

caratteristiche sopra elencate, caratterizza in modo marcato il comportamento della muratura sia in compressione, sia in trazione, sia in stati di sollecitazione composti.

Nella prassi progettuale si utilizzano modelli in cui il materiale viene idealizzato come un “*continuo omogeneo equivalente*” al materiale non omogeneo di riferimento, e l’anisotropia viene tenuta in conto in modo estremamente semplificato, se non addirittura trascurata.

Durante una prova monoassiale di trazione-compressione (Figura 2-1), entrambi i materiali presentano una resistenza molto più elevata a compressione che a trazione, rispetto alla malta, il laterizio presenta tensioni di rottura e modulo elastico maggiori, il laterizio presenta una rottura fragile, mentre la malta presenta una rottura duttile, cioè caratterizzata da una fase di grandi deformazioni.



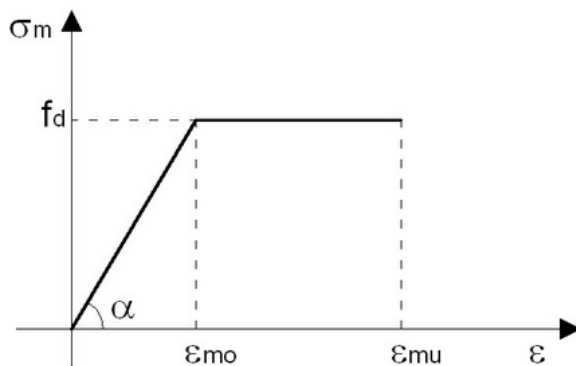
**Figura 2-1. Legame sforzo deformazione in prova monoassiale**



Le malte posseggono un notevole fluage (deformazione plastica sotto carico costante); tale caratteristica è tanto più accentuata quanto più è bassa la resistenza a compressione. Qualitativamente, il comportamento di una muratura non si discosta da quello dei suoi componenti, ma in genere le caratteristiche meccaniche della muratura sono diverse da quelle dei costituenti essendo influenzate da molti fattori.

Sottoponendo la muratura a prova mono-assiale si nota come entrambi i materiali presentino resistenza più elevata a compressione che a trazione, ma, mentre il laterizio esibisce comportamento quasi 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 l'assemblaggio dei due componenti, presenta un legame costitutivo intermedio caratterizzato da una legge non lineare e da resistenza a compressione intermedia rispetto a quelle dei componenti. A differenza di quanto si fa per le costruzioni in conglomerato cementizio armato e in acciaio, non è possibile limitare l'analisi all'ambito della linearità meccanica ma occorre, necessariamente, operare anche nel campo non proporzionale e in quello plastico. Il limite del comportamento lineare coincide con l'inizio della parzializzazione della sezione ma tale fenomeno, per un materiale dotato di resistenza a trazione ridottissima o nulla come la muratura, si verifica già per livelli di carico molto bassi rispetto a quelli massimi sopportabili (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 strut-

tura, e allora necessario estendere l'analisi anche al campo non lineare. Il modo più semplice per tenere conto della duttilità del materiale, è quello di schematizzare il legame costitutivo  $\sigma$ - $\varepsilon$  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.(Figura 2-2)



**Figura 2-2. Legame costitutivo muratura**

Attesa la spiccata anisotropia del materiale muratura, le sue caratteristiche elastiche andrebbero definite attraverso l'individuazione di molteplici parametri. La modellazione del materiale può essere effettuata in due distinte maniere:

- considerando separatamente i giunti di malta e gli elementi lapidei, ognuno con le caratteristiche di deformabilità e di resistenza che li contraddistinguono (modello bifase); prendendo in esame il comportamento di una porzione finita di muratura da caratterizzare come omogenea attraverso parametri rappresentativi del comportamento globale.

- 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 solamente a due i moduli di elasticità indipendenti ( $E$  e  $G$ ), ma permette anche di determinare i loro valori medi attraverso prove sperimentali su pannelli.

La muratura, come abbiamo detto, viene considerata come un materiale composito costituito da un insieme ordinato di blocchi connessi mediante giunti di malta, caratterizzato da giunti principali continui e giunti secondari discontinui ad essi ortogonali. Il materiale, così schematizzato, viene omogenizzato attraverso un opportuno volume di riferimento. Le equazioni costitutive, in stato piano di tensione, sono espresse in termini di tensioni e deformazioni medie. Si assume, in particolare, che le deformazioni totali medie del volume di riferimento siano generate da un contributo elastico e da uno anelastico associato al danneggiamento dei costituenti. Si ipotizza che i contributi di deformazione anelastica siano prodotti da cinque possibili meccanismi di danno, vediamoli:

Il *meccanismo di danno A* consiste nella rottura differenziata dei giunti principali di malta e dei blocchi quando il volume di riferimento è soggetto ad una tensione di trazione ortogonale al piano dei giunti principali.

Il *meccanismo di danno B* considera la rottura a taglio dei giunti principali di malta e dei blocchi quando il volume di riferimento è soggetto ad una tensione tangenziale agente nel piano dei giunti principali di malta. Per tenere conto degli effetti di attrito che si sviluppano nell'interfaccia malta-blocchi quando esso è soggetto ad una tensione di compressione normale al proprio piano, si considera che gli scorrimenti generati dal taglio possano essere limitati o bloccati da una tensione di compressione agente sul piano ortogonale al piano dei giunti principali di malta. Si sottolinea come, nella realtà, il danneggiamento della muratura a taglio è associato principalmente al danneggiamento dei giunti di malta.

Il *meccanismo di danno C*, coinvolge contemporaneamente sia i giunti principali e secondari di malta che i blocchi. Esso è attivato nel volume di riferimento quando agiscono su di esso combinazioni di tensioni parallele al piano dei giunti principali di malta e di tensioni tangenziali tali per cui i giunti secondari di malta sono soggetti a tensioni locali di trazione. Questo stato tensionale può produrre due diversi submeccanismi di danno del volume di riferimento. Generalmente, esso si manifesta con il danneggiamento dei giunti secondari di malta, associato allo scorrimento dei blocchi sul piano dei giunti principali. Tali scorrimenti possono essere limitati da una tensione di compressione ortogonale al piano dei giunti principali di malta, secondo fenomeni di attrito analoghi a quelli del meccanismo B, questo è valido fino ad un certo valore della compressione, poiché, oltre, tende a prodursi un ef-

fetto contrario associato alla diversa deformabilità dei giunti principali di malta e dei blocchi (splitting).

*I meccanismi di danno  $D$  ed  $E$*  consistono nel danneggiamento dei blocchi quando il volume di riferimento è soggetto ad una tensione di compressione rispettivamente parallela e ortogonale al piano dei giunti principali di malta. Sebbene il modello preveda la rottura a compressione dei soli blocchi, è evidente che nella realtà i meccanismi di danneggiamento coinvolgano anche la malta e la muratura nel suo insieme. Questa semplificazione si traduce, nel modello, nell'attribuire una resistenza a compressione ai blocchi pari alla resistenza a compressione della muratura intera. Si assume che i tensori di deformazione anelastica associati ai diversi meccanismi di danno, siano funzione lineare delle tensioni medie agenti sul volume di riferimento; di tre variabili di danno che descrivono l'evoluzione non-lineare del danneggiamento rispettivamente nei giunti principali e secondari di malta e nei blocchi; dei coefficienti di deformabilità anelastica dei materiali costituenti (malta e blocchi); dei parametri geometrici della tessitura. Al progressivo danneggiamento del materiale è associata sia una diminuzione della sua rigidità che una perdita di resistenza, attraverso un processo di softening. La presenza di variabili di danno interne non solo consente al legame di tenere memoria dei danni pregressi (per storie di carico non monotone), ma anche di assegnare degli stati di danno iniziali al materiale. Questo aspetto può risultare significativo per le costruzioni storiche, perché permette di simulare stati attuali di danneggiamento e di valutare la sicurezza considerando il danno preesistente.

### ***2.1.1 Comportamento a compressione.***

Si supponga di sottoporre un prisma di muratura ad una prova di compressione semplice, normalmente ai letti di malta si ottiene una curva sforzo-deformazione intermedia rispetto alle curve ottenibili da prove di compressione sulla singola malta e sul singolo blocco (Figura 2-3). È stato osservato che in generale il comportamento in compressione è determinato, in diversa misura, dai seguenti fattori:

- Resistenza, caratteristiche deformative e geometria degli elementi resistenti.
- Resistenza e caratteristiche deformative della malta.
- Spessore dei giunti.
- Capacità di assorbimento dell'acqua da parte dei mattoni, e capacità di ritenzione dell'acqua da parte della malta.
- Geometria secondo cui vengono disposti gli elementi.

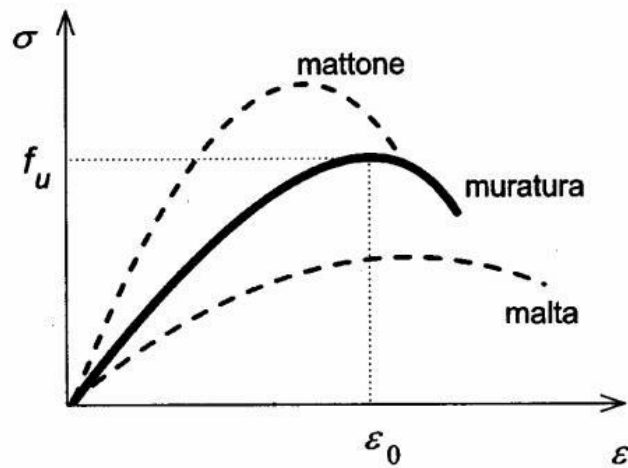


Figura 2-3. Diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  dei varie elementi

La crisi per compressione si presenta con lo sviluppo progressivo di fessurazioni verticali (parallele all'asse di carico) negli elementi, conseguenti allo sviluppo di trazioni ortogonali a quelle di compressione. La causa di tale stato di trazione indiretta è uno stato di coazione che si instaura all'interno del materiale in conseguenza del diverso comportamento deformativo della malta e degli elementi. In particolare, al crescere del carico assiale, la malta viene a trovarsi in uno stato di compressione triassiale per effetto del contenimento esercitato dagli elementi, i quali a loro volta si trovano soggetti a trazioni ortogonali all'asse di carico (Figura 2-4).

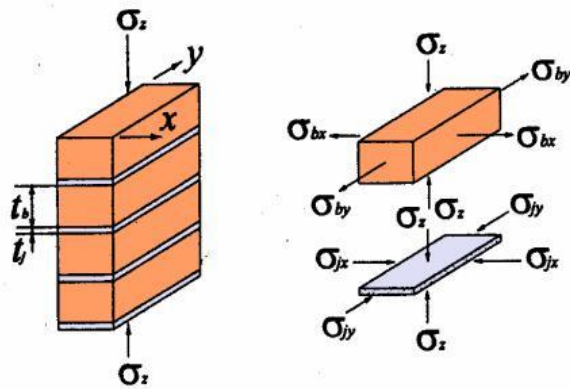


Figura 2-4. Tensioni derivanti dalle deformazioni all'interfaccia

Il confinamento triassiale della malta giustifica il fatto che la muratura possa resistere a sforzi di compressione maggiori della resistenza a compressione monoassiale della malta stessa. Da evidenze sperimentali e formulazioni empiriche è possibile affermare che la resistenza della muratura aumenta con la resistenza della malta, in misura inferiore alla proporzionalità con la resistenza degli elementi rapidamente se la malta è buona, lentamente se la malta è scarsa. La resistenza della muratura diminuisce all'aumentare dello spessore dei giunti, tanto più quanto più scarsa è la malta.

### 2.1.2 *Comportamento a trazione.*

Il comportamento in trazione della muratura è generalmente caratterizzato dalla rottura del giunto di malta, che può avvenire per:

- decoesione all'interfaccia mattone-malta.



- frattura all'interno del giunto di malta, normalmente alla direzione di trazione, qualora l'adesione della malta all'elemento sia molto buona.

La resistenza a trazione è caratterizzata da una estrema aleatorietà: incompleto riempimento dei giunti, assorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi, scarsa idratazione del legante all'interfaccia, scarsa resistenza all'interfaccia. Per questo motivo viene spesso trascurata nelle applicazioni. Tuttavia, essa può avere particolare rilievo per la resistenza a flessione delle pareti per azioni fuori dal piano. Un ruolo fondamentale è giocato dall'assorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi. Un elevato assorbimento tende a privare la malta dell'acqua necessaria per l'idratazione del legante cementizio, consentendo quindi solo una parziale idratazione e conferendo così al materiale una resistenza minore in prossimità dell'interfaccia.

## **2.2 Resistenze caratteristiche**

Per quanto riguarda la resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k$  la normativa italiana impone che venga determinata sperimentalmente, tranne nel caso di murature con elementi artificiali pieni o semipieni con giunti di malta orizzontale e verticale, in tal caso note le caratteristiche di resistenza degli elementi e della malta, si deduce la resistenza caratteristica a compressione da tabelle. Nel caso invece di murature costituite con elementi naturali si assume conven-

zionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento pari a:

$$f_{bk} = 0.75f_{bm}$$

dove  $f_{bm}$  è la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata, i cui valori sono tabellati. La resistenza caratteristica a taglio  $f_{vk}$  in presenza di tensioni di compressione è così definita:

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

dove  $f_{vk0}$  è la resistenza a taglio in assenza di tensioni normali e  $\sigma_n$  è la tensione normale dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica. Nel caso di elementi artificiali si deve sempre verificare che:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1.4f_{bk}$$

Come la resistenza a compressione anche la resistenza caratteristica a taglio può essere determinata in assenza di carichi verticali, sperimentalmente su provini di muratura secondo quanto stabilito dalle norme tecniche, ma può anche essere stimata sulla base delle proprietà dei vari componenti della muratura. La resistenza caratteristica  $f_{vk0}$  sarà calcolata dal valore della resistenza media  $f_{vm}$  ottenuta dai risultati delle prove con la seguente relazione :

$$f_{vk0} = 0.7f_{vm}$$

In mancanza di prove sperimentali la resistenza a taglio  $f_{vk0}$  può essere determinata dalla resistenza a compressione  $f_{bk}$  degli elementi stessi e dalla resistenza della malta. La resistenza a compressione degli elementi lapidei, naturali o artificiali, è definita dalle norme tramite la Resistenza caratteristica a compressione che rappresenta il valore al disotto del quale si può trovare solamente il 5% di tutte le resistenze

riscontrabili sperimentalmente, ossia quel valore che ha probabilità di essere superato solamente nel 5% dei casi la produzione deve essere controllata mediante prove ufficiali con periodicità almeno annuale, ovvero tutte le volte che cambino sostanzialmente natura e caratteristiche del materiale. In cantiere, il controllo di accettazione eventualmente richiesto dal direttore dei lavori e deve essere effettuato sottoponendo a prova di compressione campioni (prelievi), ognuno dei quali costituito da tre elementi (provini).

Indicando con  $f_{b,1} < f_{b,2} < f_{b,3}$  le resistenze a compressione dei tre elementi di ciascun campione e con  $f_{bk}$  la resistenza caratteristica a compressione (richiesta) per gli elementi lapidei impiegati, il controllo si considera soddisfatto se risulta:

$$\begin{aligned} (f_{b,1} + f_{b,2} + f_{b,3})/3 &\geq 1.2f_{bk} \\ f_{b,1} &\geq 0.9f_{bk} \end{aligned}$$

Tra le pietre naturali sono da preferire il calcare e il tufo, perché coniugano una buona resistenza con una semplice lavorabilità.

La resistenza caratteristica a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura (richiamata nel § 7.8.1.2. delle NTC ed ivi contraddistinta dal simbolo  $\overline{f_{bk}}$ ) sarà dedotta da quella media  $\overline{f_{bm}}$  mediante la relazione:

$$\overline{f_{bk}} = 0.7 \overline{f_{bm}}$$

in cui la resistenza media  $\overline{f_{bm}}$  sarà ricavata da prove su almeno sei campioni. Le resistenze di progetto si ottengono attraverso la relazio-

ne:  $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$  con  $\gamma_m$  pari a 5 per verifica alle tensioni ammissibili e 3 per verifica agli S.L.U.

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità abbiamo:

Modulo di elasticità normale secante  $E = 1000f_k$

Modulo di elasticità tangenziale secante  $G = 0.4E$

### 2.3 Prove sulle murature

Per determinare le caratteristiche delle murature che si vuole esaminare, si eseguono prove sperimentali su pannelli murari, macro-elementi costituiti da almeno tre corsi di mattoni. Per estendere i risultati ad un caso generico di taglio e sforzo normale su un pannello sono necessari dei criteri di resistenza opportuni, in grado di cogliere la risposta in tutte le combinazioni possibili.

Il criterio utilizzato dalla normativa italiana e dall'Eurocodice 6 è

quello di Mohr-Coulomb e prevede: 
$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{A} \\ \tau_u = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_n \end{cases}$$

Dove :  $\tau_0$  è la resistenza a taglio in assenza dello sforzo normale e  $\mu$  è un coefficiente di attrito assunto pari a 0.4. Questi due valori sono ottenuti da prove sperimentali su pannelli murari variando lo stato di sollecitazione sul pannello murario stesso, questo criterio costituisce una stima di un determinato solido murario, opportunamente ridotta per tenere conto della dispersione dei dati sperimentali, il suo principale vantaggio sta nella semplicità. La principale difficoltà che si riscontra nelle effettuare prove su edifici esistenti, è quella di estrarre campioni indisturbati dei singoli elementi che si vogliono esaminare,

risulta quindi più comodo esaminare la muratura nel suo insieme conoscendo più dettagliatamente il suo comportamento globale che non quello dei singoli componenti. Questo tipo di analisi permette di valutare la presenza di eventuali danneggiamenti, cavità o nicchie, elementi strutturali, fori dovuti al passaggio degli impianti. La prima cosa da fare è la rimozione del intonaco per una superficie di almeno 1m x 1m (Figura 2-5) per permettere il riconoscimento visivo



**Figura 2-5. Rimozione strato di intonaco per il riconoscimento visivo**

La determinazione delle resistenze di una muratura può essere effettuata attraverso le prove sperimentali di seguito esposte.

### ***2.3.1 Prove per la determinazione della geometria strutturale***

La conoscenza della geometria strutturale dell'edificio parte per definizione dalla fase di rilievo visivo. Risultano peraltro immediatamente

evidenti le limitazioni dovute all'impossibilità di acquisire informazioni complete circa elementi non accessibili, a meno di ricorrere in maniera sistematica ad operazioni di scasso e demolizione sovente non praticabili. Vediamo dunque quali possono essere le metodologie in grado di gettare uno sguardo " dentro " la struttura in maniera non invasiva.

### ***2.3.1.1 L'indagine Georadar***

La metodologia geofisica Georadar (o G.P.R. - Ground Penetrating Radar) permette di investigare sulla struttura e sulla composizione del mezzo in esame attraverso l'analisi delle riflessioni di onde elettromagnetiche ad alta frequenza inviate nel terreno. Il sistema G.P.R. invia nel terreno impulsi elettromagnetici di una determinata frequenza tramite un trasduttore (antenna). L'impulso si propaga verticalmente nel terreno con una certa velocità; quando incontra un'interfaccia (superficie di contatto tra due materiali diversi) parte dell'impulso viene riflessa verso la superficie e raccolto dalla stessa antenna. Le proprietà fisiche dei materiali che governano la propagazione delle onde elettromagnetiche sono la costante dielettrica e l'attenuazione. Una sezione GPR si effettua ripetendo il ciclo di trasmissione e ricezione innumerevoli volte spostando progressivamente l'antenna lungo una direzione prefissata; il programma di elaborazione provvede ad accostare opportunamente le tracce dei segnali ricevuti, componendo un diagramma distanza percorsa vs. profondità in cui i segnali appaiono in varie tonalità di colore (o di grigio), in funzione della loro intensità.

La metodologia è stata sviluppata originariamente per applicazioni di carattere geologico, o comunque per indagini sul sottosuolo (ricerche archeologiche, mappatura dei sottoservizi) ma l'introduzione sul mercato di antenne ad alta frequenza (minor profondità di indagine ma altissima risoluzione) ha reso il suo impiego anche per le indagini su strutture. Le indagini radar possono essere applicate anche alla muratura, utili per avere un quadro generale dello stato di conservazione. I principi e la tecnica su cui si basa la prova sono gli stessi precedentemente descritti. Possono essere impiegate onde ad alta e bassa frequenza oppure segnali multifrequenza. In fase di elaborazione i dati vengono analizzati con algoritmi di tomografia a riflessione. L'indagine permette l'individuazione di materiali di qualsiasi natura presenti all'interno di murature esaminate, il rilievo di fratture e cavità, l'individuazione di discontinuità, disomogeneità ed altre anomalie. Nella Figura 2-6 viene riportate l'applicazione del georadar su muratura. Vengono riportate le immagini radar prima e dopo l'elaborazione dei dati e in ultimo l'effettiva morfologia della muratura.

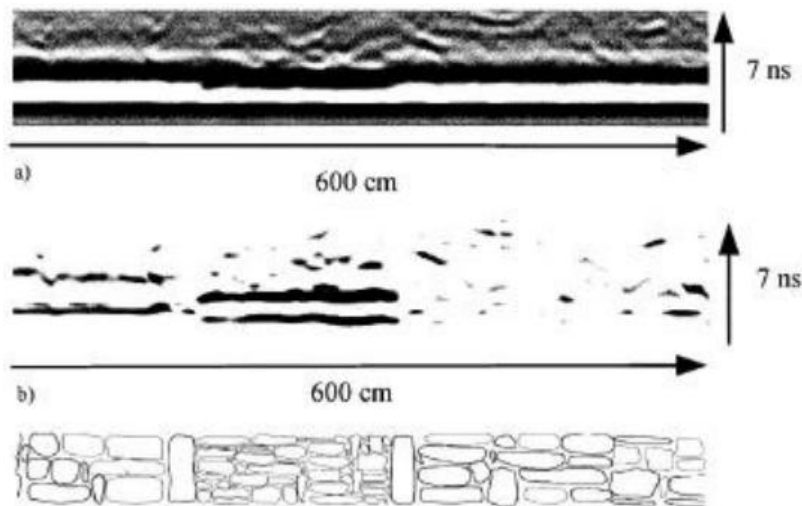


Figura 2-6. Immagini radar prima e dopo l'elaborazione dei dati

### 2.3.1.2 Termografie

La termografia è una tecnica sofisticata e potente, ma non permette una visione totale. Viene effettuata quando si sa cosa si sta cercando, perché per buoni risultati bisogna scegliere il giusto periodo dell'anno o scaldare le pareti (per massimizzare le differenze di temperatura). Le indagini termografiche di tipo attivo e/o passivo permettono di individuare: elementi architettonici preesistenti e attualmente nascosti (cavità, tamponature e ammorsamenti tra murature come in Figura 2-7); alterazioni su dipinti; distacchi di tessere musive dai supporti murari; tessiture murarie e facies costruttive nelle facciate storiche e moderne; discontinuità nell'isolamento termico degli edifici; dispersioni termiche ed elettriche; anomalie nei sistemi di riscaldamento raffreddamento a parete o pavimento; fenomeni di umidità di risalita.



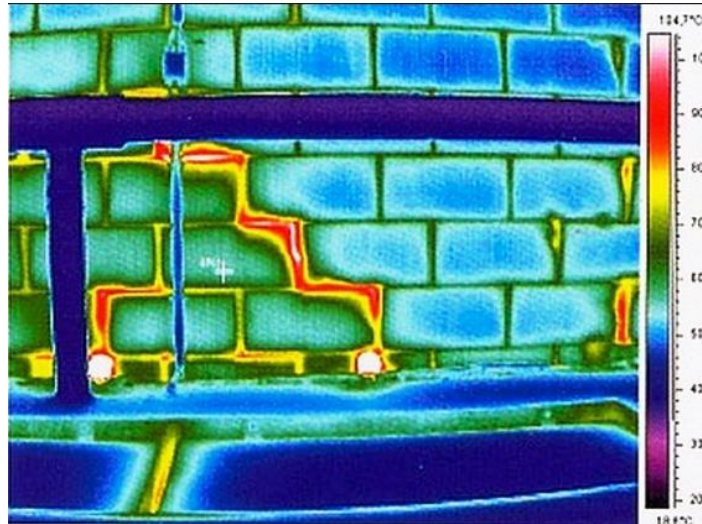
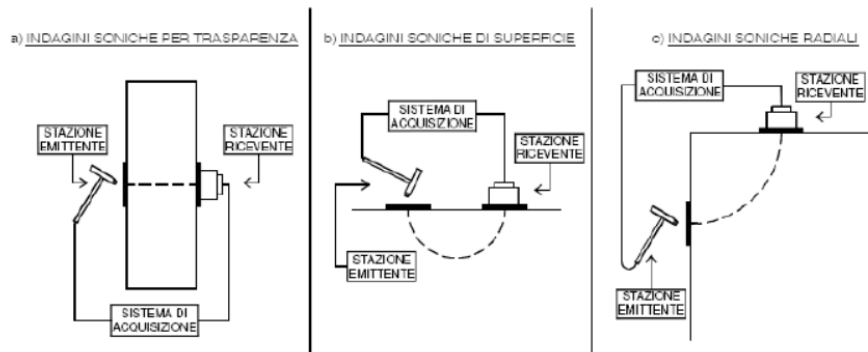


Figura 2-7. Esempio di termografia

### ***2.3.2 Prove per le caratterizzazioni meccaniche indirette***

#### ***2.3.2.1 Prove soniche***

Le prove soniche sono basate sulla misura del tempo di propagazione di un impulso meccanico tra la sonda trasmettitore e la sonda ricevente. Tale velocità dipende dall'elasticità e dalla resistenza del materiale: maggiore è la velocità, maggiore sarà il modulo elastico e quindi la resistenza, essendo infatti ogni interruzione od eterogeneità del materiale, causa di un ritardo del segnale.



**Figura 2-8. Differenti modalità di indagini soniche**

Posso fornire indicazioni chiare per estendere le valutazioni della connessione trasversale tra paramenti ottenute in saggi localizzati. Possono fornire indicazioni di massima sulla presenza o l'assenza di riempimenti o sulla presenza di connessioni trasversali.

Verifica l'omogeneità di un elemento strutturale, valuta qualsiasi mutamento delle proprietà dei materiali a causa di fenomeni di degrado, esamina i difetti in elementi strutturali (cavità, fessurazioni, strati superficiali danneggiati, ...). Stima l'ordine di grandezza della resistenza dei materiali utilizzati.

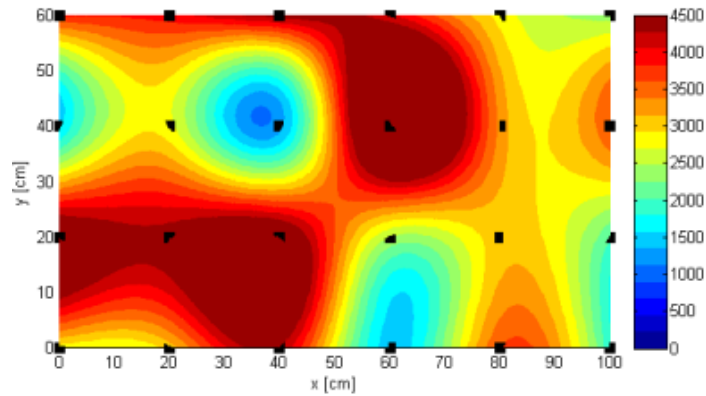


Figura 2-9. Risultati di una prova sonica

### 2.3.2.2 *Misure sclerometriche*

La prova permette di determinare puntualmente la durezza di giunti di malta, esprimendola in termini di classi. Il metodo può essere impiegato in situ sia per il controllo della qualità della malta sia per cercare variazioni di qualità della malta all'interno di una struttura. La prova non consente però la valutazione della resistenza assoluta della malta. Il metodo non è applicabile qualora la superficie del giunto sia coperta di sali solubili cristallizzati o per malta di calce debole. La misura va eseguita in condizioni ambientali di aria secca e la zona ispezionata non dovrebbe essere bagnata nelle ultime 24 ore prima del test. Se questa condizione non è ottenibile tutte le misurazioni vanno fatte con campioni allo stesso contenuto di umidità per essere comparate. L'apparato che deve essere usato è il PM di Prufhammer di Schmidt così chiamato (Schmidt Pointing Hardness Tester PM), mostrato in Figura 2-10, che è costituito da un pendolo che è incernierato al centro di un

semicerchio graduato che ne costituisce il misuratore; il pendolo può scorrere su di esso fino ad incontrare un'apertura circolare sul diametro. L'attrezzo viene posizionato, con mano ferma, verticalmente col centro dell'apertura circolare nel piede dell'apparato e nel centro del giunto. Viene determinato lo zero strumentale lasciando cadere il pendolo. Tale operazione va fatta regolarmente in cinque punti divisi sull'area esaminata. Se il valore dello zero è maggiore di 5 va aggiunta una piastra sotto l'apparecchiatura di alcuni millimetri di spessore. A questo punto si può eseguire il test facendo cadere e rimbalzare il pendolo contro il giunto da provare. Il valore che deve essere letto è quello del rimbalzo. Questa prova va compiuta più volte, indicazioni RILEM 127 M.S. D.7 consigliano nove misurazioni divise sull'area investigata su giunti orizzontali, verticali e in zone di confine della muratura.



**Figura 2-10 .Pendolo per la misurazione della qualità della malta**

Viene determinata la media delle misurazioni che va corretta con il valore medio dello zero strumentale misurato nella fase preliminare alle prove. Il risultato della prova viene confrontato con i risultati sperimentali riassunti in Tabella 2-1. Classificazione della qualità della malta fornita dalla prova sclerometrica, fornita dalle RILEM.

Classe	Durezza	Indicazione di qualità
0	< 15	Very soft
A	15-25	Soft
B	25-35	Moderate
C	35-45	Normal
D	45-55	Hard
E	> 55	Very hard

**Tabella 2-1. Classificazione della qualità della malta fornita dalla prova sclerometrica**

Il limite di questa prova ancora oggi (Binda et al., 2000) è costituito dall'equipaggiamento necessario che è stato ideato per malte cementizie, per quelle di calce l'energia dell'urto può essere eccessiva.

### ***2.3.3 Prove per la determinazione dei dettagli costruttivi***

Citando le specifiche della normativa antisismica, 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;

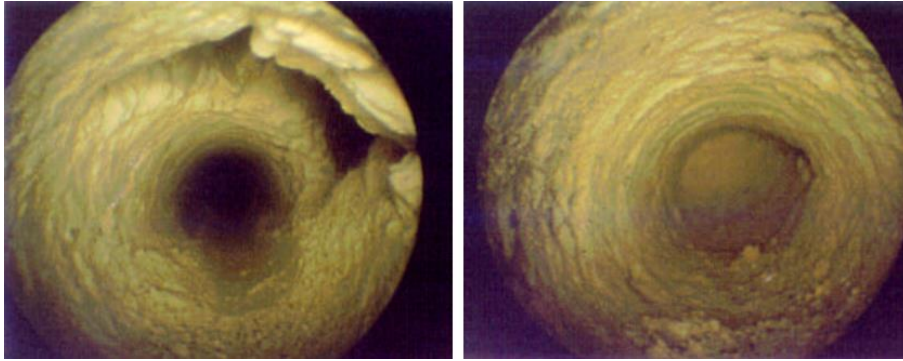
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali,...), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare).

Sicuramente tali informazioni non possono prescindere in generale dall'esecuzione di un numero anche minimo di interventi di scasso e osservazione diretta, ma è opportuno altresì segnalare come entrambe le metodologie fin qui presentate (termografia e georadar) si rivelino preziose anche in questo ambito. 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.

### **2.3.3.1 Endoscopia**

Le indagini endoscopiche permettono il rilievo stratigrafico della muratura e l'individuazione di eventuali vuoti o cavità all'interno dei corpi murari. L'endoscopia si esegue praticando un foro di piccolo diametro nei punti da indagare; possono essere sufficienti fori di

10mm e genericamente inferiori ai 20mm. La profondità del foro è variabile a seconda dell'indagine da effettuarsi, come limite massimo si possono eseguire fori di lunghezza pari a 120-150cm. Per eseguire i fori nella muratura vengono utilizzati trapani a basso numero di giri per non indurre vibrazioni eccessive nella struttura muraria in esame. Lo strumento che viene utilizzato è il boroscopio rigido, cioè un'asta con opportuno sistema di lenti e luce guida che permette la completa ispezione interna delle pareti del foro dalla quale è deducibile l'esecuzione tecnologica della muratura permettendo di rilevare qualsiasi situazione di discontinuità. Qualora siano presenti nella muratura fessure o distacchi sufficientemente ampi si può ricorrere all'utilizzo dell'endoscopio flessibile, dotato di fibra ottica, che ha la particolarità di adattarsi al cammino del foro. All'endoscopio può essere applicata una macchina fotografica o una videocamera che consente l'archiviazione della prova eseguita. Le principali caratteristiche delle strutture emerse nel corso delle ispezioni visive devono essere riportate in un'adeguata documentazione fotografica che evidenzierà con didascalie e particolari le eventuali situazioni di discontinuità del tessuto murario. Le fotografie in Figura 2-11 sono un esempio di endoscopia all'interno di una muratura; nella fotografia a sinistra si evidenzia la presenza di un difetto nella parte superiore del foro, mentre nell'altra fotografia il materiale si presenta intatto



**Figura 2-11. Esempi di indagini endoscopiche**

### ***2.3.4 Prove per la determinazione delle proprietà dei materiali***

La muratura è evidentemente un materiale disomogeneo che presenta fisiologicamente almeno due problematiche per la sua caratterizzazione meccanica. Risulta infatti costituito da almeno due componenti (malta e laterizio o concio lapideo) e il definire le caratteristiche meccaniche dei due separatamente non porta automaticamente a prevedere il comportamento dell'insieme. Le dimensioni degli elementi inoltre fanno sì che un provino rappresentativo della struttura sia di dimensioni notevoli e quindi un campionamento di materiale non disturbato (per una prova meccanica di laboratorio) risulti assai laborioso quando non impossibile. Vengono di seguito illustrate le metodologie di prove più diffuse .

#### ***2.3.4.1 Prove con martinetto piatto***

L'analisi viene eseguita con trasduttori elettrici della pressione e dello spostamento.



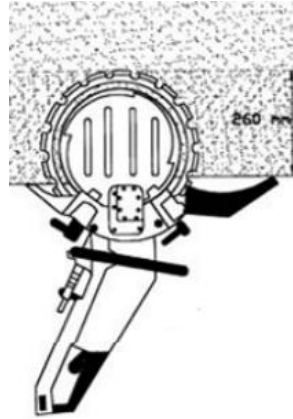
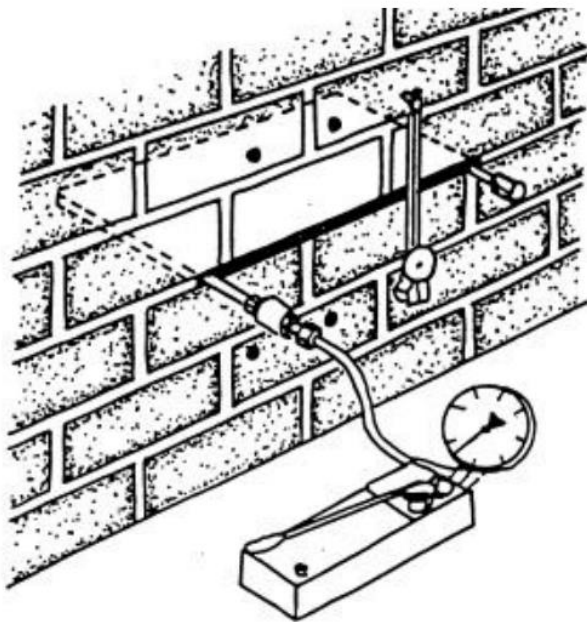


Figura 2-12. Esempi odi martinetto piatto

#### 2.3.4.1.1 *Martinetto piatto singolo*

L'indagine con il martinetto piatto singolo si basa sul concetto di eseguire un taglio in un corpo e sostituire al materiale asportato forze equivalenti al ripristino delle condizioni iniziali del corpo. L'esecuzione di un taglio piano in direzione normale alla superficie di un elemento provoca una richiusura dei lembi della fessura; introducendo un martino piano all'interno della fessura è possibile riportare i lembi della fenditura nelle condizioni iniziali. Dalla forza esercitata del martinetto per ottenere questa situazione permette la conoscenza dello stato tensionale presente nella muratura. La metodologia prevede quindi l'esecuzione del taglio, la misurazione della chiusura della fessura, la cui entità viene rilevata attraverso misure di convergenza fra due o più punti situati in posizione simmetrica rispetto allo stesso taglio tramite di un deformometro, situazione illustrata in Figura 2-13.

Inserito il martinetto piatto all'interno del taglio viene portato gradualmente in pressione fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni, come detto, la pressione all'interno del martinetto sarà pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio e di un coefficiente di rigidità del martinetto fornito dalla casa costruttrice.



**Figura 2-13. Esecuzione di prove con martinetto a piatto singolo previo posizionamento di basette deformometriche a cavallo dei tagli per la misura della tensione locale**

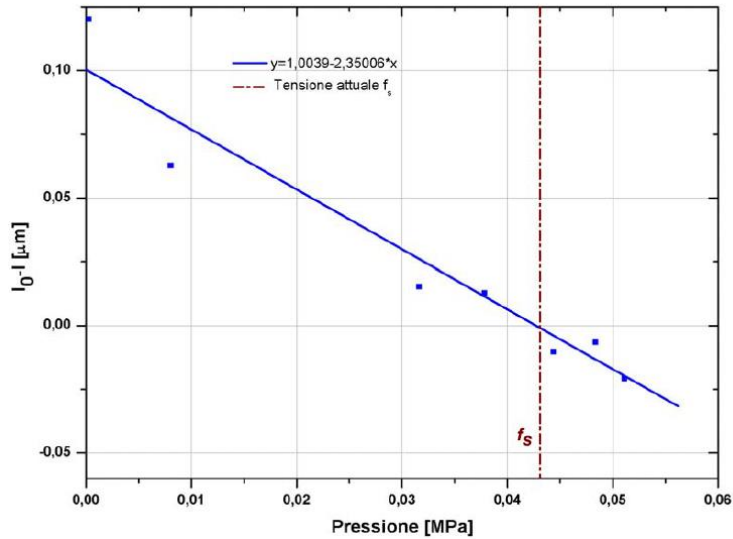
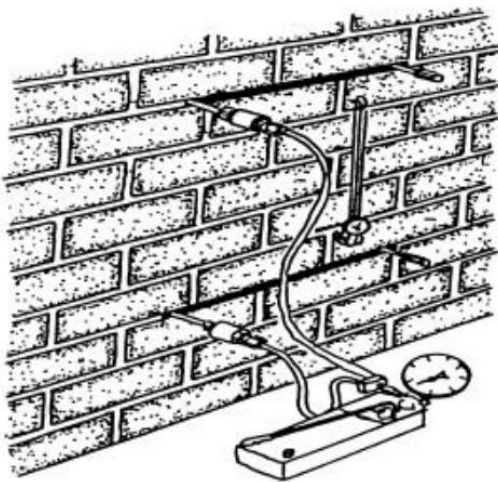


Figura 2-14. Risultati di una prova con martinetto piatto singolo

### 2.3.4.1.2 Martinetto piatto doppio

L'indagine con doppio martinetto piatto si basa sul fatto di eseguire due tagli paralleli nella muratura a debita distanza, indicativamente da 50 a 100 cm a seconda della muratura, all'interno dei quali posizionare due martinetti piatti. Mandando in pressione i due martinetti si provoca uno stato di tensione monoassiale sulla porzione di muratura compresa fra i due martinetti, riproducendo quindi una prova in condizioni simili a quelli di un test uniassiale convenzionale. Questo tipo di indagine differisce da quella con singolo martinetto anche per il posizionamento dei comparatori per la misura degli spostamenti che vanno collocati nella zona compresa tra i due martinetti, (Figura 2-15). La prova può proseguire fino al raggiungimento di pressioni tre volte superiori a

quelle iniziali, in modo da ottenere indicazioni sulle caratteristiche di resistenza della muratura. Il rapporto del limite determinato con la tensione d'esercizio, individuata con la prova del martinetto piatto singolo, fornisce un coefficiente di sicurezza relativo al maschio murario in esame. Le prove con martinetti solitamente prevedono la perdita dei piatti, anche se si può prevedere il riutilizzo della stessa cella con un'installazione a recupero: in questo caso il martinetto viene cementato nella fessura e servirà al rilevamento a medio e lungo termine delle misure di pressione nel punto di installazione, utili per una fase di monitoraggio della struttura.

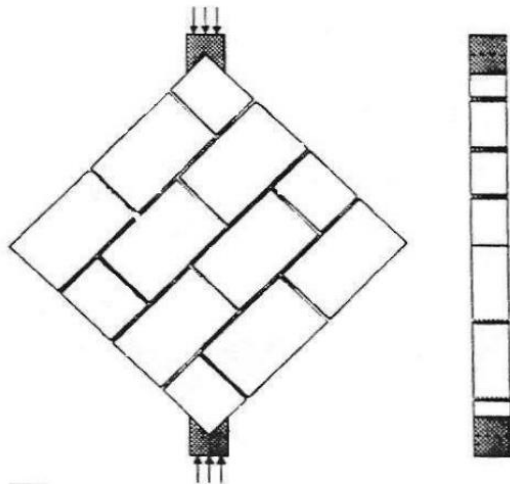


**Figura 2-15. Esecuzione di prove con martinetto piatto doppio previo posizionamento di basette deformometriche a cavallo dei tagli**

#### ***2.3.4.2 Prove di compressione diagonale***

La prova consente la determinazione della resistenza a trazione di piccoli muri che sia rappresentativo di una porzione di muratura e che

quindi contenga un certo numero di giunti orizzontali e verticali. La prova è normalizzata dalla norma americana ASTM E519-81; in periodo successivo le LUM B.6 nel 1990 hanno fornito una descrizione del metodo precisando alcune raccomandazioni. Il pannello, secondo le ASTM (Cuomo, 1991), deve essere approssimativamente quadrato di 1.2 metri di lato. Le LUM specificano che il campione deve contenere almeno quattro file di mattoni. La prova andrebbe eseguita su più campioni, almeno 5. Il campione deve essere costruito cercando di ripetere la tessitura e le condizioni della struttura muraria alla quale si fa riferimento. Anche il contenuto di umidità deve essere riportato nelle condizioni reali della struttura. Lo spessore del campione deve essere circa 1/10 della lunghezza del lato. Durante la prova vengono misurati gli allungamenti lungo le diagonali del pannello. I campioni devono essere stagionati; secondo le LUM vanno immagazzinati per 28 giorni nel laboratorio a una temperatura tra i 10°C e il 30°C e 90-100% di umidità. Temperatura e umidità del laboratorio dovrebbero essere registrate continuamente. Il campione viene inserito in una macchina secondo la diagonale come mostrato in Figura 2-16 in modo che il giunto di malta sia inclinato a 45° rispetto alla direzione del carico. Il campione deve essere posizionato verticalmente con l'aiuto di filo a piombo.



**Figura 2-16. Prova di compressione diagonale**

Una piastra della macchina è fissa mentre l'altra può allineare liberamente i campioni prima che inizi la prova. Le superfici di dette piastre devono essere asciugate e pulite. Il provino viene quindi caricato e portato a rottura.

#### ***2.3.4.3 Prova di compressione diagonale in situ***

La prova si effettua su pannelli ricavati in pareti murarie in situ. Per preparare la prova si effettua prima un'analisi della planimetria dell'edificio e della orditura dei solai sovrastanti per l'individuazione del pannello più idoneo alla prova (maschio murario non troppo caricato), in quanto è necessario puntellare, si taglia la muratura per la realizzazione di un pannello quadrato (120 cm x 120 cm) mediante filo diamantato (o con sega diamantata circolare, laddove la muratura è decisamente migliore). Occorre non disturbare il pannello e non rimuovere l'intonaco, così si crea un'apertura di due brecce su due spi-

goli opposti del pannello per inserimento dell'attrezzatura di prova- Si dispongono su entrambi i lati del pannello di coppie di trasduttori per la misurazione della deformazione delle diagonali durante la prova in fine si monta il martinetto e la messa in contrasto del pannello (Figura 2-17). Attraverso questa prova riusciamo a determinare la resistenza a taglio e il modulo di elasticità tangenziale  $G$  della muratura.

La prova viene condotta aumentando monotonamente il carico applicato per contrasto al pannello tramite il martinetto idraulico fino a rottura (degrado di resistenza) (sono possibili applicazioni cicliche o monotone del carico). Monitoraggio in tempo reale dei trasduttori e del carico applicato e diagrammi carico-spostamento



**Figura 2-17. Prova di compressione diagonale in situ**

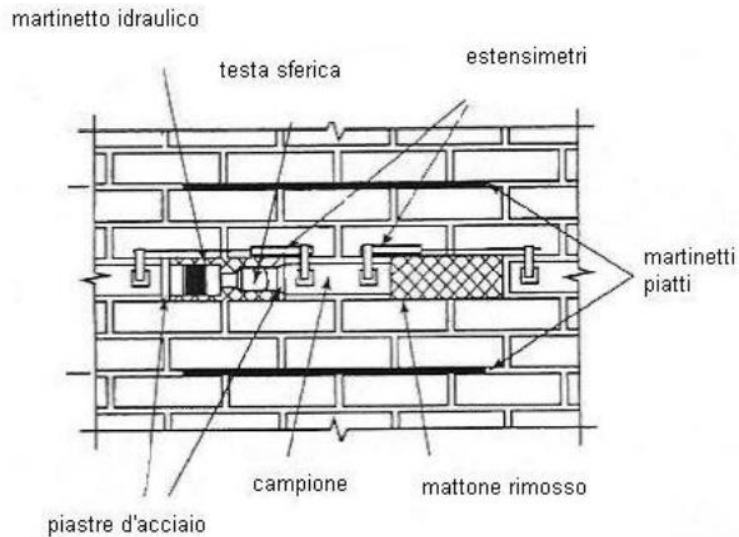
#### ***2.3.4.4 Taglio diretto in sito (Shave Test)***

La prova di taglio diretto è finalizzata alla determinazione del valore medio di resistenza a taglio in situ. La prova consiste nel far slittare orizzontalmente un elemento di laterizio opportunamente isolato lateralmente dal resto della muratura. La forza orizzontale viene trasmessa da martinetti opportunamente inseriti nella muratura; tale forza è dipendente dallo stato di compressione presente sull'elemento di laterizio. La prova prosegue fino a raggiungere la rottura per evidente scorrimento a livello di giunto. La resistenza a taglio viene quindi misurata per il letto di malta adiacente al mattone caricato e calcolata sulla base dell'area lorda della giuntura presupponendo che questa sia pienamente riempita. La prova può essere eseguita secondo due metodi, A e B. Il metodo A si avvale dell'utilizzo di due martinetti piatti, posti sopra e sotto la zona interessata dalla prova, per il controllo dello stato di compressione del campione durante lo svolgimento della prova.

Il metodo B la compressione del provino non viene controllata ma ne viene stimata l'entità. Per entrambi metodi di prova è consigliato ripetere i test per almeno tre volte; preferibilmente, secondo le RILEM 127 D.6 andrebbero ripetuti cinque o più volte. Prima della prova vanno misurate con precisione le dimensioni del provino (secondo le indicazioni RILEM l'accuratezza deve essere di 0,5 mm). Secondo il metodo A, il test può essere un'estensione della prova con martinetti piatti. Vengono posizionati due martinetti interessando cinque file di mattoni; l'unità di prova deve trovarsi in posizione simmetrica rispetto



ai martinetti nelle due direzioni della faccia della muratura come rappresentato in Figura 2-18.

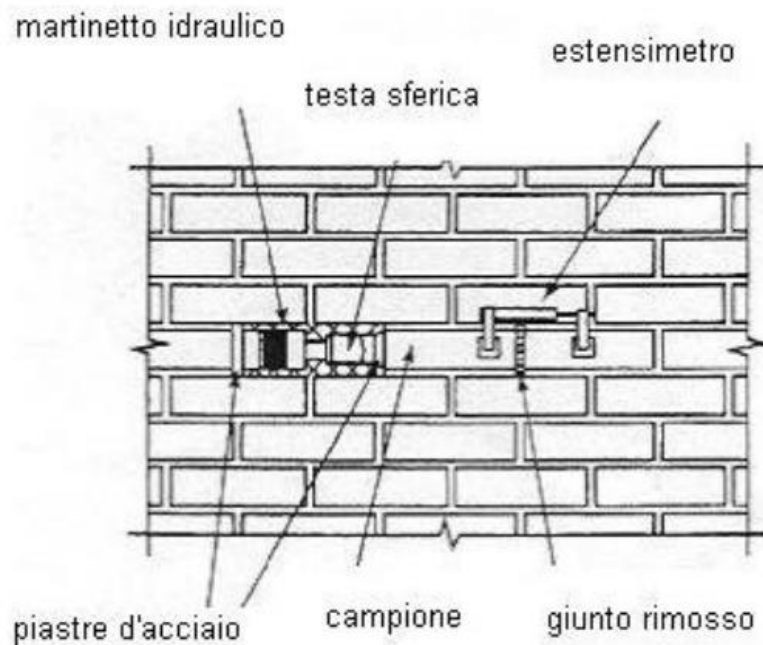


**Figura 2-18. Prova di taglio diretto con metodo A**

La porzione di muratura interessata dalla prova deve essere scelta in modo che sia rappresentativa della struttura in esame e comunque devono essere evitate zone dove i giunti non siano paralleli fra loro e dove siano presenti aperture o altre situazioni che non rendano la base del martinetto perfettamente rigida. La prima fase della prova consiste nell'inserimento nella muratura dei due martinetti piatti; tale operazione viene eseguita con le stesse modalità e prescrizioni descritte nella prova con doppio martinetto piatto. Ai martinetti viene fornita una pressione di 0,07 MPa che deve rimanere costante durante l'esecuzione della prova. Viene quindi estratto un mattone per fare posto al martinetto idraulico. Assieme al mattone vengono asportati i giunti orizz-

zontali e verticali. Al posto dei giunti di testa vengono inserite due piastre di base che servono per ripartire uniformemente il carico applicato dal martino. Nell'incavo viene quindi inserito il martino. A queste operazioni segue la rimozione, dalla parte opposta dell'unità di prova, di un secondo mattone assieme ai relativi giunti; in questa zona vengono posizionati degli estensimetri per la valutazione degli spostamenti orizzontali durante la prova. La prova consiste nell'incrementare la pressione al martino orizzontale fino a quando il mattone si sposterà continuamente con carico orizzontale costante. La prova viene ripetuta con carichi verticali differenti seguendo la stessa procedura. La posizione del martino idraulico e dell'apparecchiatura possono essere invertiti e la prova ripetuta per valutare, se richiesto, l'inversione della forza di taglio. Rimosse le apparecchiature, a prova terminata, gli incavi realizzati devono essere chiusi utilizzando materiali simili a quelli originali.

Secondo il metodo B, lo stato di compressione dell'unità di prova non viene controllato ma ne viene stimato il valore. La prima fase della prova è l'estrazione di un mattone per fare posto al martinetto idraulico. Assieme al mattone vengono asportati, anche in questo caso, i giunti orizzontali e verticali. Al posto dei giunti di testa vengono inserite due piastre di base che servono per ripartire uniformemente il carico applicato dal martino. Nell'incavo viene quindi inserito il martino come mostrato in Figura 2-19.



**Figura 2-19. Prova a taglio diretto con metodo B**

Dalla parte opposta viene rimosso solamente il giunto di testa a contatto con l'unità di prova; in questa zona vengono posizionati degli estensimetri per la valutazione degli spostamenti orizzontali durante la prova. La prova viene eseguita incrementando la pressione al martino orizzontale fino a quando il mattone si sposterà continuamente con carico orizzontale costante. Rimosse le apparecchiature, a prova terminata, gli incavi realizzati devono essere chiusi utilizzando materiali simili a quelli originali. In entrambi i metodi la prova può essere eseguita asportando solo i giunti di testa adiacenti all'unità di prova; in questo caso viene utilizzato un piccolo martinetto piatto inserito nello

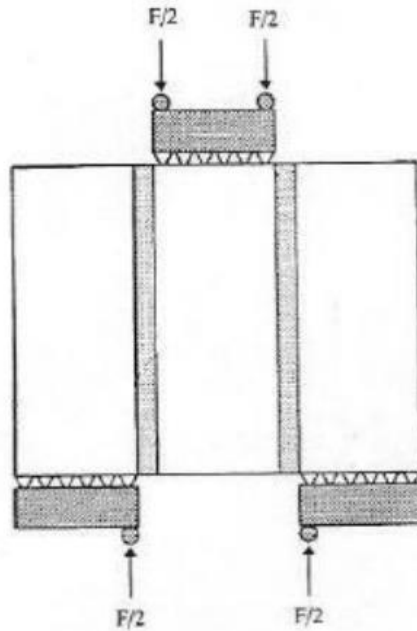
spazio ricavato da un lato del mattone e dall'altro vengono messi gli estensimetri.

#### **2.3.4.5 Prova di taglio diretto (tripletta)**

La prova è finalizzata alla determinazione della resistenza a taglio dell'interfaccia fra mattone e malta utilizzando un campione costituito da tre mattoni legati da malta. I campioni vanno costruiti ponendo alcune attenzioni sulla regolarità geometrica e sul contenuto di umidità. La stagionatura dei campioni è di 28 giorni per malta idraulica, mentre per malta di calce è di 90 giorni. La prova può essere eseguita secondo due modalità: la prima applicando solo forze di taglio senza comprimere il campione, la seconda applicando anche una forza di compressione al provino. Si assume come carico di crisi  $F_u$  quello massimo misurato durante la prova e come tensione  $\tau_u$  il rapporto tra la forza  $F_u$  e l'area del giunto.

##### **2.3.4.5.1 Prova senza compressione del provino**

La prova viene eseguita sollecitando a taglio i due giunti di malta applicando alternativamente forze orizzontali sui mattoni in direzione opposta agendo in direzione parallela al giunto, per minimizzare gli effetti di momento flettente il carico può essere trasmesso tramite dei coltelli o dei cilindri (Figura 2-21 Figura 2-20).



**Figura 2-20. Prova di taglio senza compressione del provino**

Il carico viene quindi applicato in maniera crescente fino al collasso. Ottenuto il carico  $F$  che provoca la rottura del provino la tensione tangenziale a rottura è calcolata come  $\tau_0 = F/2 \cdot A$  dove  $A$  rappresenta l'area del singolo giunto. La prova va eseguita più volte, qualora fornisca un valore di tensione  $\tau_0$  inferiore a 0,03 MPa non va presa in considerazione nel calcolo del valore medio.

#### **2.3.4.5.2 Prova con compressione del provino.**

La prova viene eseguita comprimendo il campione perpendicolarmente ai giunti e sollecitando a taglio i due giunti di malta applicando forze orizzontali sui mattoni in alternativamente in direzione opposta

agendo in direzione parallela al giunto, come mostrato in Figura 2-21. Analogamente alla prova in assenza di compressione, per minimizzare gli effetti di momento flettente il carico può essere trasmesso tramite dei coltelli o dei cilindri. Il valore della compressione va mantenuto costante durante l'esecuzione della prova, è accettata una variazione del 2%. Il carico viene quindi applicato in maniera crescente fino al collasso. La prova viene ripetuta con valori differenti di compressione, e precisamente devono essere previste prove con tre valori di compressione. I valori della compressione da adottare sono funzione della resistenza dei mattoni; per mattoni di resistenza maggiore di 10 MPa le RILEM 127 B.4 suggeriscono la terna di valori 0,2-0,6-1.0 MPa, mentre per mattoni di resistenza inferiore a 10 MPa la terna indicata vale 0,1-0,3-0,5 MPa. La prova va eseguita più volte e va eseguita la media; qualora fornisca un valore di tensione  $\tau_0$  inferiore a 0,03 MPa non va presa in considerazione nel calcolo del valore medio.

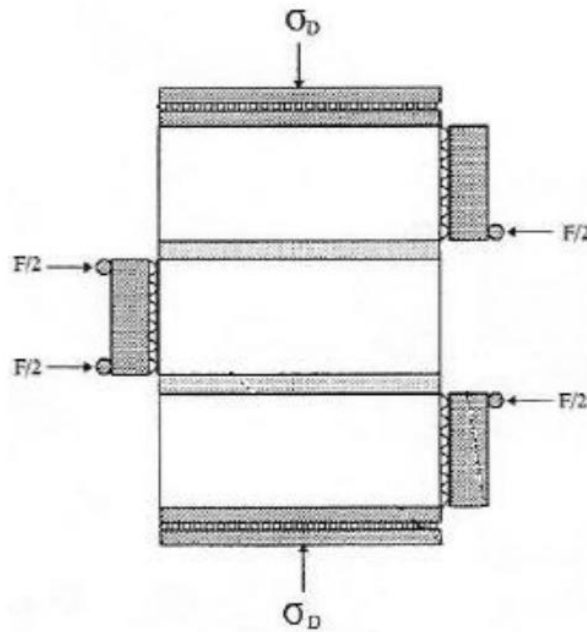


Figura 2-21. Prova di taglio con compressione del provino

La rottura può provocare tre tipi distinti di frattura, mostrati in Figura 2-22.

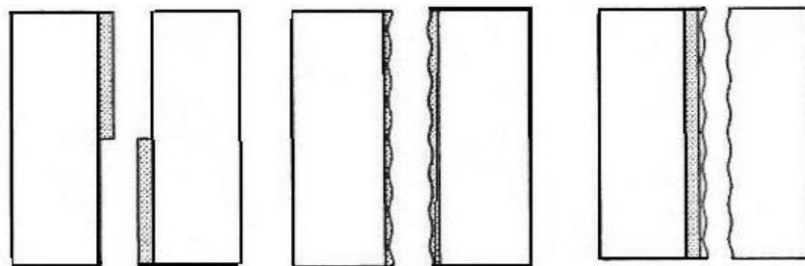


Figura 2-22. Possibili modi di rottura: a) sull'interfaccia malta-mattone; b) della malta; c) del mattone

#### 2.3.4.6 Prova a taglio su carota

Braga, Dolce e Masi (1993) hanno messo a punto una prova sperimentale per la stima della resistenza a taglio di costruzioni esistenti in muratura. La prova si basa sulla similitudine tra lo stato tensionale elastico di pannelli di muratura soggetti a compressione diagonale e quello di carote cilindriche comprendenti un giunto di malta orizzontale e compresse lungo un diametro a  $45^\circ$  rispetto al giunto di malta. Gli schemi delle prove effettuate su carota e sul pannello sono riportati in Figura 2-23.

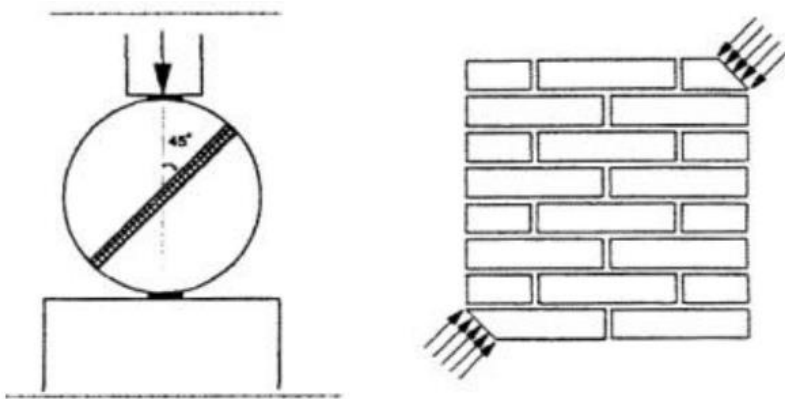


Figura 2-23. Prova a taglio su carota

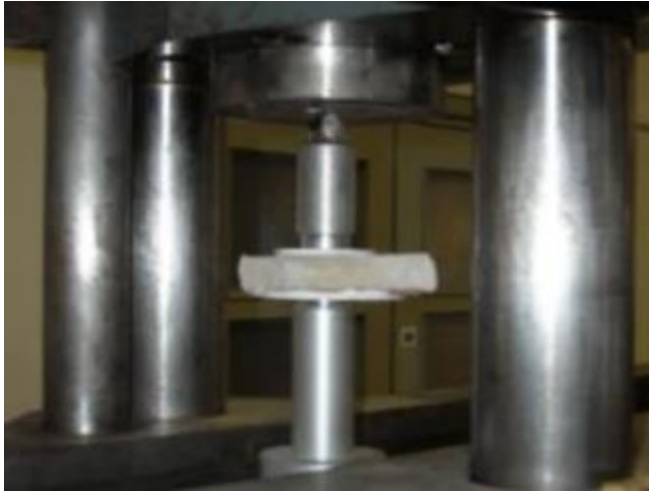
La sperimentazione è stata eseguita eseguendo di prove di taglio diagonale su pannelli e su carote estratte dai pannelli stessi. I risultati hanno mostrato modalità di rottura simili per pannelli e carote, anche quando la rottura non ha interessato i soli giunti di malta. Il confronto fra i carichi di rottura ha inoltre evidenziato una buona correlazione fra i risultati delle due prove; in particolare la resistenza tangenziale



nominale della carota nel corso della sperimentazione è risultata sempre maggiore di quella del pannello di un fattore pari a circa 1.50-1.90 a seconda del tipo di malta, della stagionatura e della modalità di rottura. Questa tendenza si è rivelata più marcata per campioni con malta bastarda per la formazione di un meccanismo di rottura di scorrimento dei giunti. Nella sperimentazione sono state anche proposte delle correlazioni per la stima della resistenza a taglio di muretti a partire dalla resistenza e da altri parametri di rottura delle carote. Dalla sperimentazione è emerso che la presenza di difetti locali può provocare differenze sui valori delle resistenze nominali non ancora quantificabile in quanto ancora oggetto di approfondimenti, Inoltre per giungere ad una standardizzazione della prova sarebbero necessarie ulteriori indagini sperimentali con altri tipi di malta e mattoni.

#### ***2.3.4.7 Prove su campioni di malta, Punching test***

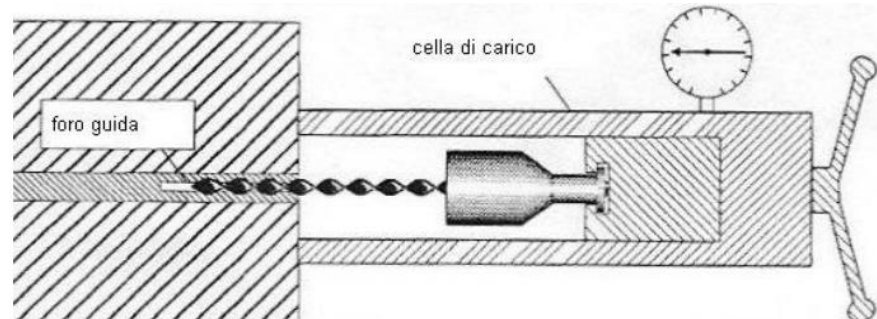
Se la malta è di buona qualità si riescono a prelevare dei campioni da sottoporre a prove di compressione come in Figura 2-24 (la norma prevede di prelevarlo ad almeno 5-6 cm di profondità dall'intonaco)



**Figura 2-24. Prova di compressione sulla malta**

#### ***2.3.4.8 Prova indiretta di pull-out su malta***

La prova ha come scopo la determinazione della resistenza della malta e consiste nell'introdurre nel giunto una vite ad elica e nel misurare la forza necessaria per estrarla. L'inserimento dell'elica, che secondo le RILEM 127 D.9 dovrebbe avere diametro di 6 mm, nella malta avviene praticando un foro guida di diametro 4,5 mm con un trapano a cui segue l'introduzione dell'elica battendo colpi, con martello in modo non violento, su un attrezzo che fa da supporto all'elica stessa. La profondità dell'elica infissa dovrebbe essere di 35 mm per poter avere una prova secondo gli standard dettati dalle RILEM, anche se le stesse indicazioni consentono profondità differenti. Infissa l'elica alla profondità desiderata il suo estremo libero viene bloccato da un attrezzo, a cui si attacca l'apparecchiatura per la prova di carico (Figura 2-25).



**Figura 2-25. Prova pull-out**

Il carico che provoca l'estrazione dell'elica viene registrato e può essere utilizzato per la determinazione della resistenza cubica, di quella a flessione ed a trazione attraverso curve di correlazione sperimentali. Le RILEM 127 D.9 pongono attenzione verso un limite della prova; infatti il metodo è limitato dalla forza che può trasmettere la vite che al massimo può arrivare a 8 Mpa; l'applicazione di forze maggiori, su eliche di diametro 6 mm, provoca lo snervamento dall'acciaio per cui il valore del test non è più proporzionale alla resistenza della malta. La prova pull-out su malta può essere usata solamente sul giunto di spessori consistenti.

#### ***2.3.4.9 Prove di Compressione mono-assiale:***

Possono essere eseguite su prismi e muretti, oppure su pannelli e pareti, i risultati ottenuti sui primi sono sempre superiori a quelli ricavati sui secondi. Le modalità di prova, simili a quelle che si adottano in laboratorio anche per altri materiali, consistono nell'applicare il carico di compressione tramite due martinetti idraulici che agiscono su piastre

di ripartizione collocate, sulle sezioni di estremità del provino, mediante uno strato di malta di allettamento; in alternativa, è possibile effettuare anche sperimentazioni in sito attraverso tecniche specifiche come quelle dei martinetti piatti. Attesa l'influenza esercitata dall'attrito tra piastre e campione, le modalità di contatto tra i due materiali e gli eventuali mezzi interposti (ad esempio teflon) determinano differenze tra i risultati. Attraverso tali prove è possibile tracciare la curva costitutiva del materiale e, dunque, misurare la resistenza a compressione, unitamente alla corrispondente deformazione  $s$ , alla deformazione ultima  $s_u$ , al modulo di elasticità normale  $E$ . La resistenza caratteristica sperimentale a compressione  $f_k$  si determina su  $n$  provini ( $n > 6$ ) seguendo le modalità di seguito indicate. I provini devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame e ognuno di essi deve essere costituito da almeno tre corsi di elementi resistenti e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- lunghezza ( $b$ ) pari ad almeno due lunghezze di blocco;
- rapporto altezza/spessore variabile tra 2.4 e 5.

La confezione è eseguita su di un letto di malta alla base e la faccia superiore è finita con uno strato di malta, dopo una stagionatura di 28 giorni la faccia superiore viene prima livellata e poi si effettua la prova, il provino viene messo tra due piatti metallici della macchina di prova e si effettua la centratura del carico, si procede anche ad un controllo estensimetrico.

La resistenza caratteristica è data dalla relazione:

$$f_k = f_m - k s$$

dove  $f_m$  è la resistenza media a compressione della muratura valutata su almeno 6 provini,  $s$  è lo scarto quadratico della media e  $k$  è il coefficiente probabilistico (dipende da  $n$ ) i cui valori sono tabellati

#### ***2.3.4.10 Prove di Trazione mono-assiale***

Anche tale esame si conduce secondo la procedura tradizionale adottata per gli altri materiali (la maggiore difficoltà è sempre costituita dal collegamento tra il campione e i martinetti che esercitano lo sforzo). Queste prove sono poco utilizzate in quanto la resistenza a trazione viene, quasi sempre, ricavata attraverso esami di compressione diagonale.

#### ***2.3.4.11 Prove di Compressione e Taglio***

Consistono nel sottoporre le sezioni di estremità di un pannello rettangolare di muratura a un carico verticale di compressione, che si mantiene costante nel corso della prova, e ad un carico orizzontale, che viene fatto aumentare progressivamente; i vincoli delle due basi sono tali da consentire spostamenti relativi orizzontali ma non rotazioni (Figura 2-26). Prove siffatte forniscono stati di sollecitazione nel pannello molto vicini a quelli che si riscontrano negli edifici reali sottoposti a sisma.

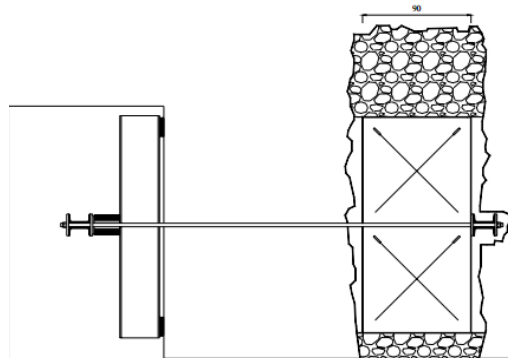


Figura 2-26. Prova di taglio-compressione

#### **2.3.4.12 Prove di Aderenza**

Al fine di indagare sul comportamento della muratura nei riguardi dei fenomeni di scorrimento e di stabilire l'influenza delle diverse grandezze che lo governano, si possono eseguire esami su piccoli campioni costituiti da un solo giunto di malta (coppia di elementi lapidei) oppure da due giunti o, più raramente, sui diversi giunti orizzontali di un prisma o di un muretto. Nel corso della prova, in presenza di sforzo normale costante, viene applicato in direzione parallela ai giunti un carico crescente fino al superamento della resistenza di aderenza tra malta ed elementi lapidei: la resistenza allo scorrimento si ricava dividendo il valore massimo del carico per l'area lorda del giunto di malta.

#### **2.3.5 Elaborazione dei dati**

I risultati delle prove presentano nel piano  $\sigma - \tau$  una certa dispersione, per cui la retta che definisce le condizioni di crisi è definibile solo mediante analisi di regressione. In generale, i valori delle resistenze

conseguiti attraverso le diverse prove innanzi descritte non risultano confrontabili tra loro a causa del differente stato di sollecitazione a cui i campioni vengono sottoposti. Gli esami ai quali si è fatto cenno sono quasi sempre di tipo monotono, nel senso che il carico viene fatto crescere progressivamente sino alla rottura, del campione. Una differente procedura consiste, invece, nel condurre alcune di tali prove (quelle di Compressione diagonale o di Compressione e Taglio) applicando un carico verticale di intensità costante  $N$  e facendo variare ciclicamente l'azione orizzontale  $V$ , in intensità e in verso (sempre in maniera statica e, cioè, senza indurre accelerazioni delle masse). Queste prove sono in grado di simulare, in maniera particolarmente significativa, il comportamento dei maschi murari sottoposti a sisma in diverse condizioni di sollecitazione e di deformazione; le curve caratteristiche dedotte attraverso essi risultano, pertanto, di eccezionale utilità pratica.





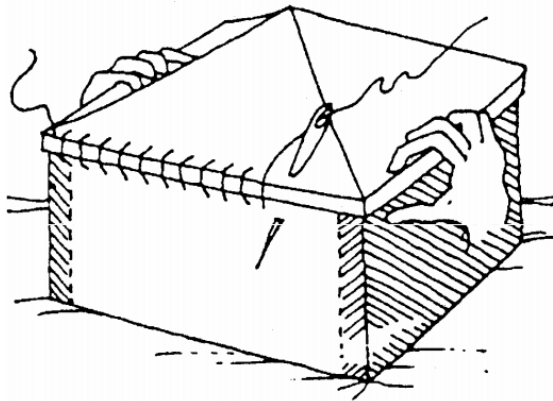
## **3 ° CAPITOLO:**

# **COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA**

### **3.1 Risposta sismica delle murature**

Dal punto di vista sismico le strutture in muratura sono caratterizzate da periodi bassi e dunque ricadono nella zona dello spettro che maggiormente amplifica l'accelerazione impressa al suolo da un evento sismico. Il danneggiamento della struttura prodotto dal sisma determina un incremento di deformabilità e quindi del periodo proprio. Il danno determina un incremento dello smorzamento strutturale e quindi una riduzione delle ordinate spettrali. A tutto questo consegue la riduzione delle azioni sulla struttura. Grazie a tale comportamento, nonostante la scarsa duttilità dei singoli elementi strutturali di un edificio in muratura, tali costruzioni presentano riserve di duttilità anche elevate. Bisogna evitare che si verifichino meccanismi di collasso caratterizzati da richieste di duttilità concentrate. Questo, per una struttura in muratura significa realizzare una costruzione dotata di comportamento scatolare, (Figura 3-1) ossia di collegamenti efficaci tra le pareti e tra le pareti e gli orizzontamenti in modo da evitare meccanismi di collas-

so locale e meccanismi di collasso fragile; una configurazione regolare sia in pianta che in elevazione in modo da limitare fenomeni torsionali e richieste di duttilità concentrate. Il collegamento efficace delle pareti tra loro consente che, nelle strutture danneggiate, si verifichi una redistribuzione delle sollecitazioni che concorre ad aumentare la duttilità globale della struttura.



**Figura 3-1. Comportamento scatolare della muratura**

Vengono utilizzate al meglio le possibilità offerte dalla definizione della pericolosità sismica italiana, recentemente prodotta e messa in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). L'azione sismica è ora valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, riferendosi non ad una zona sismica territorialmente coincidente con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, come avveniva in precedenza, bensì sito per sito e costruzione per costruzione. La pericolosità sismica di un sito è

descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “*periodo di riferimento*”  $V_R$  e la probabilità è denominata “*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*”  $P_{VR}$ . In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, si è ritenuto utile consentire, quando opportuno, il riferimento a 4 stati limite per l’azione sismica. Si sono dunque portati a due gli Stati Limite di Esercizio (SLE):

- facendo precedere lo Stato Limite di Danno (SLD), ridefinito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni postsismiche
- dallo Stato Limite di immediata Operatività (SLO), particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), in tal modo articolando meglio le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

In modo analogo, si sono portati a due gli Stati Limite Ultimi (SLU):

- facendo seguire allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo

- lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione. Ai quattro stati limite sono stati attribuiti valori della probabilità di superamento  $P_{VR}$  pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento  $V_R$  proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

### **3.2 Meccanismi di collasso**

Essendo la muratura un materiale con scarsa resistenza a trazione, per effetto delle tensioni di trazione prodotte dal taglio o dalla flessione la muratura si fessura dando origine a modalità di collasso di vario tipo.

Le principali possono riassumersi come segue: disgregazione della tessitura muraria (distacco dei paramenti esterni); collasso della parete fuori dal suo piano; collasso della parete nel suo piano.

### ***3.2.1 Disgregazione tessitura muraria***

Il comportamento di strutture in muratura dipende da quello del materiale muratura fortemente influenzato da geometria e disposizione dei componenti. In particolare sono importanti tessitura e comportamento monolitico del muro. Il trasferimento delle forze in una parete in muratura avviene attraverso il contatto degli elementi lapidei o in laterizio che la compongono, al crescere di tale ingranamento cresce la capacità del muro di esibire un comportamento monolitico sotto l'azione delle forze orizzontali. L'ingranamento è maggiore per pietre di grosse dimensioni o per muri in cui la posa degli elementi è ben organizzata. Per garantire un comportamento monolitico della singola parete è importante la presenza di collegamenti, i diatoni, tra paramento interno ed esterno del muro che conferiscono monoliticità alla parete grazie alla possibilità di limitare lo scorrimento tra i due paramenti e permettono una distribuzione a tutto lo spessore della parete dei carichi verticali, applicati al paramento esterno. In assenza di diatoni i carichi verticali possono innescare fenomeni di instabilità per carico di punta del paramento esterno ed inoltre il paramento esterno diventa un elemento di snellezza elevata. A causa della mancanza di tale accortezza si è verificato, in edifici datati, il distacco del paramento esterno delle muraure. (Figura 3-2)



**Figura 3-2. Esempio di disgregazione muraria**

### ***3.2.2 Meccanismo di ribaltamento fuori dal piano***

Nel caso di collasso fuori dal piano i casi più frequenti negli edifici ordinari corrispondono all'attivazione dei seguenti meccanismi:

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

#### ***3.2.2.1 Ribaltamento semplice***

Il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Questa si schematizza come una rotazione rigida di porzioni di parete attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale po-

sta alla base, la sollecitazione è attivata da sollecitazioni fuori dal piano. Tale situazione si verifica quando il muro risulta libero in sommità e non ammortato alle pareti ad esso ortogonali. Il collasso si verifica prima nella parete nella parete normale all'azione sismica. Le condizioni di vincolo che rendono possibile questo meccanismo sono quindi l'assenza di connessioni nel martello murario ed assenza di dispositivi di collegamento, come cordoli o catene, in testa alla tesa ribaltante. Questo tipo di meccanismo è facilmente individuabile da lesioni verticali presenti in corrispondenza dell'incrocio tra la tesa ribaltante e le pareti ad essa ortogonali e dall'avvenuto sfilamento delle travi dei solai del muro. Il ribaltamento semplice (Figura 3-3) può interessare un solo o più piani dell'edificio relativamente alle modalità di connessione tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura, il ribaltamento può quindi coinvolgere diversi livelli della parete, bisogna quindi valutare il moltiplicatore di collasso per differenti posizioni della cerniera cilindrica.

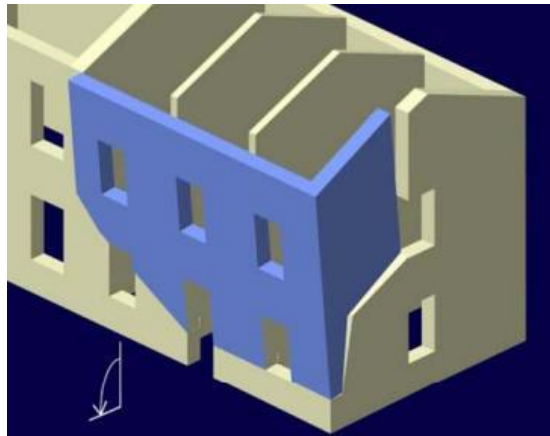


**Figura 3-3. Ribaltamento semplice**

### ***3.2.2.2 Ribaltamento composto***

Con ribaltamento composto (Figura 3-4) si vuole indicare un insieme di situazioni in cui al ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinamento di una porzione di struttura muraria appartenente ad un'angolata libera oppure a pareti di spina. Affinché si possa verificare tale meccanismo di collasso in un edificio integro, devono esserci condizioni caratterizzate dall'assenza di vincoli in sommità della parete ribaltante e dalla presenza di un efficace collegamento tra la parete investita dal sisma e quella ad essa ortogonale. In relazione alla presenza di solai rigidi, si può definire una diversa configurazione del cuneo di distacco nella parete coinvolta nel ribaltamento. Nel caso di solai tradizionali, privi di soletta armata, il meccanismo di ribaltamento della facciata è accompagnato generalmente dal distacco di un cuneo diagonale dalla parete ortogonale. Se invece i solai sono dotati di soletta rigida il meccanismo di ribaltamento composto determina il trascinamento di un cuneo a doppia diagonale nella parete di controvento. E' possibile valutare questo meccanismo di collasso osservando lesioni diagonali o a doppia diagonale sulle pareti di spina con angolo di distacco differente a seconda della tipologia e della qualità muraria caratterizzante l'edificio stesso.



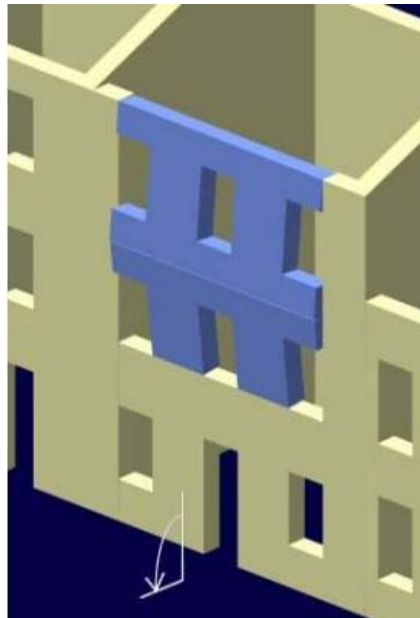


**Figura 3-4. Ribaltamento composto**

### ***3.2.2.3 Flessione verticale***

Una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura è rappresentata da una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale. Questo meccanismo (Figura 3-6) si verifica quando ad esempio un edificio con un cordolo in sommità ed i solai intermedi privi di qualsiasi connessione, oppure, quando si considera la porzione di parete compresa tra due solai ben collegati ad essa. In queste condizioni la presenza in sommità di un dispositivo di connessione impedisce il ribaltamento della parete verso l'esterno. Tuttavia questa, sotto l'effetto dello scuotimento orizzontale può collassare per instabilità verticale. In un edificio già danneggiato dal terremoto il meccanismo è segnalato da spanciamenti e fuori piombo della parete, talvolta accompagnati dallo sfilamento delle travi del solaio che insiste sulla stessa. In ogni caso, l'instaurarsi dell'arco verticale che precede

l'attivazione del meccanismo richiede la presenza di efficaci vincoli orizzontali sopra e sotto il tratto di parete interessato. Tale meccanismo può interessare uno o più piani dell'edificio, in relazione alla presenza di vincoli agli orizzontamenti, differenti geometrie, determinate dalla presenza di aperture o spinte localizzate, ad uno o ad entrambi i paramenti.



**Figura 3-5. Esempio di flessione verticale**

#### ***3.2.2.4 Flessione orizzontale***

In presenza di pannelli murari efficacemente vincolati alle pareti ortogonali con il lato sommitale non trattenuto da alcun dispositivo si assiste spesso ad un tipo di crisi riconducibile al comportamento flessionale nel piano orizzontale del solido murario (Figura 3-6).

La risposta strutturale del pannello si manifesta in questi casi come un effetto arco orizzontale all'interno della parete ed è chiamato in causa dall'azione sismica ortogonale alla parete.



**Figura 3-6. Flessione orizzontale**

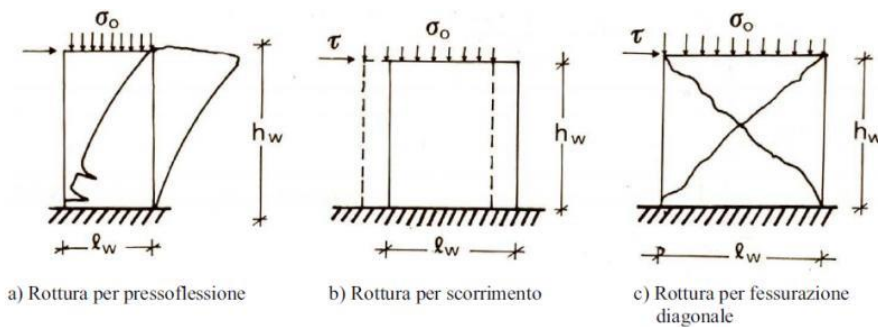
La spinta trasmessa dal solaio o dalla copertura, in testa alla struttura muraria si scarica sulla parete di facciata fino ad arrivare ad interessare le pareti ad essa ortogonali. Nel caso di strutture anche lievemente danneggiate l'individuazione di meccanismi di flessione orizzontale è agevolata dalla lettura del quadro fessurativo che fornisce importanti indicazioni sui macroelementi che si sono formati. Mentre in generale nel caso di strutture murarie integre con cantonali correttamente eseguiti i possibili cinematismi di collasso fuori dal piano possono svilupparsi con il coinvolgimento di porzioni più o meno ampie di mura-

tura e non è immediato prevedere quale sia il cinematismo più probabile.

### 3.2.3 *Collasso della parete nel suo piano*

Se la struttura ha un comportamento scatolare e quindi sono limitati i meccanismi di collasso delle pareti fuori dal loro piano, la resistenza della struttura dipende dal comportamento delle pareti nel loro piano. Questo è vero se le pareti che risultano ortogonali alla direzione dell'eccitazione considerata, sono in grado di sopportare le sollecitazioni che scaturiscono dal loro funzionamento a piastra. Per comprendere il comportamento di una parete sotto l'azione di forze orizzontali nel suo piano bisogna analizzare i possibili meccanismi di collasso di pannelli murari. I meccanismi di collasso possibile sono :

- collasso per pressoflessione;
- collasso per fessurazione diagonale;
- collasso per scorrimento.



La rottura per pressoflessione  $V_{Rd,p}$  si verifica quando  $h/b > 2$  (elementi snelli), il valore resistente del taglio  $V_{Rd}$  è definito dalla condi-

zione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello.

La rottura per scorrimento  $V_{Rd,s}$  si verifica per bassi valori dell'azione assiale, nel caso il carico verticale sia basso si può verificare la rottura per scorrimento nei giunti di malta assumendo un comportamento del materiale “alla Coulomb”:

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

dove  $f_{vk0}$  è resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale, e  $\sigma_n$  è lo sforzo medio di compressione sull'area agente.

La rottura per fessurazione diagonale  $V_{Rd,f}$  si verifica per valori di  $h/b < 1.5$  (elementi tozzi), si ipotizza che la rottura per taglio avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge il valore limite, assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura secondo la relazione proposta da Turnsek e Cacovic nel 1971.

Il taglio resistente sarà uguale a:

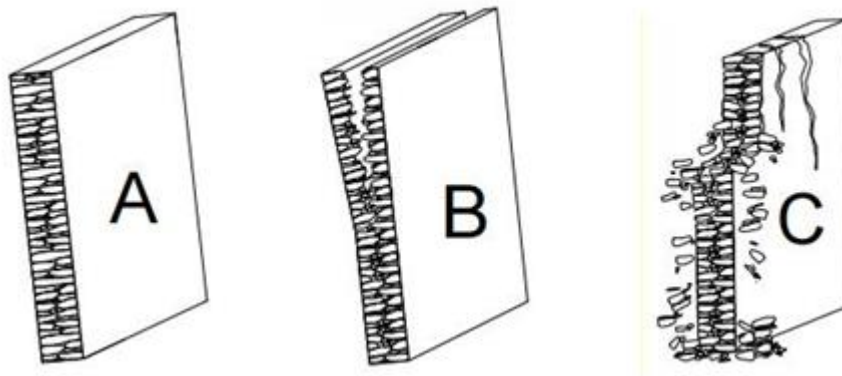
$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,p}, V_{Rd,s}, V_{Rd,f})$$

Sono stati individuati tre tipi di comportamento per azioni ortogonali al piano (Figura 3-7):

- Categoria A: muratura di ottima qualità, realizzata secondo le indicazioni suggerite dalla “regola dell’arte”, caratterizzata da un possibile collasso di primo modo.
- Categoria B: muratura di media qualità, realizzata secondo alcune delle indicazioni suggerite dalla “regola dell’arte”. Du-

rante il meccanismo di danno si suddivide in più elementi ancora caratterizzati da un comportamento assimilabile ad un corpo rigido.

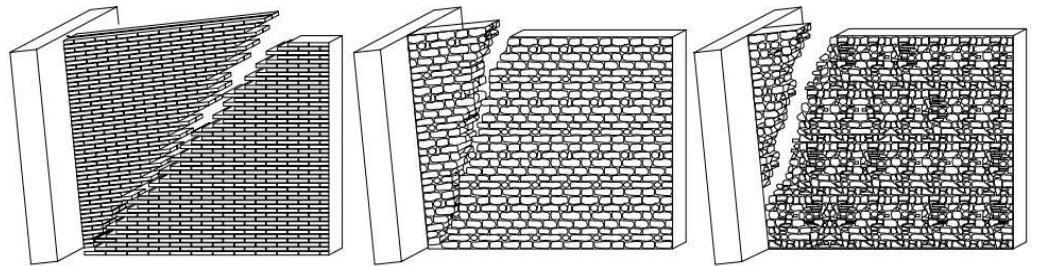
- Categoria C: muratura di qualità scadente, non realizzata nel rispetto della “regola dell’arte”, per la quale è prevedibile un modo di crollare che consiste essenzialmente nella disgregazione dell’opera muraria.



**Figura 3-7. Categoria delle murature nei confronti dell'azione ortogonale al piano medio**

Analogamente per il comportamento nel piano si possono distinguere tre diversi tipi di comportamento (Figura 3-8) per la parete sottoposta ad azione sismica, in funzione dell’ “angolo caratteristico” della muratura, intendendo con questa espressione l’angolo individuato tra la verticale e la linea media di frattura che delimita il cuneo distaccato.

- Categoria A: muratura di ottima qualità realizzata secondo le indicazioni suggerite dalla “regola dell’arte”, caratterizzata da un angolo caratteristico di 30° e 45°.
- Categoria B: muratura di media qualità, realizzata secondo alcune delle indicazioni suggerite dalla “regola dell’arte”. Angolo caratteristico: 15° e 30°.
- Categoria C: muratura di qualità scadente, non realizzata nel rispetto della “regola dell’arte”, per la quale è prevedibile un angolo caratteristico con ampiezza tra 0° e 15°.



**Figura 3-8. Categorie delle murature nei confronti dell'azione parallela al piano medio**

Per classificare una muratura in una delle tre categoria (A, B, C), sono stati considerati come parametri di riferimento per la valutazione della qualità muraria quelle caratteristiche costruttive che ne influenzano il comportamento. Essi sono:

- OR orizzontalità dei filari;
- SG sfalsamento dei giunti verticali di malta;
- FD forma e dimensione degli elementi;

- PD elementi disposti ortogonalmente al piano di muratura;
- MA qualità della malta.

Il metodo permette di definire varie tipologie murarie, ognuna delle quali caratterizzata da un particolare comportamento sismico. La procedura consiste nel seguire un percorso guidato basato su più livelli. Ad ogni livello è richiesto un confronto tra muratura oggetto di analisi e le categorie riportate negli abachi. La valutazione viene espressa in un valore numerico. L'intervallo dei possibili punteggi ottenibili, varia da 0 a 10.

### 3.3 Meccanismi di rottura dovuti al taglio

I principali meccanismi di collasso sono:

- Scorrimento dei giunti : tipico meccanismo di rottura che si verifica nelle murature quando i mattoni sono resistenti e i giunti di malta relativamente deboli. Tale fenomeno aumenta al diminuire della componente verticale  $P_V$ . (Figura 3-9)

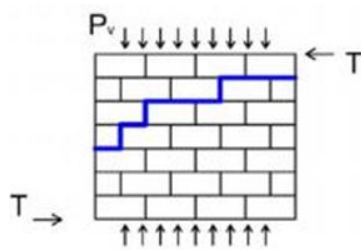
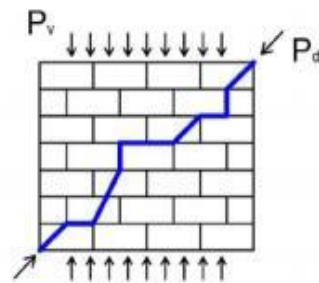


Figura 3-9. Scorrimento dei giunti



- Fessurazione dei blocchi: meccanismo di rottura causato dal cedimento per trazione del blocco, generalmente, coinvolge la parte centrale del pannello. L'inclinazione dipende dal rapporto tra le intensità dei carichi verticali ed orizzontali. E' caratteristico di murature con laterizi forati e malte ad elevata resistenza. (Figura 3-10)



**Figura 3-10. Fessurazione dei blocchi**

- Meccanismo misto: meccanismo di rottura dove in generale la lesione segue la diagonale del pannello, essa coinvolge sia i giunti di malta che i mattoni, si verifica quando giunti e mattoni hanno resistenze simili. (Figura 3-11)

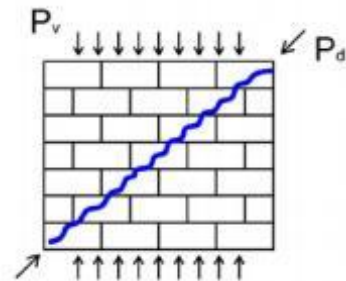


Figura 3-11. Meccanismo misto

### 3.4 Metodi di analisi e modellazione

Il modello di calcolo può essere considerato come l'interprete tra la struttura reale e l'analisi strutturale: la sua validità, come si è visto, può essere saggiata attraverso verifiche sperimentali, statiche o dinamiche. 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. E se è vero che la maggiore o minore raffinatezza del modello è legata, oltre che alla sensibilità anche alla preparazione e all'esperienza del progettista, e pur vero che la correttezza del modello dipende essenzialmente dall'attenta analisi di taluni fattori ben precisi. Va comunque sottolineato che la definizione del modello, così come l'intero progetto, sono del tutto soggettivi, non essendo concepibile l'esistenza di un'unica soluzione progettuale: non va, però, confusa la molteplicità delle soluzioni con la correttezza delle stesse. Una profonda differenza, nell'individuazione dello schema di calcolo, sussiste tra opere da realizzare e opere realizzate. Per le prime e, infatti, possibile adeguare

gli elementi costruttivi agli schemi assunti, mentre per le seconde e il modello che si deve adeguare all'esistente, salvo i casi in cui non si vogliano operare modifiche della costruzione (come accade quando si propongono interventi di ristrutturazione e di adeguamento). In ogni caso, i fattori che determinano la messa a punto del modello di calcolo rimangono sempre gli stessi: geometria, materiali e azioni. Poiché ogni struttura può essere efficacemente rappresentata attraverso più modelli, occorre individuare quelli che sono, nel contempo, sufficientemente significativi sotto l'aspetto del comportamento e poco onerosi sotto quello del calcolo. Mentre nel caso di strutture nuove risulta necessario redigere il progetto esecutivo in conformità al comportamento ipotizzato nel calcolo, per le costruzioni esistenti occorre procedere ad una interpretazione del comportamento strutturale proprio dell'opera. In definitiva al progettista si pongono sempre problemi di "modellazione": i modelli, nel "micro" come nel "macro", vanno scelti in maniera da soddisfare due requisiti fondamentali:

- essere rappresentativi del comportamento reale;
- conoscenze di cui si dispone.

#### ***3.4.1 Il Modello geometrico***

La messa a punto di tale modello richiede l'individuazione delle differenti componenti che si esaminano di seguito.

Elementi strutturali: la costruzione può essere considerata come un insieme di elementi monodimensionali (a sezione compatta o diffusa);

bidimensionali (piani oppure curvi - in regime membranale o flessionale); tridimensionali.

Il loro assemblaggio può dare luogo a:

- sistemi di elementi monodimensionali (quali strutture reticolari, telai, graticci, reti di funi ecc.);
- sistemi di elementi bidimensionali (come insiemi di pareti e di impalcati, serbatoi, opere di sostegno ecc.);
- -sistemi di elementi mono e bidimensionali

Grande importanza assumono altresì le dimensioni degli elementi strutturali, essendo necessario tenere conto del fatto che il modello geometrico viene rappresentato mediante assi o superfici medie e che errori nelle dimensioni, fatalmente, si riflettono sullo stato di tensione e di deformazione (ad esempio, la trave di una struttura intelaiata non viene schematizzata con la sua luce reale ma con quella che le compete calcolando la distanza tra i nodi delle linee d'asse). Si dovrà, infine, tenere conto delle imperfezioni geometriche che caratterizzano il comportamento reale rispetto a quello teorico.

Vincoli: particolare attenzione deve essere rivolta alla scelta dei vincoli che connettono i diversi elementi da cui si considera composta la struttura da tale scelta dipende, sempre, la maggiore o minore corrispondenza tra modello teorico e comportamento reale. Si deve, inoltre, tenere conto delle imperfezioni vincolari e del fatto che le condizioni di vincolo possono variare durante la vita della struttura.

### 3.4.2 *Il Modello meccanico*

Dopo aver definito il modello geometrico attraverso l'individuazione degli elementi e dei vincoli che lo compongono, e necessario schematizzare il comportamento dei materiali con cui essi sono (o saranno) realizzati, individuando un modello della legge costitutiva, oltre che i valori caratteristici delle deformazioni e delle tensioni; per ciascun componente si dovranno definire le costanti elastiche e le tensioni caratteristiche. Nelle strutture realizzate con gli ordinari materiali da costruzione, anche in corrispondenza di grandi spostamenti si verificano deformazioni ( $\varepsilon$  e  $\gamma$ ) piccole rispetto all'unità, mentre ciò non accade per materiali molto deformabili, come gomme e resine. Considerato che, in generale, ogni materiale presenta differenti deformazioni sotto carico e che queste aumentano sino a quando le tensioni non abbiano equilibrato le azioni esterne, risulta particolarmente importante conoscere la legge costitutiva (tensioni-deformazioni) che si ottiene attraverso prove di laboratorio, eseguite quasi sempre in regime di sforzo mono-assiale.

Il comportamento reale si definisce:

- di prima specie, se le deformazioni crescono meno che proporzionalmente rispetto alle tensioni;
- di seconda specie, se le deformazioni crescono più che proporzionalmente rispetto alle tensioni.

A seconda che, al cessare della sollecitazione, scompaiano o meno anche le deformazioni, il materiale si definisce, rispettivamente, elastico

o plastico. Per quanto riguarda il materiale dunque, sulla base dei dati sperimentali acquisiti, è possibile schematizzarne la legge costitutiva mediante una curva semplice o una poligonale che ne colga il comportamento essenziale ai fini strutturali. Nella realtà, una legge costitutiva lineare è accettabile solamente per i metalli duri, i minerali in genere, e i prodotti vetrosi o ceramici. Materiali fragili, come il vetro o talune materie plastiche, non sono adatti per usi strutturali non possedendo riserve di sicurezza e non evidenziando deformazioni premonitrici prima della rovina; caratteristiche opposte posseggono, viceversa, i materiali duttili. La resistenza di un materiale viene, generalmente, definita attraverso i valori caratteristici delle tensioni di trazione, compressione e taglio. Per caratterizzare, dunque, il comportamento di un materiale occorre disporre del suo diagramma  $\sigma - \varepsilon$  ricavato sperimentalmente (o ipotizzato), oltre che dei valori delle tensioni e delle deformazioni corrispondenti al limite di proporzionalità, al limite elastico, alla rottura. Il rapporto tra tensione e deformazione in un qualunque punto del diagramma  $\sigma - \varepsilon$  rappresenta il modulo di elasticità normale del materiale (o modulo di Young) in quel punto e ne fornisce un indice della deformabilità estensionale (ovvero della rigidità). Per quanto riguarda i materiali a comportamento elasto-plastico nelle condizioni di esercizio, il loro impiego viene generalmente limitato al campo elastico lineare, mentre il ramo plastico si sfrutta per fronteggiare situazioni di carico straordinarie nella vita della costruzione: il comportamento plastico costituisce, perciò, una riserva di sicurezza da sfruttare nelle verifiche a collasso. Tale assunto consente di adottare,

nella maggior parte dei casi, modelli meccanici a comportamento elastico-lineare rappresentabili mediante la Legge di Hooke in tale caso la Teoria dell'elasticità consente di esprimere le deformazioni ( $\varepsilon$  e  $\gamma$ ) come combinazioni lineari delle tensioni ( $\sigma$  e  $\tau$ ), tramite coefficienti che si definiscono cedevolezza elastiche. Attesa la naturale eterogeneità dei materiali, una modellazione semplice degli stessi che consenta di utilizzare i metodi di calcolo disponibili consiste nell'assumere un unico materiale equivalente in luogo di più componenti: e ciò che, per esempio, si fa per la muratura assumendo un materiale equivalente, omogeneo e isotropo, in luogo dell'insieme (eterogeneo e anisotropo) costituito da pietre e malta.

### ***3.4.3 II Modello di carico***

Un'altra delle cause che determina spesso danni e talvolta disastri, e costituita dall'incapacità del progettista di prevedere tipologia, intensità e combinazione delle azioni che solleciteranno la struttura nel corso della propria esistenza. Nell'ambito delle azioni connesse ad interventi sulla struttura, andrà dedicata particolare attenzione alle ristrutturazioni che comportino mutamenti di destinazione o adeguamenti ad altre norme e alle eventuali demolizioni. I valori indicati dalla normativa italiana attualmente vigente (D.M. 16.01.1996) costituiscono azioni nominali di riferimento per le verifiche alle tensioni ammissibili o valori caratteristici per le verifiche agli stati limite. Le singole azioni vanno, poi, organizzate in combinazioni di carico per la determinazio-

ne delle sollecitazioni più gravose in ogni sezione dell'elemento strutturale oggetto di verifica.

### **3.5 Metodi generali di calcolo**

Il calcolo, ovvero l'analisi strutturale, è un'operazione assolutamente convenzionale, così come lo è la determinazione della resistenza di un materiale. L'analisi strutturale di una costruzione consiste, come si è detto, nel creare un modello semplice che ne simuli il comportamento, riproducendone gli aspetti salienti ai fini strutturali; non basta, però, che il modello sia rappresentativo della realtà, essendo anche necessario che sia risolubile con i metodi di calcolo disponibili. Esso va, pertanto, confezionato tenendo conto, contemporaneamente, di due esigenze; la rappresentatività dello schema e la sua risolubilità. Calcolare una struttura, in definitiva, altro non vuol dire se non determinare lo stato di tensione e di deformazione dello schema assunto come modello della realtà. Ogni metodo di calcolo è strettamente connesso al modello adottato. Con la nascita della Teoria dell'elasticità, le strutture sono state sempre rappresentate attraverso modelli continui il cui "calcolo" consiste nel ricercare gli spostamenti, note le caratteristiche geometriche, quelle elastiche, e i carichi applicati. Le equazioni che governano il problema sono differenziali, lineari (di primo grado), del quarto ordine (fino alla derivata quarta), generalmente a coefficienti costanti, la cui soluzione diretta consente la conoscenza delle incognite in tutti i punti del modello. Tale soluzione può essere perseguita attraverso integrazioni in forma chiusa, cioè trovando la funzione ma-



tematica risoltrice delle equazioni differenziali, direttamente o attraverso sviluppi in serie di Fourier; in tale modo, gli spostamenti incogniti divengono noti in tutti i punti del modello e, con essi, lo stato tensionale. Per le equazioni differenziali di difficile o impossibile soluzione diretta si può, invece, ricorrere a un artificio che consiste nel discretizzare l'algoritmo di calcolo in modo tale da ottenere un numero finito di soluzioni dell'equazione completa. Tale procedura, è nota come metodo delle differenze finite, in questo modo il problema risolutivo viene trasferito dall'ambito del calcolo infinitesimale a quello dell'algebra lineare. Tale metodo, che in definitiva identifica la struttura come un reticolo di punti dei quali sono incogniti gli spostamenti, è difficilmente applicabile al caso di geometrie irregolari o di particolari condizioni al contorno; esso, peraltro, richiede un infittimento dell'intera maglia anche per conseguire approfondimenti in una sola zona particolare. Un metodo di soluzione diverso, applicabile nel caso di equazioni "irrisolubili" o di difficile soluzione, è il cosiddetto metodo numerico detto anche metodo per tentativi, si tratta di risolvere le equazioni inserendo, per tentativi, dei possibili valori della soluzione e verificando che essi le soddisfino; si procede, cioè, per successive iterazioni con valori sempre più vicini a quello vero e si interrompe la procedura solamente quando l'approssimazione conseguita risulta accettabile. Un differente approccio per la risoluzione dei modelli di calcolo fu proposto da studiosi quali Grashof (nel 1878), Bach (nel 1890) e Marcus (nel 1925) i quali, per aggirare l'ostacolo costituito dalla risoluzione delle equazioni che governavano l'equilibrio delle piastre,

pensarono di modellare queste ultime come sistemi di travi (a nodi cerniera, o a nodi incastro) trasformando, così, un problema bi-dimensionale in uno mono-dimensionale. Il modello non era più continuo ma discontinuo. Trovavano inevitabilmente un limite nelle approssimazioni compiute e nella necessità di dover accrescere notevolmente il numero degli elementi per poter conseguire soluzioni caratterizzate da approssimazioni accettabili. Tali procedure, se presentavano il vantaggio di poter applicare alle strutture bi-dimensionali metodi di calcolo di uso corrente per la risoluzione dei sistemi di elementi mono-dimensionali, richiedevano però geometrie regolari. Un procedimento risolutivo del tutto diverso dai precedenti, seppure rientrante tra le "discretizzazioni a priori", e quello noto come metodo degli elementi finiti che, con l'affermarsi dei computer, ha rivoluzionato il mondo del calcolo strutturale. Esso consiste nello schematizzare la struttura come un mosaico, ovvero come un insieme di elementi continui (dotati di dimensioni finite) mutuamente collegati in corrispondenza degli spigoli (o nodi) i cui spostamenti vengono assunti quali incognite. Si tratta in effetti di discretizzare il continuo rappresentandolo, globalmente, attraverso gli spostamenti dei nodi e, localmente, mediante funzioni interpolanti che esprimono il comportamento di ciascun elemento: le due rappresentazioni (globale e locale), in tale metodo, sono congruenti. Gli elementi (a una, due o tre dimensioni) possono essere distribuiti in maniera qualunque all'interno della struttura. In generale, comunque, il maggior limite dei metodi di calcolo agli elementi finiti è rappresentato dal rischio di una non corretta interpretazione dei ri-

sultati dovuta sia al tipo di discretizzazione che alla convergenza delle soluzioni. In definitiva, i metodi di discretizzazione rispetto alle soluzioni in forma chiusa, sono applicabili a strutture di qualsiasi genere ma a prezzo di soluzioni approssimate invece che esatte. E' bene ricordare che il tipo di discretizzazione da adottare deve tener conto, tra l'altro, della semplice gestibilità dei risultati, nel senso che un numero eccessivo di essi non solo può essere inutile ma, addirittura, controproducente: una polverizzazione delle soluzioni, infatti, può far perdere di vista il comportamento generale e gli aspetti significativi del problema. Le metodologie di calcolo di cui si è detto, sono state impiegate sino alla fine degli anni Sessanta, in maniera "manuale" nel senso che tutte le operazioni, dalle soluzioni in forma chiusa delle equazioni differenziali all'applicazione dei metodi di discretizzazione sino ad allora noti, venivano effettuate dal progettista con l'ausilio di due soli strumenti: il regolo calcolatore (Figura 3-12) o la calcolatrice meccanica.



**Figura 3-12. Regolo calcolatore**

Nello spirito di un approccio completamente diverso, troverebbe validità l'applicazione di metodi agli elementi finiti con i quali schematizzare le singole unità lapidee componenti e i vincoli reciproci, ma tale

operazione comporterebbe sistemi di equazioni abnormi e relazioni estremamente aleatorie. Sotto l'aspetto applicativo sembra, quindi, preferibile uno studio delle pareti murarie condotto attraverso una modellazione in macro-elementi, mediante la quale l'intera parete possa essere riguardata come l'insieme di tanti pannelli murari, dotati di caratteristiche anche differenti.

### **3.5.1 Analisi lineare statica**

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- non si effettua l'analisi dinamica della costruzione per determinare i modi di vibrare "naturali" della costruzione e si ipotizza un modo di vibrare principale della costruzione caratterizzato da un periodo  $T_1$  calcolato in maniera approssimata, e da spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione (7.3.6) delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota  $\lambda$  di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , 1,0 in tutti gli altri casi;
- si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il solo modo di vibrare principale considerato;
- non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano modi di vibrare secondari.

E' consentita per costruzioni regolari in altezza purché il primo periodo proprio di vibrazione  $T_1$  della struttura soddisfi la condizione:

$$T_1 \leq 2.5T_c .$$

Per edifici con altezza dal piano di fondazione  $H \geq 40$  m (e cioè, di fatto, per qualunque edificio in muratura),  $T_1$  può essere valutato attraverso l'espressione:  $T_1 = 0.05H^{3/4}$ .

### 3.5.2 *Analisi lineare dinamica*

Tale metodo consiste nel considerare la struttura come un multi-oscillatore, nel determinarne mediante un'analisi modale gli spostamenti massimi e nel risalire alle forze statiche equivalenti, ovvero a quelle che producono gli stessi spostamenti.

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare

di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione  $T$ , da uno smorzamento convenzionale  $\xi$  caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5%. Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

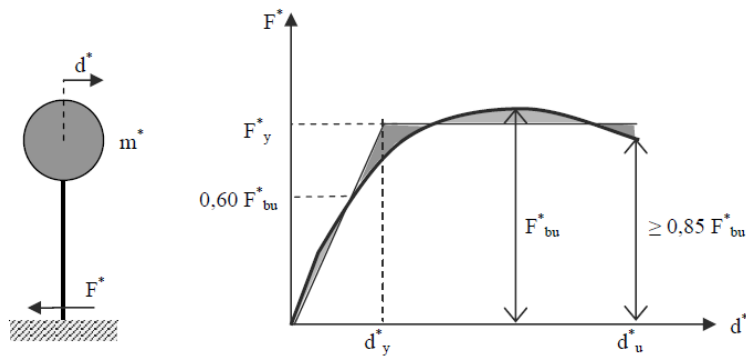
L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di

vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale. Solo per strutture non dissipative è ammessa altresì la possibilità di condurre un'analisi lineare dinamica mediante integrazione al passo delle equazioni del moto (v. § 7.3.2 delle NTC), nel qual caso l'azione sismica deve essere rappresentata in forma di componenti accelerometriche, secondo quanto specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC-

### ***3.5.3 Analisi sismica, statica non lineare***

Le strutture in muratura essendo caratterizzate da un comportamento non lineare risultano, in ogni caso, più significativamente rappresentate attraverso un'analisi statica non lineare. Pertanto, tale metodo è applicabile anche per gli edifici in muratura anche se il modo di vibrare fondamentale ha una massa partecipante inferiore al 75%. Questo tipo di analisi viene utilizzata per sistemi dissipativi, come le strutture in muratura, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e, quindi, della risposta sismica globale dell'edificio. Questo metodo d'analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratte-

rizzato da una significativa partecipazione di massa. L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (Figura 3-13).



**Figura 3-13. Sistema e diagramma bilineare equivalente**

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove  $\Gamma$  è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\varphi$  è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$ ; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.



Il metodo consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali, tali da far crescere in maniera monotona gli spostamenti orizzontali della struttura, fino al raggiungimento delle condizioni limite. Può essere utilizzata per verificare l'effettiva distribuzione della domanda anelastica degli edifici progettati con il fattore di riduzione  $q$  e per valutare le capacità statiche possedute dagli edifici esistenti. Si ipotizza un comportamento dei maschi murari, ovvero dei pannelli di maschio, di tipo elastico-perfettamente plastico per effetto delle sollecitazioni di pressoflessione o taglio. Si può tenere conto della variazione delle forze verticali. Tale metodo si può applicare ad edifici regolari in pianta e in altezza, ma si può utilizzare anche per quelli non regolari purché si tenga conto dell'evoluzione della rigidezza e delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni anelastiche. La modellazione è identica a quella adottata per l'analisi statica lineare. Tale metodo prevede, in ogni caso, solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche nei singoli elementi. Le verifiche fuori piano potranno, invece, essere effettuate separatamente secondo le procedure indicate per l'analisi statica lineare.

#### ***3.5.3.1 Analisi non lineare "meccanica"***

Come è noto, la muratura si distingue dagli altri materiali come il legno, i metalli o il conglomerato cementizio armato, principalmente per la sua resistenza a trazione che risulta talmente bassa da poter essere, nella quasi totalità dei casi, trascurata. Ciò comporta, quando inter-

vengano sollecitazioni da presso-flessione, la possibilità che le sezioni si parzializzino: la zona non reagente a trazione (o quella ove si è superata tale resistenza) subisce una fessurazione, per cui solamente la parte residua compressa, ed eventualmente quella debolmente tesa, rimangono impegnate nell'assorbimento delle sollecitazioni applicate. Tale fenomeno, particolarmente rilevante nelle sezioni estreme dei pannelli murari, induce un comportamento non lineare della struttura e riduce l'area reagente, modificando la rigidezza del pannello. Poiché in un edificio multipiano caricato uniformemente, la caratteristica di sforzo normale decresce verso l'alto, mentre il momento flettente rimane pressoché costante, le murature parzializzate si riscontrano più frequentemente ai piani alti. Nei casi reali, inoltre, tale parzializzazione è maggiormente accentuata verso le zone di estremità dei pannelli, mentre si esaurisce lungo il fusto (sezioni interamente reagenti) tutte le volte che i momenti applicati alle sezioni di estremità (superiore e inferiore) sono dello stesso segno; in ogni caso, il fenomeno della parzializzazione accentua la snellezza dell'elemento nei riguardi delle verifiche all'instabilità.

#### ***3.5.3.2 Analisi non lineare "geometrica"***

Come è noto, il comportamento di elementi strutturali sottoposti a compressione è fortemente condizionato dalla snellezza dell'elemento, in quanto il fenomeno di rottura può essere preceduto dalla crisi per instabilità. Nel caso particolare di pareti in muratura, una simile evenienza può verificarsi essenzialmente in direzione trasversale, ove la snellezza del muro può attingere valori tali da non consentire più di

confondere la configurazione deformata con quella indeformata. In altri termini, occorre tenere conto degli effetti della non linearità geometrica tutte le volte che le deformazioni dovute allo sforzo normale eccentrico sono dello stesso ordine di grandezza dell'eccentricità.

#### **3.5.4 *Analisi non lineare dinamica***

I modelli strutturali da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione del comportamento degli elementi strutturali in termini di resistenza, anche in funzione di possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche, e di comportamento post-elastico. Quando si effettua questo tipo di analisi occorre utilizzare un'analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti dei carichi verticali. Questa analisi deve precedere l'analisi con accelerogrammi e può essere anche di tipo statico-incrementale, facendo crescere tutti i carichi gravitazionali in maniera proporzionale fino al loro valore di progetto. Il confronto tra analisi dinamica non lineare ed analisi modale con spettro di progetto in termini di sollecitazioni globali alla base è finalizzato a verificare che tali differenze siano contenute, a riprova della bontà dell'analisi dinamica non lineare effettuata.

### **3.6 Verifica sismica per edifici esistenti**

Si devono condurre verifiche di sicurezza sismica ed effettuare interventi di adeguamento per:

- sopraelevare o ampliare l'edificio (purché compatibili con le larghezze delle strade);
- apportare variazioni di destinazione con incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%;
- effettuare interventi strutturali di trasformazione che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;
- effettuare interventi strutturali di modifica, rinnovamento o sostituzione di parti strutturali, che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio.

A differenza di quanto è prescritto per gli edifici di nuova costruzione, la valutazione della sicurezza deve essere condotta nei riguardi di tre possibili condizioni di danneggiamento o di crisi:

- *Stato limite di danno limitato (SLDL)*, corrispondente a danni modesti; elementi strutturali non danneggiati ed elementi non strutturali riparabili. Esso può essere assimilato allo *SLD* degli edifici nuovi.
- *Stato limite di danno severo (SLDS)*, corrispondente a danni importanti con forte riduzione di resistenza e rigidezza, a elementi non strutturali danneggiati e a riparazioni non convenienti. Esso può essere assimilato allo *SLU* dei nuovi edifici.
- *Stato limite di collasso (SLCO)*, corrispondente a struttura fortemente danneggiata, appena in grado di sostenere i carichi verticali, ma incapace di assorbire nuove accelerazioni sismiche. Esso può essere assimilato a un'azione di progetto più elevata dello *SLU* e dello *SLD* per gli edifici di nuova costru-

zione, con minori probabilità di superamento; le accelerazioni si ottengono amplificando per 1.5 i valori corrispondenti allo *SLDL*.

I coefficienti di sicurezza  $\gamma_m$ , che si possono adottare nelle verifiche dipendono dal livello di conoscenza che si possiede della struttura e che viene definito attraverso differenti livelli di approfondimento dei seguenti parametri generali di cognizione:

- La Geometria della struttura portante può essere individuata mediante:
  - Rilievo sommario ovvero rilievo dei principali elementi strutturali resistenti a taglio per ogni piano e stima a campione della rigidità dei solai.
  - Rilievo completo ovvero rilievo di tutti gli elementi in muratura per ogni piano, di tutti i solai e verifica sperimentale, a campione, della loro rigidità;
- I Dettagli costruttivi possono essere determinati mediante:
  - Verifiche in situ limitate ovvero rilievo visivo a campione.
  - Verifiche in situ esaustive ovvero rilievo visivo con saggi a campione per conoscere i collegamenti tra muri ortogonali e tra solai e muri; verifica sistematica dell'esistenza di architravi, di elementi spingenti e di elementi (anche non strutturali) ad elevata vulnerabilità.

- Le Proprietà dei materiali possono essere definite attraverso:
  - Verifiche in situ limitate, ovvero esame visivo e informazioni attinte da letteratura o da vecchie normative.
  - Verifiche in situ estese, comprendenti le verifiche in situ limitate e almeno una prova su ciascun tipo di muratura presente.
  - Verifiche in situ esaustive comprendenti le verifiche in situ limitate e almeno tre prove su ciascun tipo di muratura.

La definizione dei coefficienti parziali di sicurezza e dei metodi di analisi adottabili è così correlata al livello di conoscenza della struttura:

$\gamma_m = 3$  e Analisi lineare nel caso di Conoscenza Limitata (LC1), ovvero in presenza di: Rilievo sommario della geometria; Verifiche limitate dei dettagli costruttivi; Verifiche limitate dei materiali.

$\gamma_m = 2$  e Analisi qualsiasi nel caso di Conoscenza Adeguata (LC2), ovvero in presenza di: Rilievo completo della geometria; Verifiche limitate dei dettagli costruttivi; Verifiche estese dei materiali.

$\gamma_m = 1.4$  e Analisi qualsiasi nel caso di Conoscenza Accurata (LC3) ovvero in presenza di: Rilievo completo della geometria; Verifiche esaustive dei dettagli costruttivi.; Verifiche esaustive dei materiali. Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni, è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.

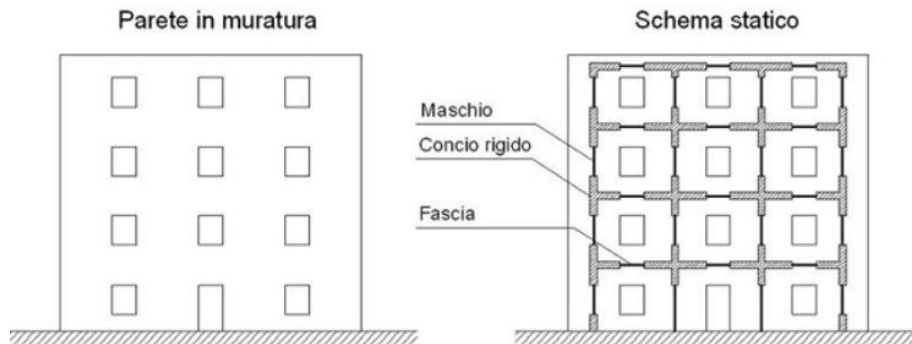
Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.

### **3.7 Le pareti sollecitate da azioni sismiche**

#### **3.7.1 Modelli di calcolo**

Al pari di quanto accade per gli edifici soggetti ad azioni verticali, anche nel caso di azioni orizzontali, un modo possibile di rappresentare il reale comportamento della struttura e quello di adottare modelli discretizzati agli elementi finiti in grado di rappresentare l'intera costruzione: al riguardo si può però ripetere quanto già detto in precedenza, sia con riferimento alle difficoltà connesse all'impiego di tali metodi, sia per quanto riguarda l'attendibilità dei risultati. In alternativa a tale modo di procedere, si può conseguire un modello differente scomponendo l'intero edificio nelle singole pareti che lo costituiscono e isolandole dagli orizzontamenti: ciascuna di esse può essere schematizzata, in presenza di forature (finestre, porte, balconi), considerando i ma-

schì murari e le fasce di piano, rispettivamente, come i ritti e i traversi di un sistema ideale di elementi mono-dimensionali (Figura 3-14).



**Figura 3-14. Suddivisione della parete in maschi e fasce**

Il modello di calcolo più diffuso per pareti forate sollecitate da azioni verticali e orizzontali è dunque, quello costituito da una sorta di telaio a nodi rigidi i cui ritti sono rappresentati dai pannelli di maschio (dotati di deformabilità estensionale, flessionale e tagliante) i cui traversi sono rappresentati dalle fasce di piano, supposte rigide sia estensionalmente che flessionalmente. Si consideri un pannello di maschio (o un insieme di pannelli) vincolato da un incastro alla base e da una cortina di pendoli in sommità, che venga sollecitato da uno sforzo normale costante  $N$  e da una forza orizzontale tagliante  $V$  variabile in intensità, la relazione che lega la forza  $F$  allo spostamento duale  $\delta$ , definisce la cosiddetta curva caratteristica, così appellata perché indica il modo di comportarsi del pannello; la tangente in ciascuno dei suoi punti rappresenta, ovviamente, la rigidezza  $k$  alla traslazione del pannello (o dei pannelli). Tale curva, che può essere ricavata sperimen-



talmente attraverso una prova monotona o come involuppo di più prove cicliche, esibisce equilibrio di seconda specie con un andamento nel quale è possibile distinguere:

- un primo tratto crescente con legge elastica-lineare (nell'ambito del quale le sezioni sono tutte interamente reagenti), inclinato dell'angolo  $\alpha_1$ , la cui tangente rappresenta la rigidezza elastica  $k_1$ , (iniziale o all'origine),
- un secondo ramo crescente con legge non lineare, rappresentativo di un comportamento elastico non più proporzionale, dovuto ai di fessurazione che si verificano nelle sezioni e che ne determinano la parzializzazione, la cui inclinazione diminuisce progressivamente sino ad annullarsi in corrispondenza del carico di rottura  $V_r$ . Ad essa corrisponde, per ciascun valore di  $V$ , la rigidezza  $k$  che rappresenta, geometricamente la tangente alla curva nel punto considerato e può assumere valori compresi nell'intervallo  $[k_1, 0]$ ;
- un terzo tratto decrescente legato alla duttilità che, partendo dal punto di massimo  $(V_r, \delta_r)$ , si interrompe quando il pannello esaurisce ogni capacità portante (tale ramo manca in tutti i casi di rottura fragile).

### 3.8 Metodo elementi finiti

Tale simulazione numerica ha avuto il proprio sviluppo in seguito alla nascita e alla diffusione degli elaboratori elettronici, i soli strumenti che potessero consentire applicazioni di vasto impiego del metodo, at-

traverso la messa a punto di codici di calcolo caratterizzati da elevate capacità e notevole diffusione. Un'autentica iattura è rappresentata dal fatto che la quasi totalità dei professionisti utilizza tali strumenti ignorandone persino i fondamenti: ciò conferisce al progettista l'illusione di poter delegare la risoluzione di qualunque problema strutturale al computer, mentre nella realtà, utilizzando uno strumento potentissimo che non conosce, rischia di commettere errori dei quali non è in grado neppure di valutare la portata. È questo uno dei motivi per i quali, all'uso di tali strumenti, rimane di gran lunga preferibile l'impiego di metodi "manuali", basati su concetti già ben radicati, che possono fornire risultati non meno utili e spesso più affidabili. In generale, il metodo degli elementi finiti è un procedimento di discretizzazione "a priori" che consiste nel modellare la struttura come un insieme di elementi poligonali, di dimensioni piccole ma finite, connessi tra loro solamente in corrispondenza dei vertici, che vengono definiti nodi. La struttura viene perciò rappresentata attraverso l'insieme di questi ultimi che costituiscono un sistema di punti materiali collegati elasticamente dagli elementi e sono sottoposti alle azioni esterne di carico (schematizzate come carichi nodali equivalenti) e a quelle interne. Gli spostamenti dei nodi rappresentano i gradi di libertà incogniti della struttura, noti i quali (attraverso funzioni di forma che esprimono il comportamento interno degli elementi) è possibile risalire allo stato di deformazione e di tensione per ciascun elemento. Il continuo elastico caratterizzato da un numero infinito di incognite viene così ridotto ad un problema con numero finito di gradi di libertà la cui risoluzione si

persegue applicando il metodo degli spostamenti, ossia imponendo condizioni di equilibrio all'intero sistema; la congruenza è, invece, garantita dalle condizioni generali nei soli nodi oltre che, tramite le funzioni di forma, tra i diversi elementi. Come accade per qualunque metodo di discretizzazione, anche in tale caso il comportamento del modello è tanto più vicino alla struttura reale quanto maggiore è il numero degli elementi impiegati e migliore la loro collocazione, ovvero quanto più fitta e accurata è la mesh utilizzata per definire nodi ed elementi. Uno dei vantaggi offerti da tale metodo è che permette di approfondire la conoscenza dello stato di tensione e di deformazione nelle sole zone che destano maggiore interesse (come ad esempio quelle sottoposte a tensioni di trazione) o quelle in corrispondenza delle quali si verificano elevati gradienti di tensione e di deformazione; altra innegabile prerogativa, è costituita dalla possibilità di analizzare strutture aventi forma qualunque. L'applicazione del metodo alle opere murarie non è, però, così immediata come potrebbe sembrare, a causa di alcune peculiarità che distinguono tali costruzioni. Le ipotesi di omogeneità, isotropia, isoresistenza e comportamento elastico lineare indefinito, soddisfatte dai materiali metallici e accettabili per il conglomerato cementizio armato, non lo sono certo per la muratura. Un modo per evitare i problemi connessi all'eterogeneità e all'anisotropia del materiale è quello di modellare separatamente le unità lapidee e i giunti di malta, in modo da poter assegnare a ciascuno dei due materiali le rispettive caratteristiche geometriche, meccaniche ed elastiche. Tale discretizzazione comporta, però, la necessità di impiegare un

numero molto elevato di elementi il che, con le capacità computazionali solitamente disponibili, consente al più l'analisi di isolati componenti, ma non di strutture complesse. In alternativa è necessario considerare la costruzione muraria come costituita da un materiale omogeneo e isotropo equivalente, sia sotto l'aspetto elastico che meccanico. Per il calcolo corrente delle pareti murarie di un edificio è impensabile utilizzare simili strumenti di analisi, essendo di gran lunga preferibile l'impiego di procedure ai "macro-elementi", che forniscono risultati oltremodo soddisfacenti, senza eccessivi oneri. Viceversa, per l'analisi di strutture lapidee quali le volte, è possibile utilizzare proficuamente gli elementi finiti, mancando attualmente metodologie alternative.

### **3.9 Metodi ai macro-elementi**

In considerazione del fatto che anche la sola "utilizzazione" di codici commerciali agli elementi finiti comporta difficoltà notevoli, dovute sia alla discretizzazione della struttura (modello geometrico, meccanico e di carico) che all'analisi e alla sintesi dei risultati, per la risoluzione dei problemi professionali e quasi sempre necessario il ricorso a metodi di maggiore respiro applicativo quali quelli basati su di una discretizzazione in macro-elementi che schematizzano la generica parete muraria forata, come un insieme di pannelli reciprocamente connessi. Dei metodi illustrati nella breve panoramica che segue, alcuni rivestono oramai solamente un interesse storico, mentre altri risultano tuttora attuali.

### **3.9.1 Metodo RAN**

Attraverso procedure concettualmente semplici e di applicazione relativamente facile (quali sono necessarie nello svolgimento dell'attività professionale), risultati teorici molto vicini a quelli riscontrati sperimentalmente (al vero e su modelli). Si tratta di un procedimento agli stati limite (elastico e plastico) per taglio o presso-flessione. Il metodo chiamato RAN (acronimo dei nomi Raithel e Augenti Nicola) è stato concepito per l'analisi agli stati limite di pareti murarie (dotate di distribuzione regolare o irregolare dei vani), schematizzabili come insiemi di macro-elementi (pannelli di maschio, di nodo e di fascia) sollecitati da azioni verticali e orizzontali, che possono attingere il collasso per taglio o per presso-flessione. E' possibile, non solo verificare le pareti di un edificio per i carichi di esercizio ad esse applicati, ma anche determinare la forza orizzontale massima che ciascuna è in grado di sopportare ad ogni piano. Questo modello permette anche di progettare gli interventi di consolidamento necessari e di valutarne l'efficacia.

### **3.9.2 Metodo POR**

sviluppato negli anni 80, cioè in un periodo di ancora scarsa diffusione dei computer. Uno degli obiettivi di questo metodo era infatti rendere possibile, nonostante le difficoltà connesse all'analisi incrementale a collasso, l'applicazione anche attraverso procedimenti di calcolo manuale. Per questo schematizza la struttura in modo molto semplificato, tenendo conto del contributo resistente dei soli elementi murari dispo-

sti verticalmente senza prendere in esame la rigidezza reale delle fasce orizzontali di muratura. La scelta di considerare il solaio a rigidezza infinita, come sistema di collegamento tra le diverse pareti murarie in sostituzione dell'effettiva rigidezza del sistema solaio+fascia, equivale ad utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari verticali sono da considerarsi a rotazioni impedita all'estremità.

Sintesi delle caratteristiche del metodo POR:

- Modello semplificato, di facile implementazione numerica ed eventualmente calcolabile anche manualmente
- Solai infinitamente rigidi
- Non sono previsti meccanismi di danneggiamento delle fasce
- Rigidezza strutturale sovrastimata
- Duttilità strutturale fortemente sottostimata

### **3.9.3 Metodo 3MURI**

Tra i modelli a macroelementi più recentemente ideati per affrontare un'analisi globale dell'edificio in muratura, è da annoverare la proposta di Gambarotta e Lagomarsino, che rappresenta la modellazione costitutiva alla base del codice di calcolo 3MURI (Galasco et al., 2002).

Si basa sull'utilizzo del metodo FME (Frame by Macro Elements) il quale a sua volta si ispira sul metodo del telaio equivalente con macroelementi. Tale metodo deriva dall'osservazione del reale comportamento di edifici danneggiati dal sisma e tiene in conto i differenti meccanismi di danno. Questa modellazione utilizza spostamenti e rotazioni nodali come grandezze cinematiche ed azioni risultanti (sforzo

assiale, taglio e momento flettente) come grandezze statiche. Questo sembrerebbe associare il modello alla classe dei modelli monodimensionali; tuttavia, vengono introdotti gradi di libertà all'interno dell'elemento e vengono fatte particolari considerazioni su possibili cinematismi di ribaltamento e di scorrimento come nella modellazione bidimensionale. Il grande vantaggio di questo metodo consiste nella possibilità di riprodurre efficacemente le caratteristiche più importanti della non linearità del comportamento dei pannelli murari. Per quanto riguarda l'onere computazionale, non si presenta eccessivo, in quanto si tratta comunque di una macromodellazione; tuttavia, il metodo presenta una complessità maggiore rispetto alle modellazioni già viste. La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio che coinvolgano un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie. Con riferimento ad un pannello di larghezza  $d$  e spessore  $t$ , il macroelemento è costituito di tre parti: la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità 1 e 3 di spessore infinitesimo  $\Delta$ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale è invece situata nel corpo centrale 2 di altezza  $h$  che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico (Figura 3-15) completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi  $i$  e  $j$  e quelli dei nodi di interfaccia 1 e 2. Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la

cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture 1, 2 e 3. Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto gradi di libertà: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità e le due componenti del macroelemento.

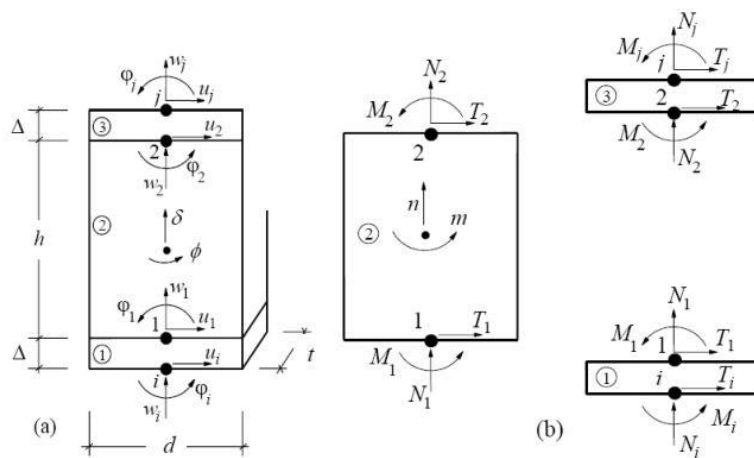


Figura 3-15. Modello cinematico del macroelemento

### 3.9.3.1 Modellazione della parete

Divisa la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni di sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche) e che vengono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo e due gradi di libertà aggiuntivi interni. 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  $(x,y)$  nel piano della parete e dalla quota  $z$  corrispondente a quelle degli orizzontamenti. Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano (Figura 3-16).

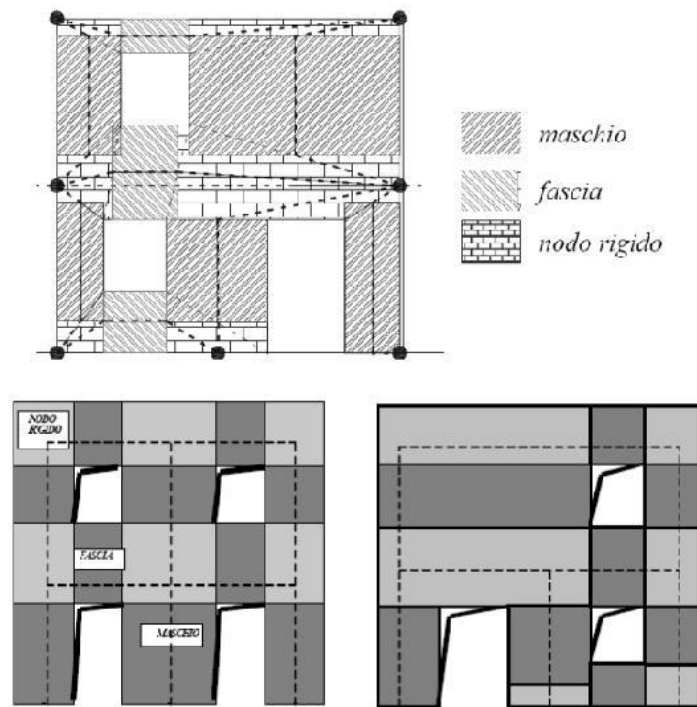


Figura 3-16. Schematizzazione a telaio equivalente

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi: considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi potrebbero non coincidere con il nodo; nei blocchi rigidi si potrà quindi verificare un'eccentricità tra nodo del modello e quello dell'elemento deformabile. La modellazione strutturale richiede inoltre la possibilità di inserire travi a sezione costante, individuate nel piano dalla posizione di due nodi di estremità. Noti la lunghezza, l'area, il momento d'inerzia e il modulo elastico è possibile ricostruire la matrice di rigidezza e si applicano le consuete formulazioni di legame elastico. Oltre alla presenza di vere e proprie travi, il modello prevede la presenza di dispositivi a catena: queste strutture metalliche sono provviste di rigidezza flessionale e perdono ogni efficacia nel caso divengano compresse. Questa loro peculiarità comporta un ulteriore elemento di non linearità nel modello: la rigidezza complessiva del sistema deve diminuire qualora una catena divenisse compressa e deve aumentare nel caso contrario. 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. L'Ordinanza richiede la formulazione di meccanismi che considerino sia la risposta flessionale, sia la risposta a taglio il meccanismo di pressoflessione è affrontato, in modo rigoroso, considerando l'effettiva redistribuzione delle compressioni dovute sia alla parzializzazione della sezione, sia al raggiungimento della resistenza massima a compressione. Lo spostamento ultimo associato al meccanismo di

pressoflessione è determinato sulla base del valore massimo di drift previsto per questo meccanismo: 0.6%.

Il meccanismo di taglio, descritto secondo il legame sviluppato da Gambarotta-Lagomarsino, riesce a cogliere il progressivo degrado di resistenza e rigidezza dell'elemento, attraverso le grandezze descrittive del danneggiamento. La deformazione ultima a taglio è determinata sulla base del valore massimo di drift previsto dalla normativa: 0.4%.

La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane: le pareti e gli orizzontamenti, entrambi privi di rigidezza flessionale fuori dal piano. Il modello così realizzato 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).

La potenzialità di tale tecnica di modellazione è quella di individuare i punti di debolezza strutturale mediante una mappatura colorata riportata in Figura 3-17 (ad ogni colore viene associato un livello di degrado localizzato).

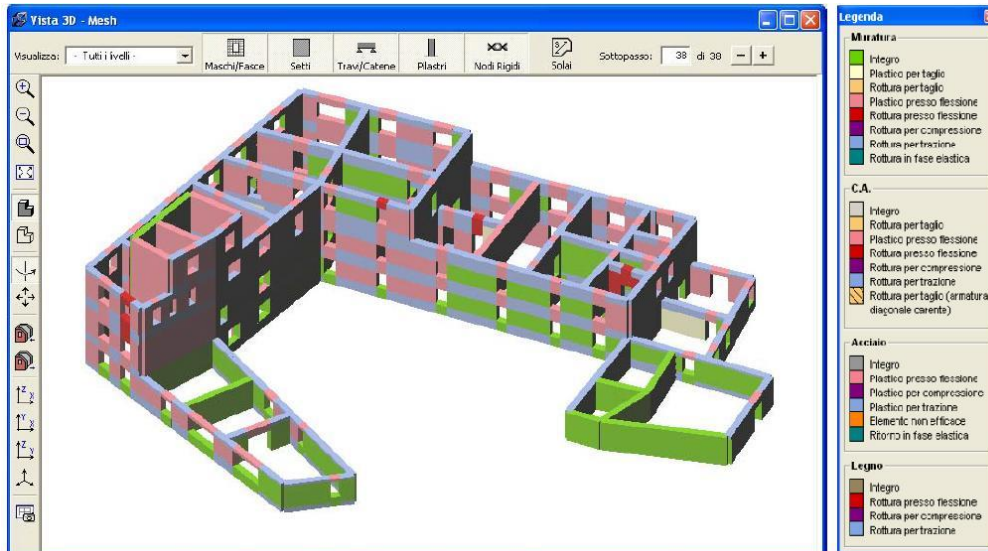


Figura 3-17. Modello di Mash in 3D e legenda

Il degrado strutturale di ogni singola parete, come conseguenza del progressivo caricamento della struttura è evidenziato mediante mappe di danneggiamento riportate sulle pareti.

La Figura 3-18 riporta i diversi stadi di degrado della struttura in funzione del livello di carico raggiunto. Grazie a questo strumento è possibile individuare i punti in cui intervenire per eseguire opere di adeguamento mirato.

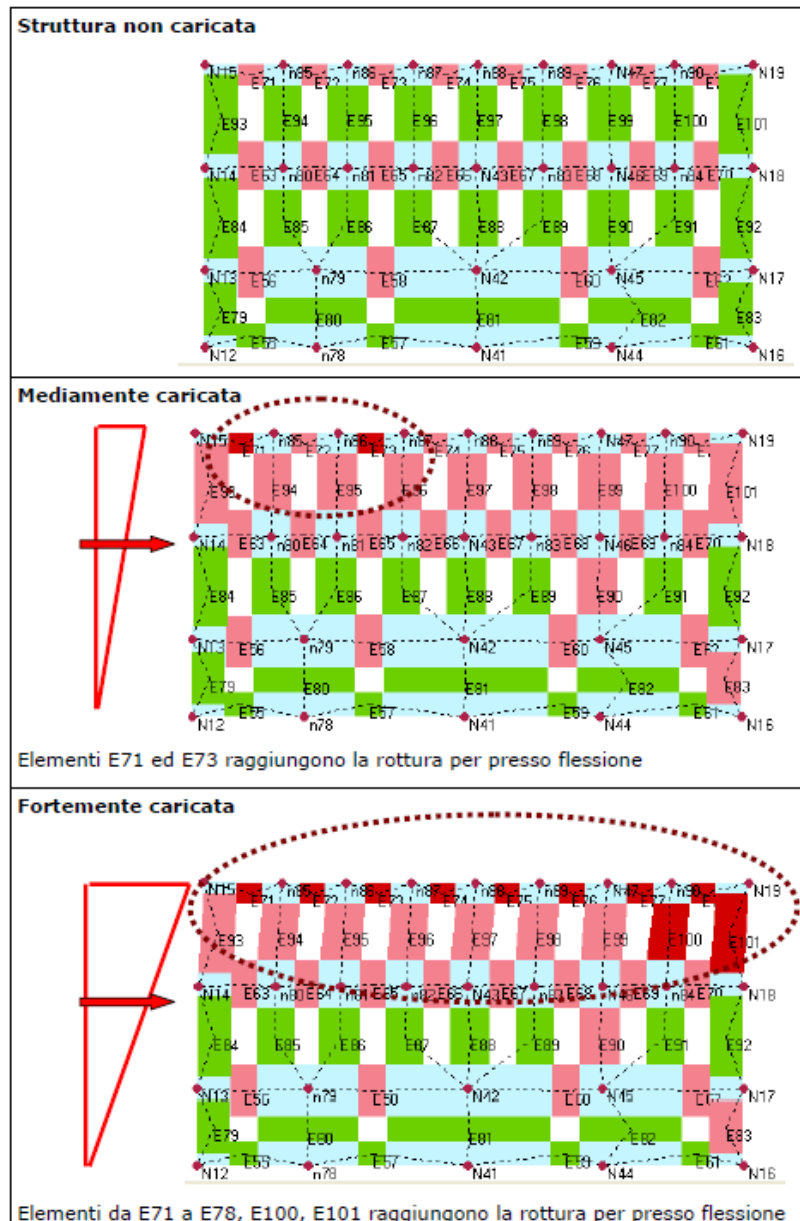


Figura 3-18. Stadi di degrado in funzione del carico applicato

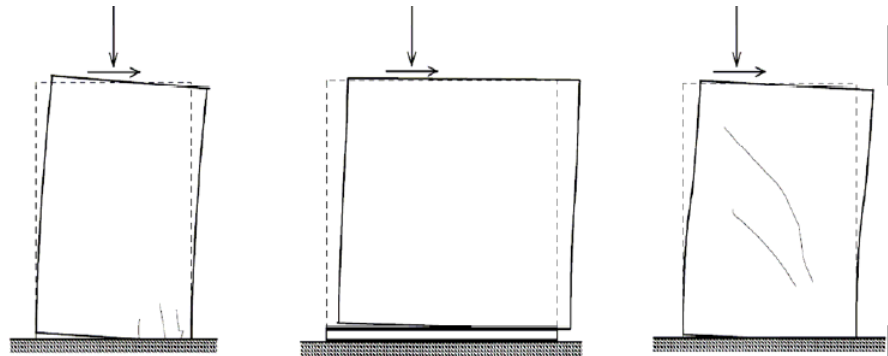
Definita la pianta dell'edificio, le eccentricità accidentali richieste dalle normative vengono calcolate in modo automatico. Questo comporta la creazione di una tabella per il calcolo di 24 condizioni di carico, quante sono quelle previste da normativa.

L'osservazione dei danni provocati dal terremoto è la fonte principale per conoscere e valutarne gli effetti sulle strutture. La complessità del problema non consente a priori analisi teoriche rigorose ed il punto di partenza è l'analisi di come le strutture rispondono alle sollecitazioni sismiche. Nella Figura 3-19 si evidenziano gli effetti del sisma su due strutture:



**Figura 3-19. Principali danni causati da eventi sismici**

L'osservazione sistematica di queste strutture in muratura ha evidenziato i tre principali meccanismi di rottura riportati sotto:

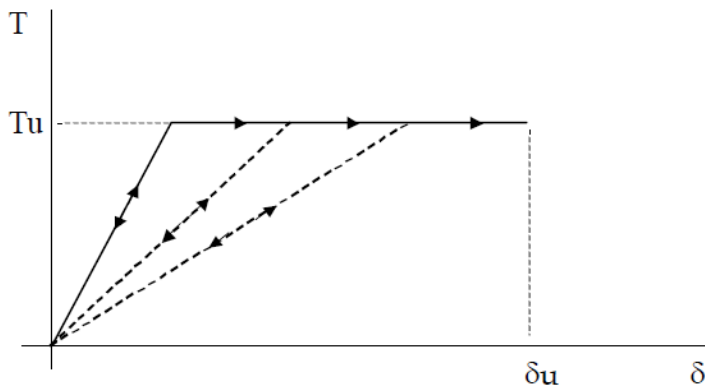


**Figura 3-20. a) meccanismo di presso-flessione, b) scorrimento, c) taglio**

A seguito di queste considerazioni, sono stati sviluppati modelli di calcolo secondo l'ipotesi di telaio equivalente basati sulla formulazione non lineare di macroelementi rappresentativi delle caratteristiche dei pannelli in muratura. Si individuano tre tipi di elementi: elementi di fascia, posti sopra le aperture, elementi maschi posti a fianco delle aperture ed elementi rigidi, che si trova compreso tra gli altri elementi e che in genere non confina con aperture.

Il legame introdotto è, come già precisato, degradante: la rigidezza di un elemento che abbia superato la soglia di resistenza è pari alla rigidezza secante corrispondente al massimo stato di spostamento in cui sia venuto a trovarsi (Figura 3-21). A tale fine sono definite delle variabili di danno, associate rispettivamente alle caratteristiche di sollecitazione di taglio e momento flettente (una per ciascun estremo

dell'elemento). Esse sono atte a memorizzare il massimo stato di spostamento raggiunto e, conseguentemente, lo stato di danneggiamento e di sollecitazione realizzatisi nella storia precedente dall'elemento. Tali variabili possono essere comprese tra 0 (fase iniziale elastica) e 1 (nel caso limite di duttilità infinita), essendo correlate al rapporto tra il valore della caratteristica di sollecitazione (taglio e/o momento), fornito dalla previsione elastica con rigidezza iniziale, e quello variato secondo la rigidezza secante a seguito del superamento della soglia elastica.



**Figura 3-21. Legame con limitata resistenza e degrado della rigidezza**

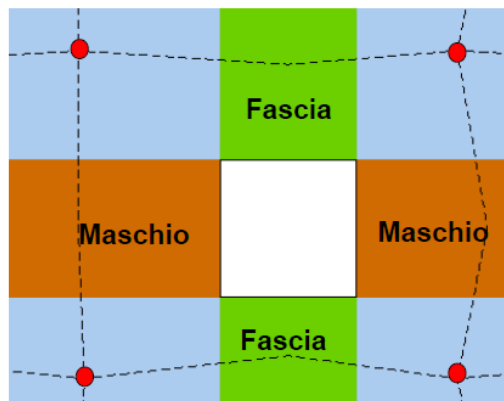
Il collasso dell'elemento è fissato in corrispondenza del raggiungimento del valore ultimo di spostamento, determinato in termini di drift seguendo i limiti previsti per il meccanismo di rottura associato

### ***3.9.3.2 Costruzione automatica del telaio equivalente in 3Muri***

Il modello a telaio equivalente è costituito da macroelementi che collaborano tra di loro e che schematizzano le pareti murarie. Il modulo più semplice prevede la contiguità degli elementi fascia e maschio



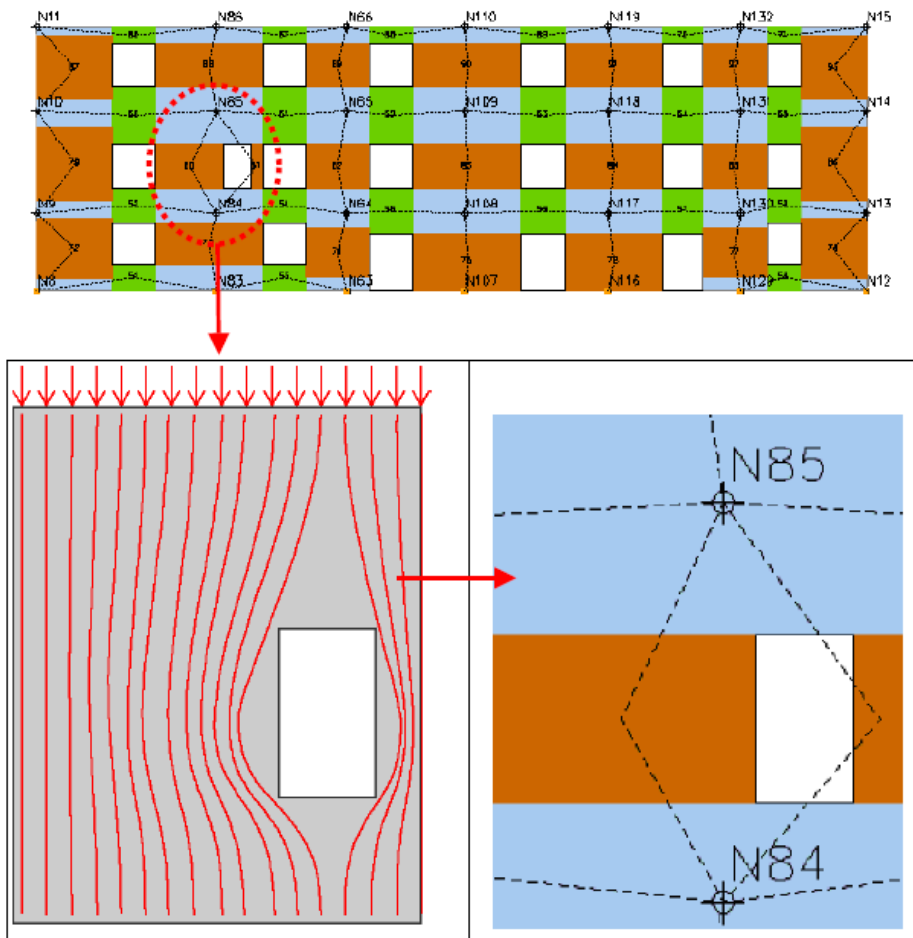
adiacenti all'apertura come rappresentato nella Figura 3-22 . Gli elementi non confinanti sono considerati infinitamente rigidi.



**Figura 3-22. Vari elementi di un pannello murario**

Come in una struttura in c.a. le travi e i pilastri confluiscono nei nodi, anche nel caso della modellazione a telaio equivalente i maschi murari (equivalenti ai pilastri) incontrano le fasce (equivalenti alle travi) nei nodi rigidi indicati in rosso. Per questo 3Muri è dotato di un vero e proprio “meshatore” che genera automaticamente il telaio equivalente. Nel caso di strutture non regolari, cioè in cui sono presenti piani non completi e sfalsati, le aperture non si ripetono con regolarità, i materiali non sono omogenei, le fondazioni sono a quote diverse, sono presenti strutture in c.a, acciaio, legno, ecc., 3Muri è in grado di costruire comunque un telaio in grado di cogliere gli aspetti ingegneristici del problema. L’algoritmo implementato adatta il telaio in corrispondenza di eventuali irregolarità di parete legate ad esempio ad aperture sfa-

te, mostrando la capacità di seguire il naturale flusso di tensioni attraverso gli elementi di parete (Figura 3-23).



**Figura 3-23. Modello di Mash nel caso di strutture non regolari**

### 3.10 Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e

geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C, quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

### **3.11 Terremoto dell’Emilia del 2012**

Il terremoto dell’Emilia, Lombardia e Veneto del 2012 è un evento sismico costituito da una serie di scosse localizzate nel distretto sismico della pianura padana emiliana, prevalentemente nelle province di Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia, Bologna e Rovigo, ma avvertiti anche in un’area molto vasta comprendente tutta l’Italia Centro-Settentrionale e parte della Svizzera, della Slovenia, della Croazia, dell’Austria, della Francia sud-orientale e della Germania meridionale. Già tra il 25 e il 27 gennaio 2012 si ebbero in zona fenomeni significativi, ma la scossa più forte, di magnitudo MI 5,9 e Mw 5,86 é stata registrata il 20 maggio 2012 alle ore 04:03:52 ora italiana (02:03:52 UTC), con epicentro nel territorio comunale di Finale Emilia (MO), con ipocentro a una profondità di 6,3 km (Figura 3-24). Il 29 maggio 2012 alle ore 09:00:03 ora italiana (07:00:03 UTC), una nuova scossa molto forte di magnitudo MI 5,8 e Mw 5,66 è stata avvertita in tutta l’Italia Settentrionale, creando panico e disagi in molte città come Ferrara, Modena, Reggio Emilia, Bologna, Mantova e Rovigo; l’epicentro

è situato nella zona compresa fra Mirandola, Medolla e San Felice sul Panaro. A quella delle 9:00 sono seguite altre tre scosse rilevanti: una alle 12:55 di magnitudo 5,4, una alle 13:00 di magnitudo 4,9 e un'ulteriore scossa alla stessa ora di magnitudo 5,2.

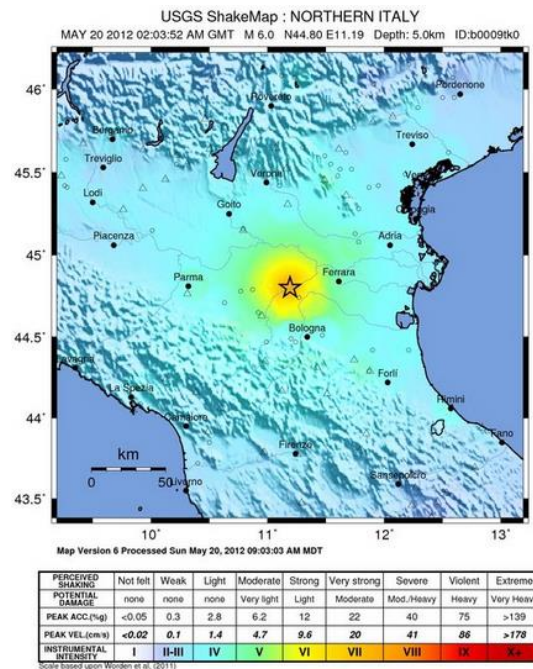


Figura 3-24. Epicentro del terremoto

Il 31 maggio 2012 alle 16:58 una scossa di magnitudo 4,0 con epicentro a Rolo e Novi di Modena, ha colpito la zona della bassa reggiana e dell'oltre Po mantovano, già molto provate dalle scosse dei giorni precedenti che avevano avuto come epicentro la vicina area della bassa modenese. Sempre la sera del 31 maggio alle ore 21:04 si è verificata una scossa di magnitudo 4,2 con epicentro a San Possidonio. Queste

scosse sono state seguite da uno sciame sismico con scosse di magnitudo variabile di minore entità scala Richter. Un'altra scossa di magnitudo 5,1 è stata avvertita in tutto il Nord Italia il 3 giugno 2012 alle ore 21:20:43 ora italiana (19:20:43 UTC), con epicentro in Novi di Modena. Le accelerazioni di picco registrate dall'accelerometro di Mirandola durante le scosse più forti del 20 maggio e del 29 maggio sono state rispettivamente di 0,31 g e di 0,29 g, valori che in base alla carte vigenti di pericolosità sismica renderebbero stimabile in circa 2500 anni il tempo di ritorno di ciascun evento nella medesima area. I due eventi sismici principali hanno causato un totale di 27 vittime (22 nei crolli, tre per infarto o malore e due per le ferite riportate), in maggioranza dipendenti di aziende distrutte. Il 4 giugno 2012 è stato proclamato giornata di lutto nazionale per le vittime del terremoto. L'intensità massima dei terremoti, stimata come cumolo degli effetti della sequenza, è stata pari a 8, secondo la Scala Macrosismica Europea (EMS-98). I terremoti del 20 maggio e 29 maggio hanno causato pesanti danni alle costruzioni rurali (Figura 3-25) ed industriali, alle opere di canalizzazione delle acque, nonché agli edifici ed ai monumenti storici ed agli edifici civili di vecchia costruzione in pietra o ciottoli.



**Figura 3-25. Danni provocati dal terremoto agli edifici rurali**

In particolare sono risultati seriamente danneggiati o parzialmente crollati gran parte dei monumenti e dei luoghi di interesse artistico compresi in un'ampia area, da Mantova a Modena a Ferrara ad alcuni comuni della provincia di Bologna, le cui rispettive province sono risultate essere le più gravemente colpite e danneggiate dagli eventi sismici. In alcuni casi sono stati danneggiati anche edifici ad uso abitativo di recente costruzione; tali danni sono spesso ascrivibili ai diffusi episodi di liquefazione delle sabbie. I danni del sisma sono stati stimati (relazione inviata alla Commissione UE) in 13 miliardi e 273 milioni di euro. In Emilia-Romagna la stima è di 12 miliardi e 202 milioni di euro: 676 milioni per i provvedimenti di emergenza; 3 miliardi e 285 milioni di danni all'edilizia residenziale; 5 miliardi e 237 milioni di danni alle attività produttive; 2 miliardi e 75 milioni di danni ai beni

storico-culturali e agli edifici religiosi; la quota restante è suddivisa fra edifici e servizi pubblici e infrastrutture.

### ***3.11.1 Danni del terremoto nel comune di Mirabello***

Nel comune di Mirabello (FE) dove è situato il nostro edificio oggetto di studio sono numerose le costruzioni lesionate e parzialmente crollate, i danni più gravi sono stati riportati dalla chiesa di San Paolo (Figura 3-26).



**Figura 3-26. Danni riportati dalla chiesa di S.Paolo**

### **3.12 Muratura tipica dell'Emilia Romagna**

L' Emilia Romagna è una regione nella quale le strutture in muratura portante rappresentano un'ampia parte del costruito esistente e la co-



struzione di nuovi edifici in muratura è pratica comune. La maggior parte degli edifici esistenti in muratura è costruita in mattoni di laterizio grazie all'ampia disponibilità di argilla nella pianura padana come testimoniato dalla presenza nei siti archeologici di antiche fornaci romane, per contro, gli edifici in muratura di pietra sono piuttosto rari in questa zona, considerata la litologia della pianura padana. Il comportamento sismico di tali edifici è particolarmente interessante, dal momento che gli eventi sismici più significativi avvenuti in Italia nell'ultimo secolo hanno colpito aree il cui costruito è costituito principalmente da edifici in muratura di pietra. È il caso per esempio dei terremoti avvenuti nelle regioni montane degli Appennini, sulle Alpi, in Sicilia e sulla costa dello stretto di Messina. Anche per questo motivo, l'analisi del comportamento sismico degli edifici in muratura in mattoni è particolarmente interessante, dal momento che l'osservazione dei danni indotti dal terremoto fornisce in questo caso informazioni preziose e uniche. Con l'eccezione di alcuni esempi che hanno messo in evidenza carenze strutturali, sistematiche o specifiche, responsabili della vulnerabilità di alcuni edifici, in generale la risposta sismica di queste strutture a scosse ripetute, caratterizzate da PGA dell'ordine di 0.25-0.30 g, è stata piuttosto buona, nonostante la maggior parte di essi sia stata concepita per sopportare i soli carichi verticali. Infatti, la progettazione sismica delle costruzioni è diventata obbligatoria nella zona solo dal 2003. Edifici di limitata altezza in muratura portante moderna, costruiti dopo tale data e progettati quindi secondo criteri antisismici e con adeguati dettagli costruttivi, in molti

casi non hanno praticamente riportato danni strutturali. L'architettura rurale rappresenta, in questo territorio ad antica e profonda vocazione agricola, una parte fondamentale del paesaggio. I numerosissimi edifici rurali costituiscono infatti, insieme alla vegetazione, gli unici elementi emergenti sull'orizzonte della pianura padana e, seppure quasi mai rilevanti se considerati singolarmente, contribuiscono a definire il carattere della campagna emiliana. Gli edifici presenti hanno, in genere, origine residenziale o di stalla-fienile. Nell'area colpita dalla sequenza sismica si osservano alcune lievi differenze nelle peculiarità dell'edilizia rurale. Nel bolognese la casa è separata dalla stalla-fienile sin dal XVIII secolo. La residenza ha impianto rettangolare, con tetto a capanna; la stalla-fienile ha dimensioni più grandi della casa.



**Figura 3-27. Stalla-fienile tipica della zona bolognese**

Nel modenese l'abitazione è in genere a tre piani, anche se si imposta su una superficie più contenuta. Nel ferrarese la fattoria è detta *boarìa*, poiché il mezzadro era responsabile anche per il bestiame, prevalen-

temente bovini, ciò comporta stalle ancora più ampie; molto frequenti sono i portici. L'abitazione ha due piani fuori terra per un'altezza complessiva di circa 6 m. Il materiale da costruzione per la muratura è anche in questo caso il mattone; tuttavia gli alti costi del combustibile rendevano i laterizi cotti piuttosto onerosi, tanto che i mattoni crudi erano alquanto diffusi, per lo meno a quote superiori a quella della piena attesa per i corsi d'acqua della zona. Nondimeno lo straripamento del Reno nel 1886 provocò numerosi crolli in edifici con mattoni crudi. I laterizi cotti divennero via via prevalenti con il miglioramento della rete stradale nei secoli XIX e XX. Per le travi principali si impiega la quercia, mentre le travi secondarie sono di pioppo. La stalla-fienile presenta una struttura a più luci e più campate. Il fieno è conservato al piano soprastante le stalle. Un portico, è presente su uno o più lati ed è sorretto da pilastri a sezione quadrata  $60 \times 60 \text{ cm}^2$ . Questi pilastri sono presenti anche internamente per sostenere il tetto. Quest'ultimo poggia su capriate o su falsi puntoni, entrambi privi di un'efficace connessione alle murature. In qualche caso è stata osservata la presenza di tiranti metallici a diverse quote. Una costruzione tipica dell'area è la cosiddetta casella o barchessa (Figura 3-28), originariamente impiegata per conservare paglia o canapa. L'edificio è sostanzialmente una copertura allungata con più luci ma una sola campata, coperta da capriate semplici. Il retro, così come a volte i due lati corti, è chiuso da una tamponatura a una testa o, in alcuni casi, in foglio.



**Figura 3-28. Esempio di Barchessa**

La costruzione di edifici nuovi con struttura portante in muratura fino a due-tre piani è tuttora piuttosto comune in Italia e, nelle aree colpite dagli eventi sismici del maggio 2012, è ancora più frequente che in altre zone. Questo può essere in parte dovuto alla presenza nella regione di diversi produttori di moderni blocchi da muratura.

## **4 ° CAPITOLO:**

# **MODELLAZIONE E CALCOLO DELLA STRUTTURA**

### **4.1 Caratteristiche dell'edificio**

Il fabbricato è ubicato nel Comune di Mirabello, paese nella provincia di Ferrara, in via Argine Postale n°75, l'edificio è censito al catasto al foglio 8-particella 773 con destinazione d'uso civile abitazione. Nelle date del sisma 20 e 29 Maggio 2012 l'intero edificio risultava regolarmente allacciato alle reti pubbliche di acqua, gas, energia elettrica, telefonia, fognatura, e regolarmente utilizzato dai proprietari ed eccezione dell'appartamento 3. L'edificio è libero sui quattro lati ha una pianta rettangolare con ingombro massimo di (18.22x8.80)m, presenta una copertura a doppia falda con altezza massima in colmo di circa 13.60m. L'edificio si sviluppa su quattro livelli, un piano seminterrato e tre piani fuori terra oltre il piano di sottotetto non abitabile. In totale ci sono sei unità immobiliari, ognuna di queste comprende una cantina nel piano seminterrato ed un box auto non collegato all'edificio. La struttura portante dell'edificio è costituita da muratura ordinaria a

mattoni pieni con diversi spessori, ci sono muri perimetrali di spessore 40cm (3 teste), di 28cm (2teste) e al piano seminterrato muri di spessore di 12cm (1 testa). Ai piani superiori i muri a 3 teste si risegano a 2 teste mantenendo il filo esterno per i muri esterni e il filo centrale per i muri interni. La struttura di fondazione è in muratura ordinaria a mattoni pieni costituita da un reticolo di travi rovesce posta a quota 1.8m circa rispetto al piano di campagna. I solai di interpiano con struttura portante in latero-cemento e massetti per posa di pavimenti, sugli impalcati si ipotizza l'assenza di una soletta rigida di collegamento vista l'età della costruzione. La copertura è inclinata a doppia falda realizzata con solaio latero-cemento e rifinita con manto in tegole di laterizio. La scala interna condominiale con struttura in materiale lapideo è sostenuta dai solai interpiano e dai muri portanti perimetrali. Le partizioni interne sono in laterizi forati. L' impianto idrico e quello igienico-sanitario sono correttamente collegati rispettivamente alla rete pubblica di adduzione e alla rete fognaria.

A seguito degli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012 la Protezione Civile ha classificato l'immobile con esito "B"-ID Aggregato 3801600649000 effettuato dal Nucleo di Valutazione Regionale P 253, in data 04/06/2012 (Scheda n°7).I danni riportati dalla scheda AeDES e da successivi sopralluoghi in sito sono :

- Crollo dei comignoli in muratura con conseguente rottura di porzioni di solaio di copertura;

- Cedimenti della struttura di fondazione lungo i lati corti dell'edificio con conseguente distacco di tutti i marciapiedi perimetrali posti intorno all' edificio;
- Numerose lesioni di media entità nella muratura portante alcune delle quali in corrispondenza degli angoli;
- Lievi lesioni di distacco tra solai di piano e la muratura portante;
- Lesioni di distacco tra la copertura e la muratura sottostante;
- Distacco di elementi del manto di copertura e successiva infiltrazione di acqua piovana creando ulteriori danni alle unità immobiliari ed al vano scala.



**Figura 4-1. Immagine edificio lato nord**



**Figura 4-2. Immagine edificio lato nord-ovest**



## 4.2 Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado

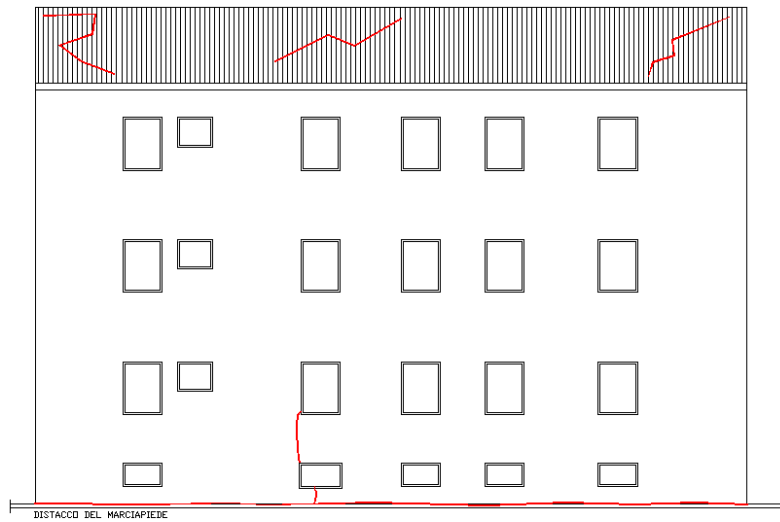
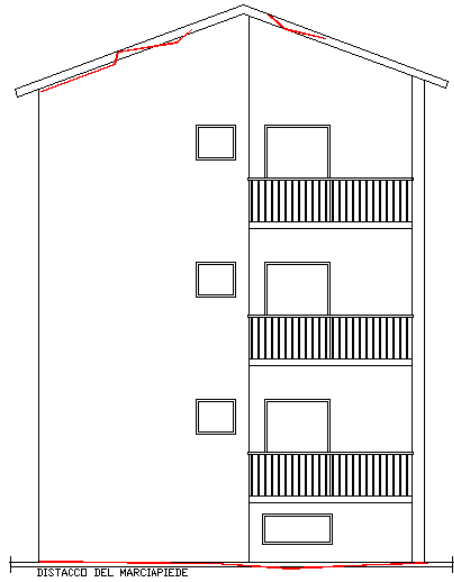


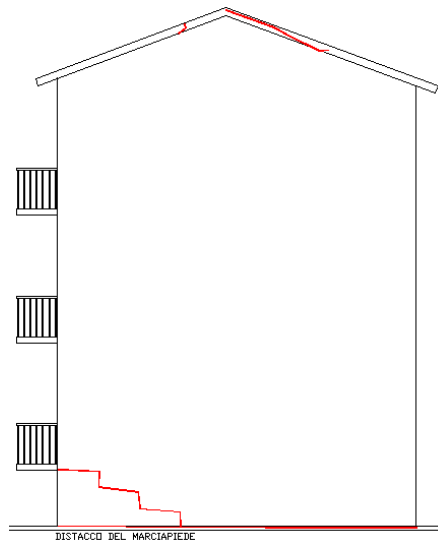
Figura 4-3. Danni prospetto Nord-Est



Figura 4-4. Danni prospetto Sud-Ovest



**Figura 4-5. Danni prospetto Nord-Ovest**



**Figura 4-6. Danni prospetto Sud-Est**

### 4.3 Modellazione della struttura con metodo 3Muri

In questo paragrafo vengono descritti i passaggi per la modellazione e il calcolo, della struttura oggetto di studio, con il programma 3Muri.

Il primo modello da definire è quello geometrico, in cui si descrive la geometria complessiva della struttura definendo anche le varie condizioni di vincolo. Successivamente si descrive il modello meccanico definendo le caratteristiche dei vari materiali, infine la descrizione del modello delle azioni che caratterizza i carichi agenti sulla struttura.

Il programma 3Muri prevede i seguenti passi per l'elaborazione del modello della struttura:

- scelta della normativa: il programma prevede di scegliere la normativa di riferimento, nel nostro caso abbiamo scelto la NTC08
- introduzione geometria della struttura: in questa fase si inseriscono i dati geometrici della struttura. L'operazione può essere condotta anche attraverso l'importazione di file dxf in modo da agevolare le operazioni di input dei dati geometrici. Infine mediante il comando pareti si definiscono le pareti della struttura in termini di posizione e larghezza. (Figura 4-7°)
- inserimento dei materiali e caratteristiche elementi strutturali: in questa fase si definiscono il tipo di materiale in cui è realizzata la struttura, nel nostro caso mattoni pieni, si procede inserendo le dimensioni di eventuali aperture. L'ultima fase prevede l'inserimento degli orizzontamenti siano essi solai piani o volte.(Figura 4-7b)

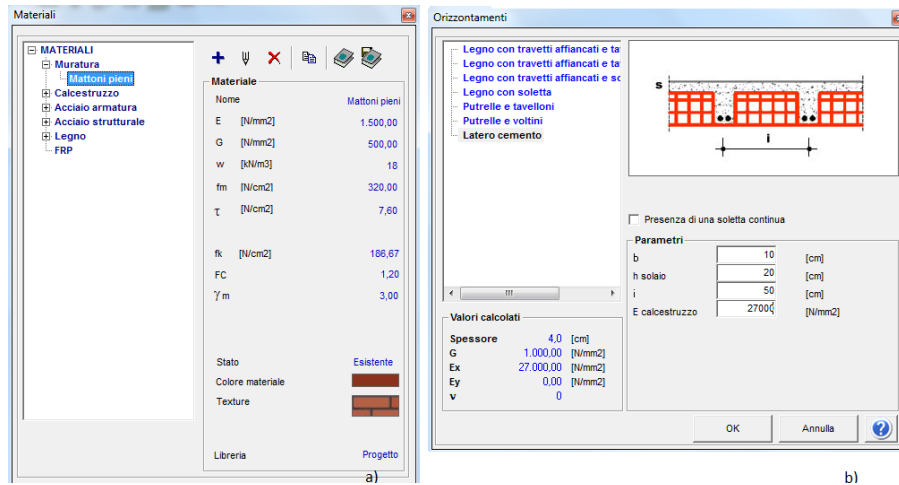


Figura 4-7. a) schermata definizione muratura, b) Inserimento del solaio

- duplicazione dei piani : con questo comando è possibile duplicare il piano appena creato in modo tale da snellire le operazioni di implementazione dei dati dei piani superiori.
- infine si realizza il tetto a falde con l'apposito comando di 3Muri.

### 4.3.1 Carichi agenti sulla struttura

- Carichi agenti sul solaio “piano tipo” sono di seguito definiti:
  - **G1 = 3 KN/mq;**
  - **G2 = 2 KN/mq;**
  - **Q = 2 KN/mq.**
- Carichi agenti sul solaio di copertura:
  - **G1 = 3 KN/mq;**
  - **G2 = 1 KN/mq;**
  - **Q = 0.5 KN/mq.**
- Carichi agenti sui balconi:

- **G1 = 3 KN/mq;**
  - **G2 = 1 KN/mq;**
  - **Q = 4 KN/mq.**
- Carichi agenti sulla scala: la scala non viene modellata come elemento strutturale bensì come carico che agisce sulle pareti afferenti. Si individuano due lunghezze di riferimento:  
 L1 = 435 cm;  
 L2 = 310 cm.  
 Si considerano due condizioni di carico:

- 1) **G1+G2 = 5 KN/mq** definito come “carico uniformemente distribuito permanente generico” agente sulla lunghezza L2=310cm.

$$\frac{500 * L2}{2}$$

- 2) **Q= 4 KN/mq** definito come “carico uniformemente distribuito variabile” agente sulla lunghezza L2=310cm;

$$\frac{400 * L2}{2}$$

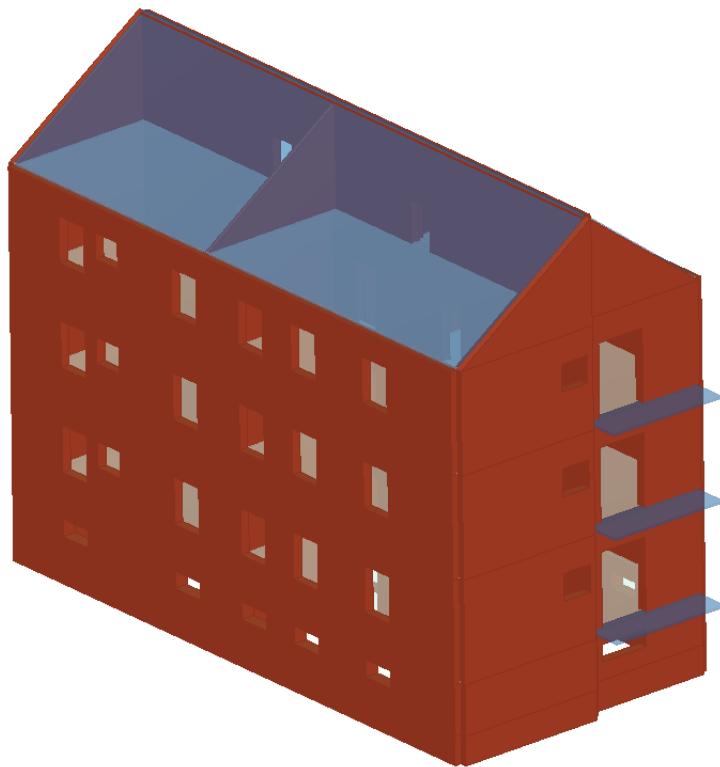
- 3) **G1+G2 = 5 KN/mq** definito come “carico uniformemente distribuito permanente generico” agente sulla lunghezza L1=435cm.

$$\frac{500 * L1}{2}$$

- 4) **Q= 4 KN/mq** definito come “carico uniformemente distribuito variabile” agente sulla lunghezza L1=435cm.

$$\frac{400 * L1}{2}$$

A modellazione ultimata è possibile visualizzare in 3D la struttura inserita (Figura 4-8).



**Figura 4-8. Visualizzazione in 3D del modello della struttura**

## 4.4 Analisi statica non lineare (PUSHOVER)

### 4.4.1 Introduzione

Per analizzare la risposta sismica di una struttura reale è necessario innanzitutto costruire un modello matematico in grado di cogliere adeguatamente le caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura in esame includendo sia gli effetti delle non linearità del materiale sia gli effetti del secondo ordine qualora essi assumano un valore non trascurabile. Per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo. Lo strumento di analisi più efficace è l'analisi dinamica non lineare al passo (assumendo ovviamente che il modello strutturale riproduca con accuratezza il sistema reale): la risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) non lineare.

Questo tipo di analisi presenta però alcuni aspetti che ne impediscono un diffuso impiego nella pratica professionale:

- la scelta dei parametri che intervengono è delicata ed influenza sensibilmente i risultati dell'analisi stessa;
- sono necessarie numerose analisi impiegando differenti accelerogrammi opportunamente selezionati per ottenere un risultato rappresentativo della risposta attesa;

- l'accuratezza dell'analisi va a scapito della semplicità e della rapidità di esecuzione;
- l'interpretazione dei risultati è complessa ed onerosa.

I codici sismici consentono ancora oggi di utilizzare analisi elastiche lineari (statiche e dinamiche) che conseguentemente, pur con i relativi limiti, risultano ancora procedure largamente diffuse. Un'alternativa attraente, recentemente introdotta anche in normativa, è l'uso di procedure di analisi statiche non lineari che, pur conservando la notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consentono stime più realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare. È sempre più frequente la loro applicazione sia nella progettazione che nella verifica strutturale. Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

- la determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di pushover), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di *pushover*;
- la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (*performance point*) raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

L'analisi di spinta consente quindi di descrivere il comportamento della struttura tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento detto curva di capacità. In tal modo l'analisi della rispo-

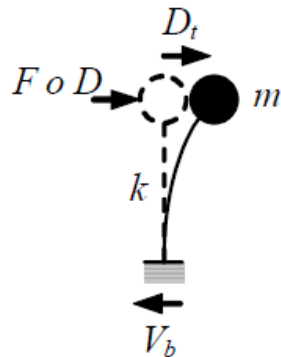


sta della struttura viene ricondotta a quella di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) equivalente alla struttura di partenza. I metodi statici non lineari permettono di individuare lo spostamento massimo di tale sistema SDOF equivalente e quindi la risposta della struttura soggetta ad un evento sismico descritto dal relativo spettro di risposta in accelerazione.

#### 4.4.2 *Analisi di spinta*

L'analisi di pushover, originariamente formulata per sistemi ad un grado di libertà è utilizzata per il *displacement-based assessment* di edifici multipiano regolari ed irregolari nonché per strutture di ponti. Per questo tipo di analisi sono state suggerite differenti formulazioni; un riepilogo esaustivo anche con indicazione dei pro e dei contro di ciascuna formulazione è presentata nel FEMA 440 (ATC, 2005). L'analisi di *pushover* o analisi di spinta (letteralmente pushover significa “spingere oltre”) è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. Essa consiste nello “spingere” la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; tale spinta la si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente. Nei sistemi SDOF l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva, questo può essere idealizzato come una massa concentrata  $m$  sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza laterale  $k$  e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale  $D_t$ ). (Figura 4-9)



**Figura 4-9. Schema sistema ad un grado di libertà (SDOF)**

Un tipo di struttura che può essere riconducibile ad un sistema SDOF è quello delle pile da ponte che possono considerarsi, con buona approssimazione, pendoli rovesci in cui la totalità della massa (impalca-

to, pulvino e fusto della pila) è concentrata in testa mentre la rigidità del sistema può attribuirsi ad un elemento di massa nulla (il fusto della pila stessa). In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento  $D$  o una forza  $F$  la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono l'azione della forza o dello spostamento, detto anche forzante, possono esprimersi come:

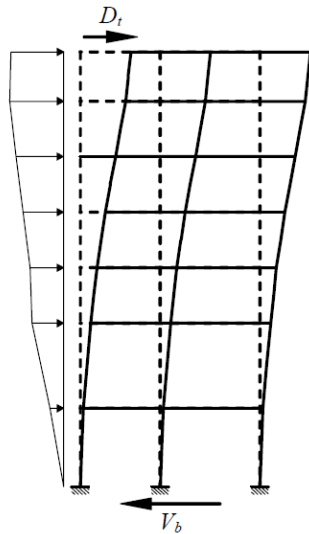
$$D = \alpha d$$

$$F = \beta f$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di  $d$  o  $f$ , il fattore moltiplicativo  $\alpha$  o  $\beta$  viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di  $\alpha$  o  $\beta$  corrisponde quindi un valore di  $D$  o  $F$  che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema. Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base  $V_b$  e lo spostamento con quello della massa  $D_t$ :

- nel caso di analisi a forze imposte ( $F$  è la forza applicata ad  $m$ ):  $V_b = F$  e  $D_t = D$  essendo  $D$  lo spostamento di  $m$  prodotto da  $F$ ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti ( $D$  è lo spostamento applicato ad  $m$ ):  $D_t = D$  e  $V_b = F$  essendo  $F$  la reazione vincolare risultante;

Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene spinta applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento (Figura 4-10). La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità. Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio.



**Figura 4-10. Esempio di analisi di spinta ad un telaio**

In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti

$D=(D_1 D_2 \dots D_j \dots D_n)^T$  o di forze  $F=(F_1 F_2 \dots F_j \dots F_n)^T$  a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma  $d$  o  $f$  moltiplicato per un fattore di scala  $\alpha$  o  $\beta$ :

$$D = \alpha d$$

$$F = \beta f$$

dove  $d=(d_1 d_2 \dots d_i \dots d_n)^T$  e  $D_i = \alpha d_i$  è lo spostamento del piano  $i$ -esimo oppure  $f=(f_1 f_2 \dots f_i \dots f_n)^T$  e  $F_i = \beta f_i$  è la forza di piano  $i$ -esima. Per descrivere il comportamento del sistema attraverso una legame scalare forza-spostamento, detto curva di capacità, si scelgono comunemente il taglio alla base ed lo spostamento  $D_j$  del piano  $j$ -esimo come ad esempio quello in sommità  $D_t$ :

$$U = D_j ; P = 1^T F$$

Ipotizzando che l'obbiettivo sia di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando una sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative. Teoricamente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterata (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), per cui applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto; inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi anelastiche stabili con controllo in forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un even-

tuale comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidzze molto piccole, per cui può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura “libera” di deformarsi a fronte dell’evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti. Comunque, l’approccio basato sulle forze è quello che ha attirato maggiormente l’interesse tra ricercatori ed ingegneri professionisti anche perché di facile implementazione su tutti i più comuni programmi di calcolo.

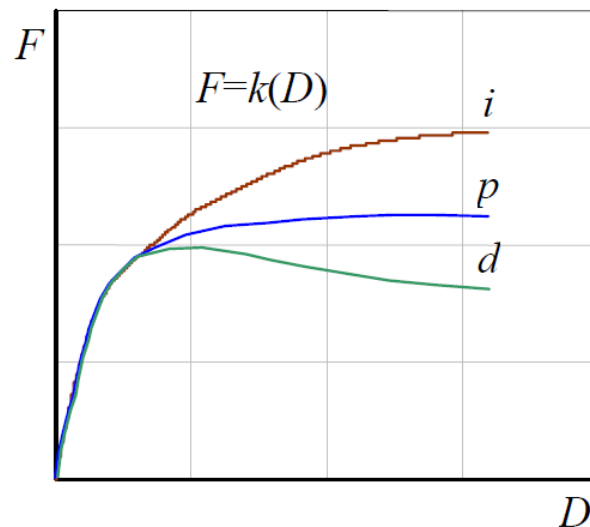
#### 4.4.3 *Curva di capacità*

Il risultato più immediato di un’analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base ( $V_b$ ) e spostamento in sommità ( $D_t$ ) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna. Considerando un sistema SDOF, l’andamento della curva di capacità dipende dalla rigidzza  $k$  o dalla flessibilità  $k^{-1}$  del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema:

$$F = k(D) \text{ oppure } V_b = k(D_t)$$

$$D = k^{-1}(F) \text{ oppure } D_t = k^{-1}(V_b)$$

In Figura 4-11 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono diagrammati i legami forza-spostamento ossia le curve di capacità rappresentativi di tre comportamenti emblematici caratterizzati da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*). Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.



**Figura 4-11. Curva di capacità di un sistema reale**

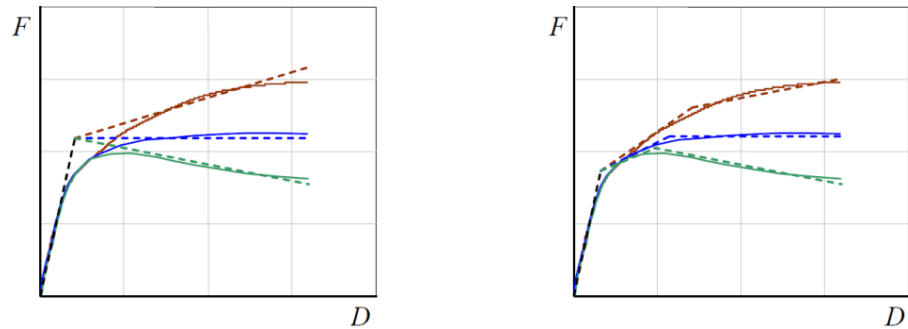
La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità defi-

nisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura. Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente, dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF. Quando un terremoto induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

#### ***4.4.3.1 Linearizzazione della curva di capacità***

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari (Figura 4-12Figura 4-12).

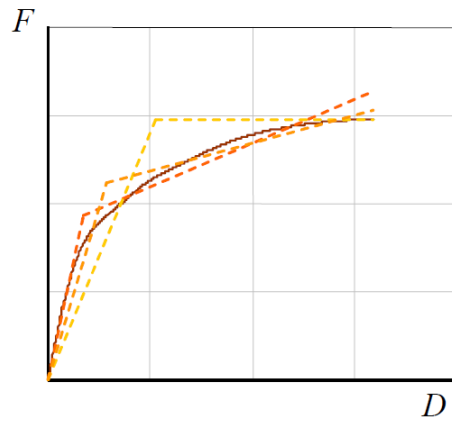




**Figura 4-12. Linearizzazioni bilineari e trilineari della curva di capacità**

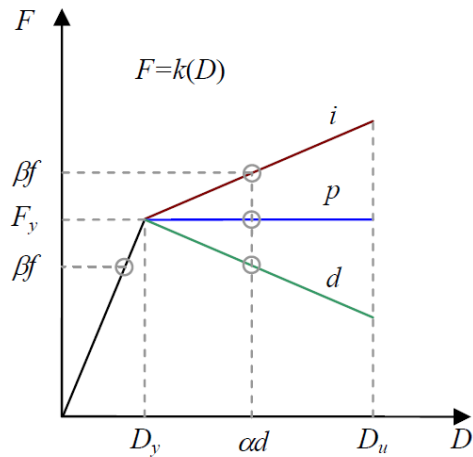
Si osservi che le linearizzazioni mostrate in figura presentano lo stesso tratto elastico lineare e lo stesso punto di primo snervamento. Questo è solo un modo scelto per presentare alcune possibili linearizzazioni e non una condizione necessariamente da rispettare. Infatti non esiste un unico criterio per linearizzare la curva di capacità. Metodi differenti di analisi statica non lineare impiegano differenti criteri, in linea di principio l'approssimazione è tanto più accurata quanto più il tratto lineare “segue da vicino” il reale andamento curvilineo nell'intorno del punto che rappresenta la risposta attesa.

Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*). Le curve diagrammate nella figura rappresentano i relativi legami forza-spostamento ossia le rispettive curve di capacità.



**Figura 4-13. Linearizzazioni differenti di una stessa curva di capacità**

Questa rappresentazione consente di identificare la resistenza e lo spostamento globali nominali della struttura: in particolare la resistenza di snervamento  $F_y$ , la rigidezza elastica efficace  $k_e$  e la rigidezza post-elastica  $k_p = pk_e$ , il rapporto di incrudimento  $p$  risulta positivo, negativo o nullo rispettivamente nel caso incrudente, degradante o perfetto. Sono disponibili numerosi criteri per definire e linearizzare la curva di capacità.



**Figura 4-14. Sistema ad un grado di libertà: comportamento elasto-plastico incrudente (i), degradante(d) e perfetto (p).**

Nel *CSM* (ATC-40) la rappresentazione bilineare è relativa ad un punto di presunto funzionamento *PP* del sistema (Figura 4-15) e si fonda su un criterio di equivalenza energetica (principio di uguale energia): il primo tratto della bilineare è una linea passante per l'origine con pendenza definita dalla rigidità iniziale del sistema ed il secondo è una linea passante per *PP* e pendenza tale che l'area sottesa dalla bilineare sia equivalente a quella sottesa dalla curva di capacità ( $A_1=A_2$ ). La curva di capacità bilineare, per un certo spostamento  $D$ , risulta completamente definita da tre parametri:

- la rigidità elastica iniziale  $k_e$  che risulta proporzionale alla tangente all'origine alla curva di capacità;
- la forza di snervamento  $F_y$ ;

- il fattore d'incrudimento  $p$  pari al rapporto tra la rigidezza post-elastica e quella elastica; mediante la seguente relazione:

$$F = \begin{cases} k_e D \\ f_y + pK_e(D - D_y) = F_y(1 + p\mu - p) \end{cases} \begin{cases} D \leq D_y \\ D > D_y \end{cases}$$

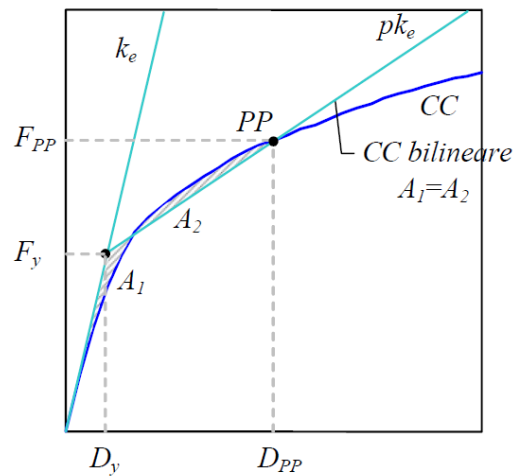


Figura 4-15. Rappresentazione bilineare della curva di capacità (usata nel CSM).

#### 4.4.4 Conversione di MDOF in SDOF equivalenti

L'analisi statica di pushover non ha un fondamento teorico rigoroso, può accadere che anche procedure differenti, che pur conducono a risultati abbastanza diversi tra loro, sono largamente usate ed accettate. L'assunto di base sul quale poggia l'analisi di spinta è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo e che la forma di questo modo resti costante durante la storia temporale della risposta stessa. Entrambe le assunzioni non sono esatte, ma numerosi studi in merito

hanno dimostrato che queste supposizioni conducono a stime abbastanza buone della risposta sismica massima di sistemi MDOF, purché la loro risposta sia dominata dal primo modo. La formulazione del sistema SDOF equivalente al sistema MDOF non è unica, ma le assunzioni comuni a tutti gli approcci sono le seguenti:

- il profilo di spostamenti della struttura ossia l'andamento della deformata del sistema MDOF  $u$  viene descritto con un vettore di forma  $\varphi$  la cui ampiezza varia nel tempo tramite una coordinata generalizzata  $q(t)$  (*metodi unimodali*) oppure con una combinazione lineare di vettori di forma  $\varphi_m$  (tra loro ortogonali) la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate  $q_m(t)$  (*metodi multi-modali*). I vettori di forma adottati nei metodi uni-modali o nei metodi multi-modali possono rimanere invariati e cioè costanti durante l'intera storia temporale indipendentemente dal livello di deformazione (*metodi non adattivi*) o possono essere modificati in funzione delle caratteristiche correnti del sistema (*metodi adattivi*);
- il legame forza-spostamento caratteristico del sistema SDOF equivalente viene determinato attraverso una analisi di pushover condotta sul sistema MDOF: il profilo di carico applicato (metodi uni-modali) o i profili di carico applicati (metodi multi-modali) sono proporzionali, attraverso la matrice delle masse  $M$ , rispettivamente al vettore di forma  $\varphi$  o ai vettori di forma

$\varphi_m$  solitamente normalizzati ad uno spostamento unitario in sommità dell'edificio.

Metodi	Non adattivi	Adattivi
Uni-modali	$\phi = \text{costante} \forall t$ $q(t)$	$\phi(t)$ variabile con $t$ $q(t)$
Multi-modali	$\phi_m = \text{costante} \forall t$ $q_m(t)$	$\phi_m(t)$ variabile con $t$ $q_m(t)$

**Figura 4-16. Approcci per la conversione di sistemi MDOF in SDOF equivalenti.**

Si osserva che si può scegliere una qualunque forma ragionevole per  $\varphi$  o  $\varphi_m$  ma solitamente si adottano le forme modali del sistema MDOF. In particolare nei metodi uni-modali  $\varphi = \varphi_1$  rappresenta la prima forma modale. Nei metodi adattivi è necessario ridefinire i vettori di forma quando si verifica un cambiamento “significativo” delle caratteristiche del sistema resistente a seguito del progresso della plasticizzazione del sistema stesso.

#### 4.5 Curve pushover con 3Muri

Una volta modellata la struttura si passa alla fase di analisi, per la modellazione dell'azione sismica si inseriscono i dati del comune di riferimento nel nostro caso quelli di Mirabello (Figura 4-17). Inseriti i dati si procede con l'analisi strutturale, la NTC08 prevede 24 tipi di analisi che si differenziano tra direzione x e y, per modo e massa e per eventuali eccentricità.

**Parametri del sito**

Città

Longitudine

Latitudine

Vita nominale

Classi d'uso

**Parametri di pericolosità sismica**

	SLV	SLD	SLO
$a_g$	1,417	0,483	0,373
$F_0$	2,59	2,47	2,55
$T_C^*$	0,27	0,27	0,25
$T_R$	475	50	30

**Figura 4-17. Parametri del comune di Mirabello**

Una volta elaborate le 24 analisi si avrà che alcune di esse non saranno verificate, tra queste si seleziona la più gravosa in direzione x e in direzione y in base al rapporto Domanda su Capacità, queste, ci serviranno poi per la costruzione delle curve di Fragilità.

4° CAPITOLO

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q <sup>s</sup> SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa €
1	✓	+X	Masse	0,0	2,48	2,20	2,230	0,72	1,78	0,57	1,78	0,897	2,25
2	✓	+X	1° modo	0,0	3,70	3,54	2,486	1,22	1,78	0,91	1,68	0,956	1,45
3	✓	-X	Masse	0,0	1,70	3,54	2,239	0,41	2,30	0,33	2,00	1,340	3,92
4	✓	-X	1° modo	0,0	2,27	5,09	2,859	0,61	2,30	0,48	1,90	1,049	3,07
5	✓	+Y	Masse	0,0	3,10	5,12	3,863	0,99	2,19	0,77	2,19	0,777	2,15
6	✓	+Y	1° modo	0,0	3,65	4,79	4,841	1,20	3,05	0,89	2,01	0,620	1,88
7	✓	-Y	Masse	0,0	2,26	1,62	2,955	0,60	1,53	0,48	1,53	0,743	2,14
8	✓	-Y	1° modo	0,0	2,83	2,03	3,883	0,87	1,78	0,67	1,78	0,729	1,95
9	✓	+X	Masse	42,6	2,54	2,20	2,170	0,75	1,40	0,00	1,40	0,099	1,04
10	✓	+X	Masse	-42,6	2,95	2,22	1,923	0,93	1,80	0,74	1,80	0,763	1,90
11	✓	+X	1° modo	42,6	3,65	3,49	2,576	1,20	1,66	0,89	1,56	0,957	1,37
12	✓	+X	1° modo	-42,6	3,66	3,20	2,443	1,21	2,90	0,90	1,80	0,873	2,40
13	✓	-X	Masse	42,6	1,69	3,02	2,280	0,41	2,17	0,32	1,88	1,316	3,76
14	✓	-X	Masse	-42,6	1,69	2,52	2,194	0,41	2,21	0,33	2,11	1,368	3,81
15	✓	-X	1° modo	42,6	2,33	5,58	2,954	0,63	2,18	0,50	1,79	1,016	2,86
16	✓	-X	1° modo	-42,6	2,27	5,06	2,868	0,61	2,63	0,48	1,91	1,046	3,17
17	✓	+Y	Masse	89,7	3,09	5,23	3,497	0,98	1,83	0,77	1,83	0,858	1,82
18	✓	+Y	Masse	-89,7	3,22	4,63	3,970	1,05	1,74	0,79	1,74	0,756	1,64
19	✓	+Y	1° modo	89,7	3,62	4,43	4,406	1,19	2,96	0,89	1,93	0,681	2,06
20	✓	+Y	1° modo	-89,7	3,67	4,87	5,216	1,21	2,09	0,90	2,00	0,575	1,73
21	✓	-Y	Masse	89,7	2,20	1,55	2,720	0,59	1,37	0,47	1,37	0,734	1,99
22	✓	-Y	Masse	-80,7	2,35	2,68	3,420	0,65	1,62	0,50	1,62	0,877	2,15
23	✓	-Y	1° modo	89,7	2,76	2,21	3,551	0,83	1,79	0,65	1,79	0,808	2,01
24	✓	-Y	1° modo	-89,7	2,89	1,95	4,307	0,90	1,70	0,70	1,70	0,883	1,81

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

Piano-Soil

Figura 4-18. Risultati delle 24 analisi.

4.5.1 Pushover direzione x

L'analisi più gravosa in direzione x è la numero 10, che presenta un rapporto domanda su capacità di 1,329.

La curva nel sistema reale è raffigurata in Figura 4-19.

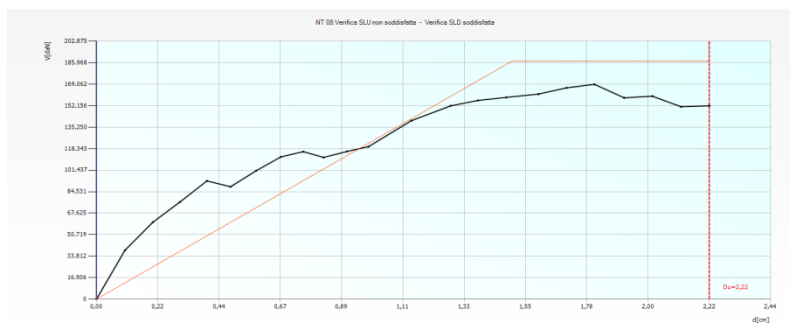
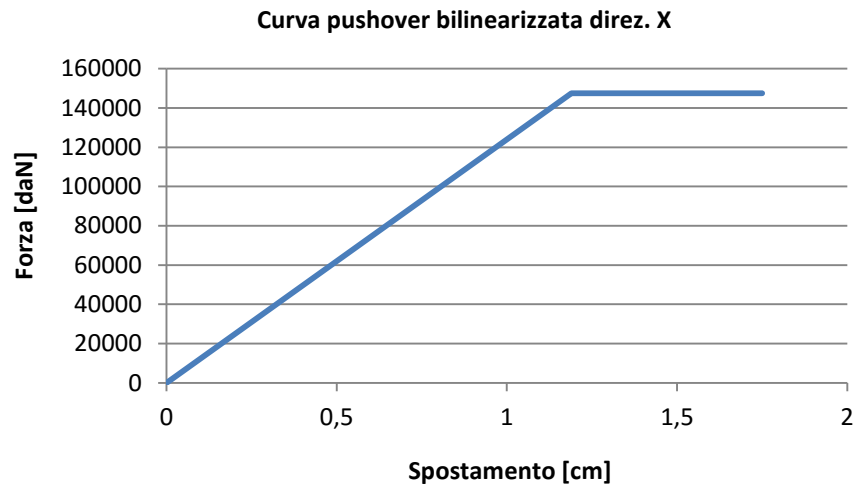


Figura 4-19. Curva di capacità direzione x



Per ottenere la curva bilinearizzata nel sistema SDOF dividiamo sia il taglio che lo spostamento per il fattore di partecipazione modale ( $\Gamma=1,27$ ), i valori che ci servono per ricavare la curva di capacità sono:

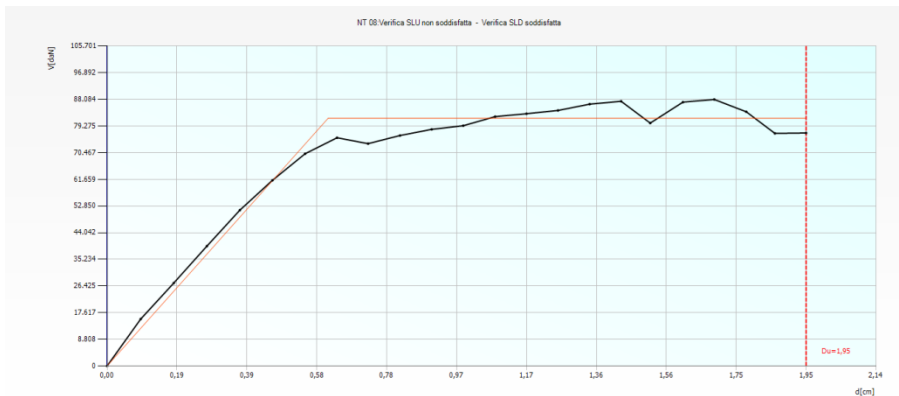
- $F_y^* = 147473 \text{ daN}$ ;
- $d_u^* = 1,75 \text{ cm}$ .
- $d_y^* = 1,19 \text{ cm}$ .



### 4.5.2 Pushover direzione y

L'analisi più gravosa in direzione y è la numero 24, che presenta un rapporto domanda su capacità di 1,482.

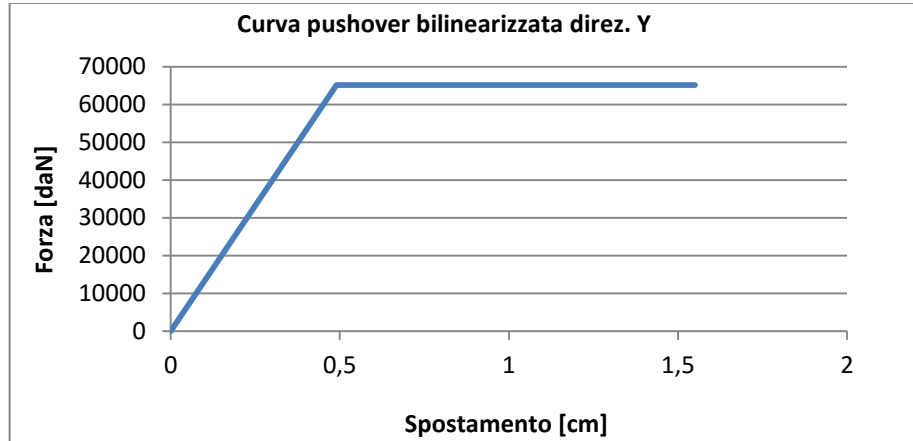
La curva nel sistema reale è raffigurata in Figura 4-20.



**Figura 4-20. Curva pushover direzione y**

Per ottenere la curva bilinearizzata nel sistema SDOF dividiamo sia il taglio che lo spostamento per il fattore di partecipazione modale ( $\Gamma=1,26$ ), i valori che ci servono per ricavare la curva di capacità sono:

- $F_y^* = 65173 \text{ daN}$ ;
- $d_u^* = 1,55 \text{ cm}$ ;
- $d_y^* = 0,49 \text{ cm}$ .



#### 4.6 Curve di vulnerabilità nel diagramma $a_g-\mu_d$

Allo scopo poi di rappresentare l’impatto del terremoto su una popolazione è efficace riferirsi a stati limite di danno, associabili alle conseguenze direttamente imputabili all’occorrenza di un determinato evento sismico. Questi stati limite di danno possono essere definiti direttamente sulla curva di capacità; ad ogni punto della curva infatti può essere associato uno specifico stato di danno dell’intero sistema, pertanto è possibile far corrispondere a determinati livelli di spostamento il grado di funzionamento atteso e quindi la vulnerabilità corrispondente. In accordo con quanto proposto da Calvi (1999) e comunemente adottato il livello di funzionamento atteso per i quattro stati limite presi in considerazione risulta:

- SLD1: nessun danno strutturale, la risposta è sostanzialmente lineare elastica;

- SLD2: danno strutturale lieve; l'edificio è immediatamente utilizzabile dopo il terremoto, essenzialmente senza la necessità di riparazione dei danni;
- SLD3: danni strutturali significativi; la struttura non è immediatamente utilizzabile dopo l'evento sismico ma i danni possono essere riparati;
- SLD4: situazione prossima al collasso; la struttura non può economicamente essere riparata e dovrà quindi essere demolita dopo l'evento sismico.

A livello locale, secondo quanto proposto da Calvi (1999), per strutture in muratura non rinforzata, gli stati limite di danno possono essere correlati ad opportuni valori di drift d'interpiano, dove il drift è definito come lo spostamento, relativo fra un piano e il sottostante, rapportato all'altezza d'interpiano. L'approccio di seguito proposto prevede invece di correlare l'identificazione degli stati limite di danno a punti definiti sulla bi-lineare in termini di spostamenti, ovvero a  $D_y$  e  $D_u$ , ottenendo tuttavia dei risultati coerenti anche in termini di drift; in particolare risulta:

- $S_{d,1}=0,7D_y$ ;
- $S_{d,2}=1,1D_y$ ;
- $S_{d,3}=0,5(D_y+D_u)$ ;
- $S_{d,4}=D_u$ .

Lo spostamento corrispondente a  $D_y$  sicuramente identifica un punto importante della curva di capacità; d'altro canto essa, nella forma bili-

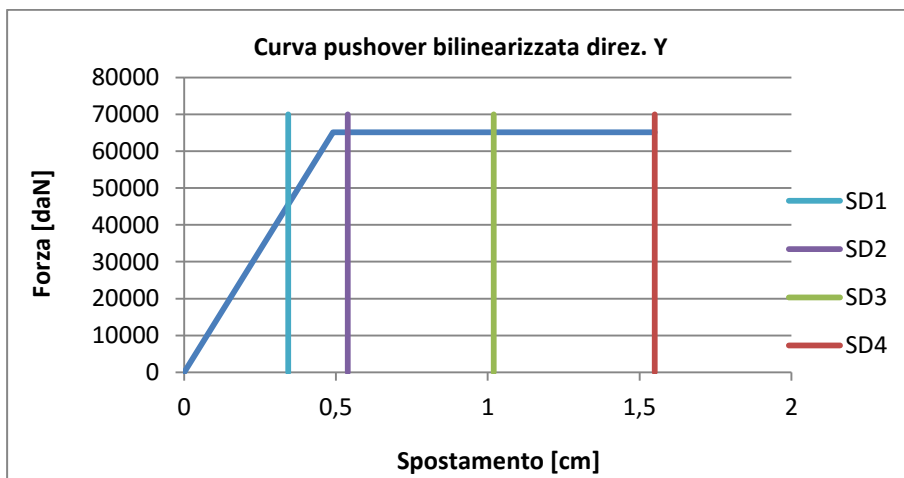
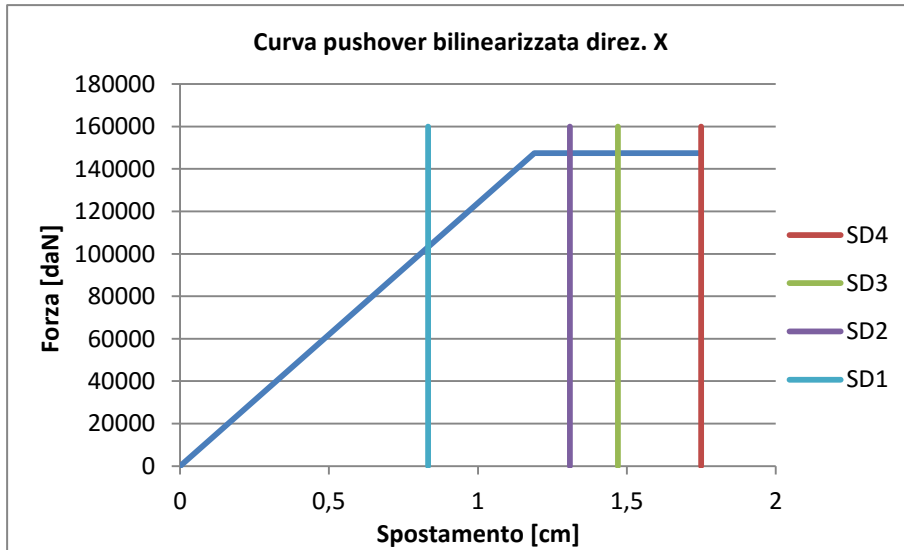
neare, rappresenta una schematizzazione delle curve che si potrebbero ottenere, ad esempio, mediante delle analisi pushover di dettaglio. Tale schematizzazione generalmente viene operata imponendo l'eguaglianza dell'energia dissipata per ciclo computate sulla curva bilineare e su quella di capacità effettiva: ne consegue che per le due curve tale punto nella maggior parte dei casi non coincide. Sulla base di questa considerazione in particolare si può giustificare la definizione del secondo stato limite in  $1.1Dy$ . Nelle due figure seguenti sono rappresentate le due curve di capacità più gravose in direzione x e y con i rispettivi stati di danno.

Per la curva in direzione y si ha:

$SD4=du^*$	1,55cm
$SD3=(du^*+dy^*)/2$	1,02cm
$SD2=1,1dy^*$	0,539cm
$SD1=0,7dy^*$	0,343cm

Per la curva in direzione x si ha:

$SD4=du^*$	1,75cm
$SD3=(du^*+dy^*)/2$	1,47cm
$SD2=1,1dy^*$	1,309cm
$SD1=0,7dy^*$	0,833cm

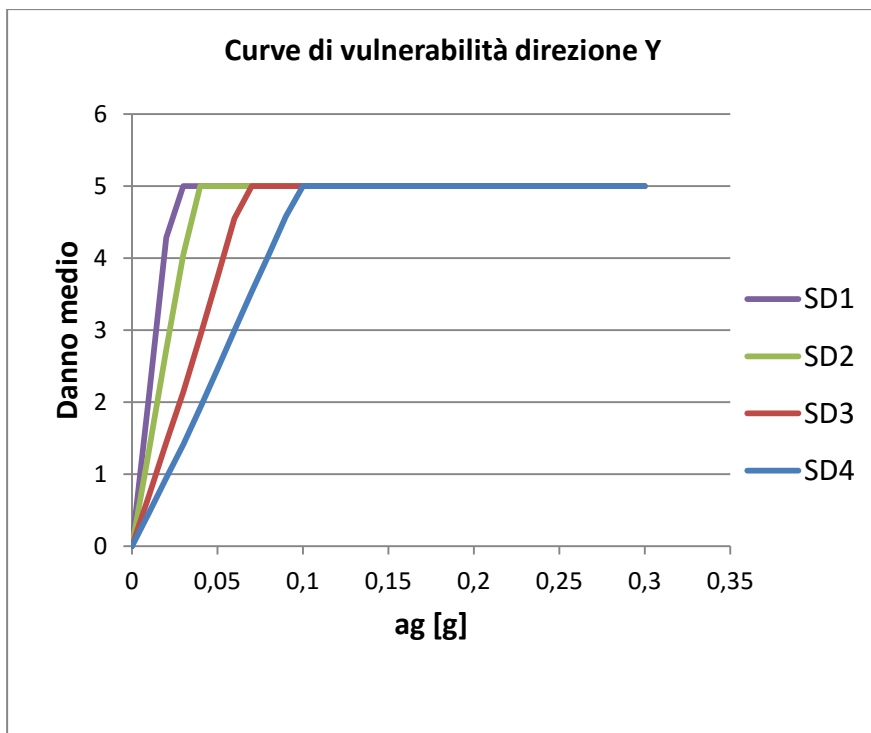
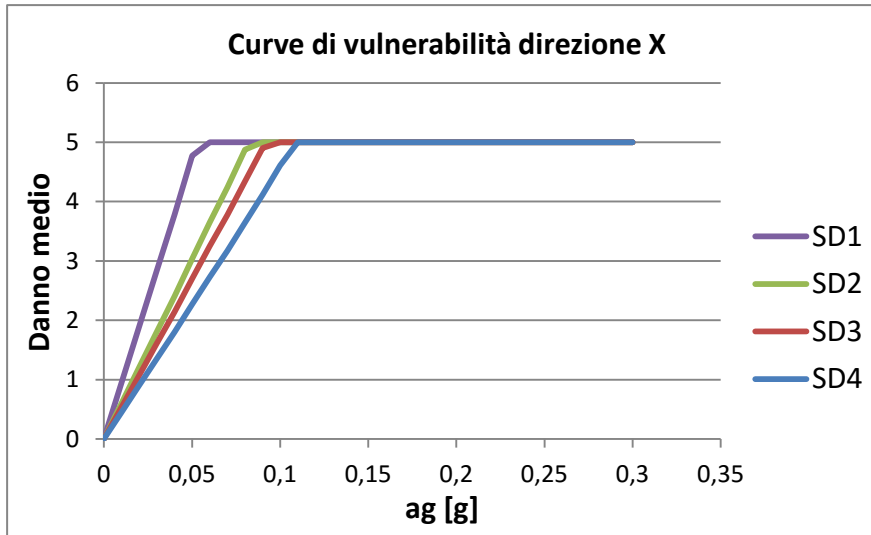


Tali curve di vulnerabilità si sviluppano su un diagramma che presenta sulle ordinate il valore  $\mu_d$  definito come danno medio, ossia la probabilità di raggiungere un certo stato limite di danno, e sulle ascisse l'accelerazione.

Il danno medio risulta così definito:

$$\mu_d = \frac{D}{C} \cdot 5$$

Facendo variare l'accelerazione da 0 fino a quella relativa alla PGA del comune di Mirabello abbiamo ricavato i vari valori della domanda (D) e confrontati con il valore della capacità (C) corrispondente a quello stato limite di danno. Le curve di danno sono dunque quattro, una per ogni stato limite di danno fissato, il valore di  $\mu_d$  varia da zero ad un massimo di cinque, la lettura di tali curve è immediata e fornisce un valore immediato di danno in funzione dello spostamento richiesto dalla struttura al variare dell'accelerazione.





#### 4.7 Curve di fragilità

Sono relazioni che forniscono il valor medio del danno in una costruzione in funzione di un parametro di intensità sismica (accelerazione di picco, intensità spettrale, intensità macrosismiche) ovvero la probabilità di superamento di un certo livello di danno al variare dell'input. Come per le precedenti curve anche per questa è stato necessario definire 4 stati limite di danno di seguito elencati:

- $S_{d,1}=0,7D_y$ ;
- $S_{d,2}=1,1D_y$ ;
- $S_{d,3}=0,5(D_y+D_u)$ ;
- $S_{d,4}=D_u$ .

La valutazione del livello di prestazioni atteso per il sistema è così operata in modo deterministico; considerata tuttavia la reale natura delle grandezze introdotte, a partire dalla definizione degli stati limite di danno, risulta più appropriato ragionare in termini probabilistici. Assunto allora il valore deterministico per gli stati limite, come medio ed introdotta la deviazione standard, possono essere definite le curve di fragilità.

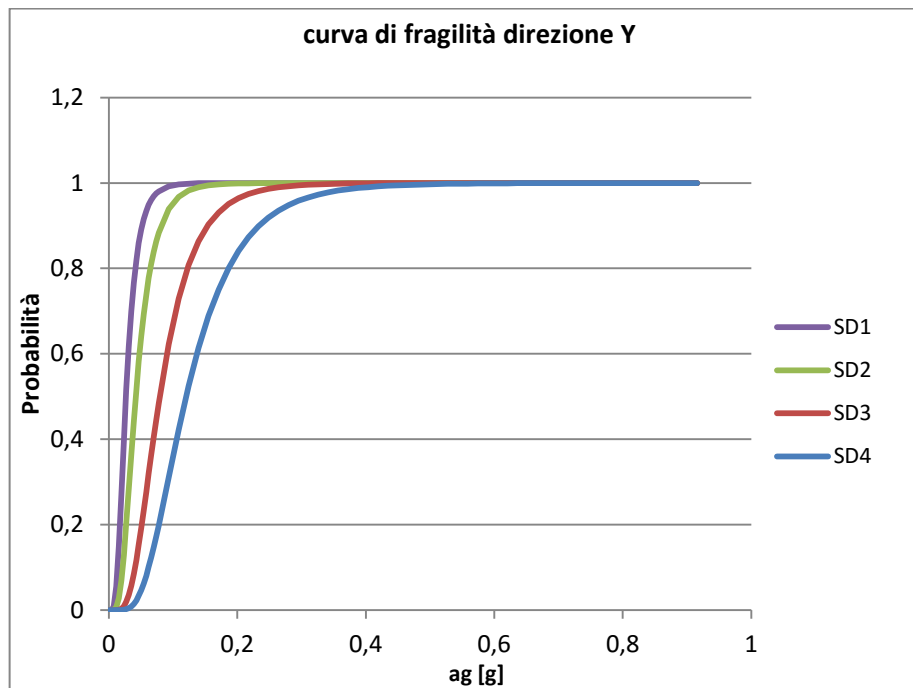
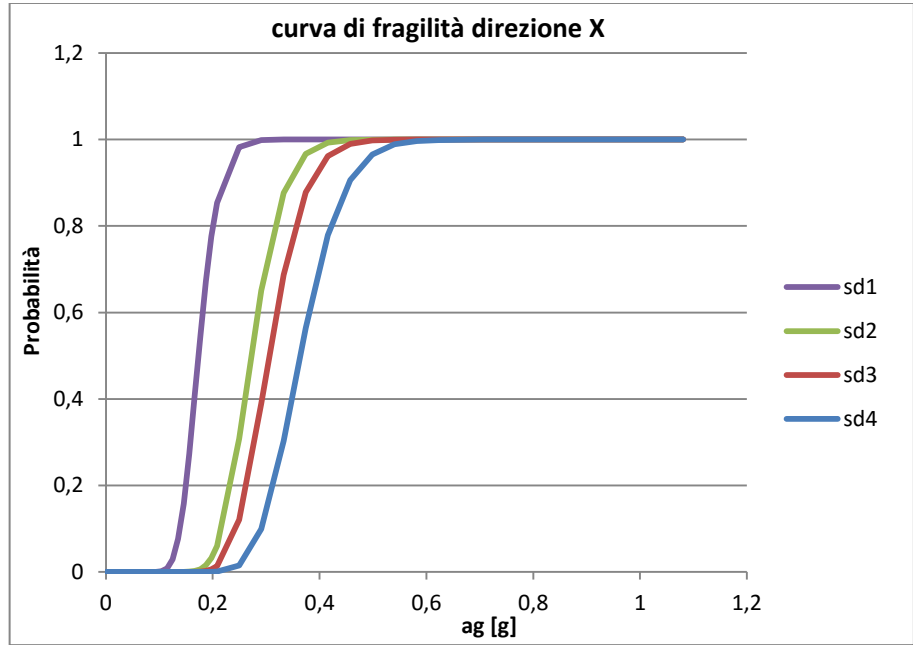
La probabilità di occorrenza o superamento dello stato limite considerato è così modellata mediante una distribuzione cumulativa lognormale, fornita dalla:

$$P \left[ \frac{ds}{S_d} \right] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta} \cdot \ln(S_d/S_{d,ds}) \right]$$

in cui  $\Phi$  è la funzione di distribuzione cumulativa normale standard,  $S_{d,ds}$  è il valore medio dello spostamento coerente con la definizione data per ciascun stato limite di danno,  $\beta$  è la deviazione ed è stato assunto un valore uguale per tutti e quattro gli stati limite, ottenuto dalla relazione:

$$\beta = \ln(\mu)$$

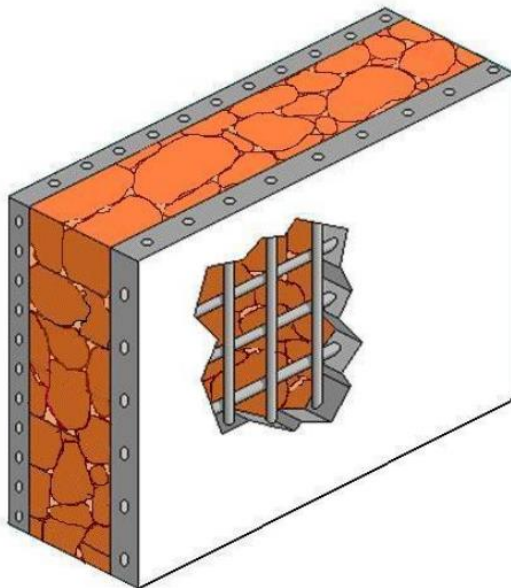
dove  $\mu$  è la duttilità data da  $\mu = \frac{d_u}{d_y}$ .



#### 4.8 Interventi da effettuare

Sulla struttura abbiamo provato due tipi di interventi con intonaco armato e con interventi di FRP.

L'intervento con intonaco armato; l'intervento consiste nel realizzare in aderenza alla superficie muraria delle lastre di materiale a base cementizia armate con una rete metallica, o di altro materiale ad alta resistenza, e rese solidali alla muratura (attraverso tiranti passanti in acciaio con un numero di almeno 5 per ogni metro quadrato di parete).



**Figura 4-21. Intervento con intonaco armato**

Vantaggi:

- Elevate resistenza chimica (ambienti aggressivi)
- Elevate prestazioni meccaniche

- Elevata resistenza termica
- Leggerezza nel trasporto
- Semplicità di installazione
- Elevata resistenza ai raggi ultravioletti (applicazioni esterne) –
- Buona aderenza con il calcestruzzo
- Limitato spessore
- Facilità di modellazione su superfici curve (volte, archi, ecc..)

L'efficacia dell'intervento è strettamente legata alla capacità dei connettori trasversali di trasmettere/ripartire le azioni. Sconsigliata l'applicazione ad una sola faccia della parete. L'ordinanza valuta l'efficacia di questa tipologia di intervento con un fattore variabile tra 1.5 e 2.5 sia per le caratteristiche di resistenza che per i moduli elastici, il programma 3Muri utilizza un fattore moltiplicativo di 1,5.

Intervento con FRP; ossia Fiber Reinforced Polymers, materiali fibrorinforzati, si indica una vasta gamma di materiali compositi, costituiti da una matrice polimerica di natura organica con la quale viene impregnato un rinforzo in fibra continua con elevate proprietà meccaniche. Come tutti i materiali compositi, gli FRP hanno un comportamento anisotropo ed eterogeneo, ma mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso. Questi materiali presentano diverse peculiarità, che variano in funzione della tipologia del singolo FRP e che ne determinano il campo di applicazione. Comunque tutti i prodotti fibrorinforzati presentano caratteristiche comuni quali:

- elevata leggerezza

- elevata resistenza meccanica
- elevata resistenza alla corrosione
- elevata coibenza termica
- elevate proprietà dielettriche e amagnetiche



**Figura 4-22. Esempio di rinforzo con FRP**

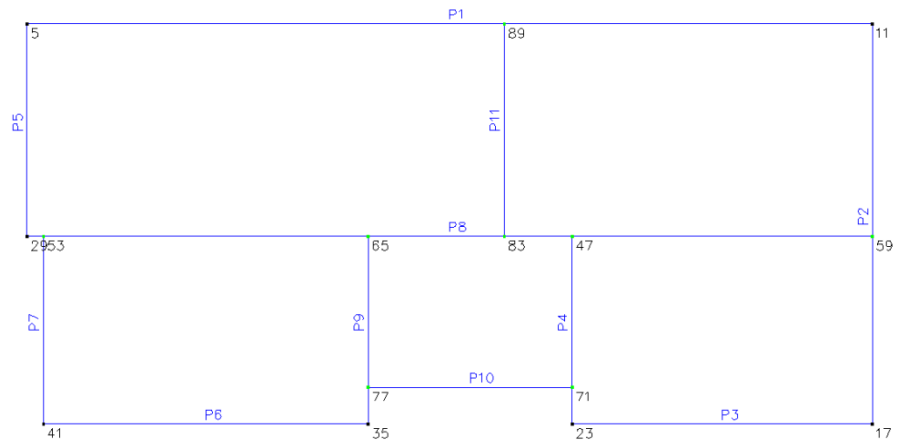
Nei FRP la matrice polimerica è normalmente costituita da resine di tipo termoindurente, generalmente resine epossidiche e più raramente in poliestere e in poliuretano.

I parametri richiesti da 3Muri per l'intervento con FRP sono stati:

$E$ ,  $\varepsilon$  e  $f_{fd}$ .

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad f_{fdd} = \frac{0.17}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_M}} \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot \sqrt{f_{mk}} \cdot f_{mtm}}{t_f}}$$

Di seguito vengono riportate tutte le pareti nelle due analisi più gravose indicate da 3Muri e i meccanismi di rottura dei vari elementi.



Pareti in direzione X: P<sub>1</sub>, P<sub>3</sub>, P<sub>6</sub>, P<sub>8</sub>, P<sub>10</sub>

Pareti in direzione Y: P<sub>2</sub>, P<sub>4</sub>, P<sub>5</sub>, P<sub>7</sub>, P<sub>9</sub>, P<sub>11</sub>

### 4.8.1 Parete 1 direzione X

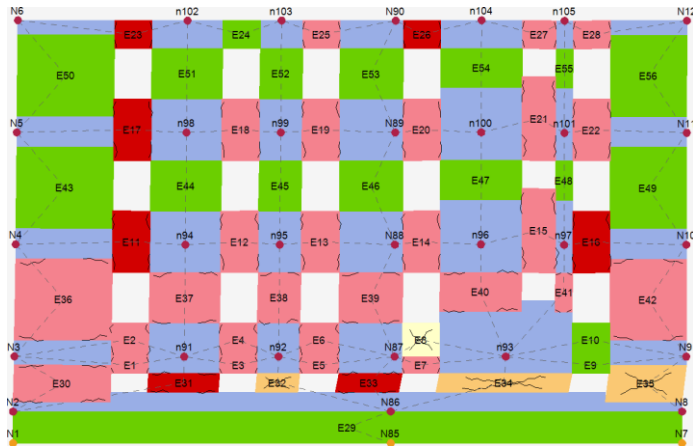


Figura 4-23. Parete 1 analisi 10

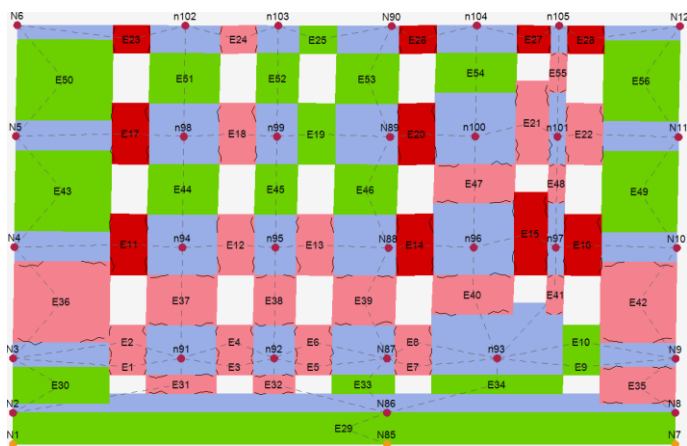


Figura 4-24. Parete 1 analisi 20

Sulla parete 1 si interviene al livello 2.



Intervento con intonaco armato

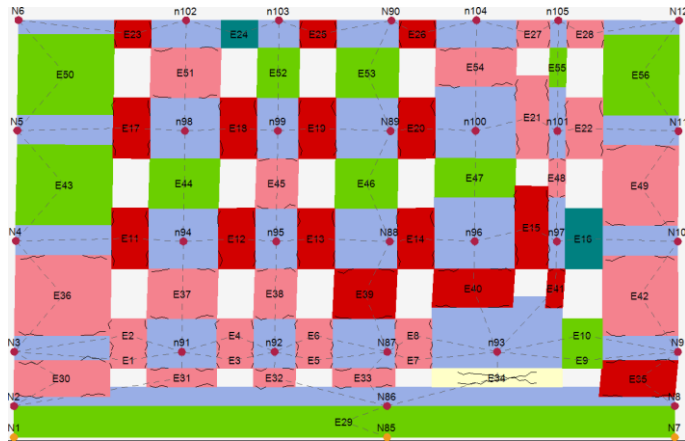


Figura 4-25. Parete 1 analisi 10, intervento con intonaco armato

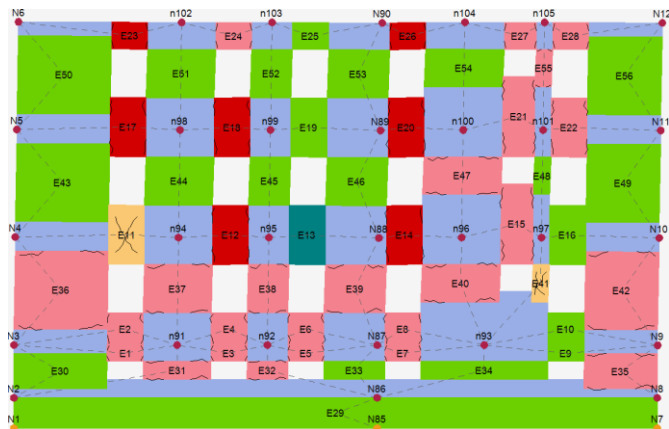


Figura 4-26. Parete 1 analisi 20, intervento con intonaco armato

Intervento con FRP

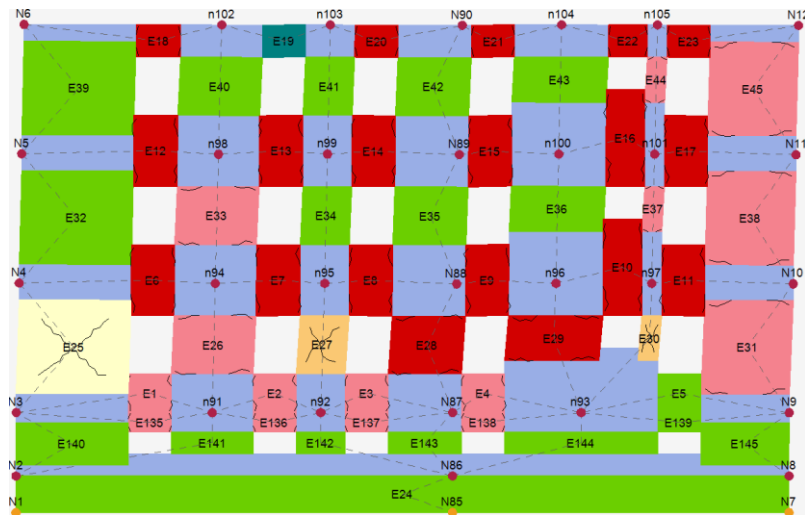


Figura 4-27. Parete 1 analisi 10, intervento con FRP

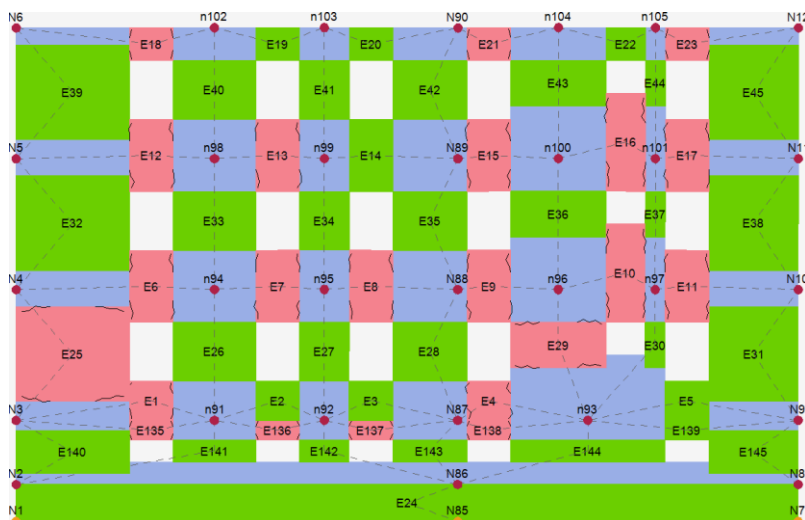


Figura 4-28. Parete 1 analisi 20, intervento con FRP.

4.8.2 Parete 3 direzione X

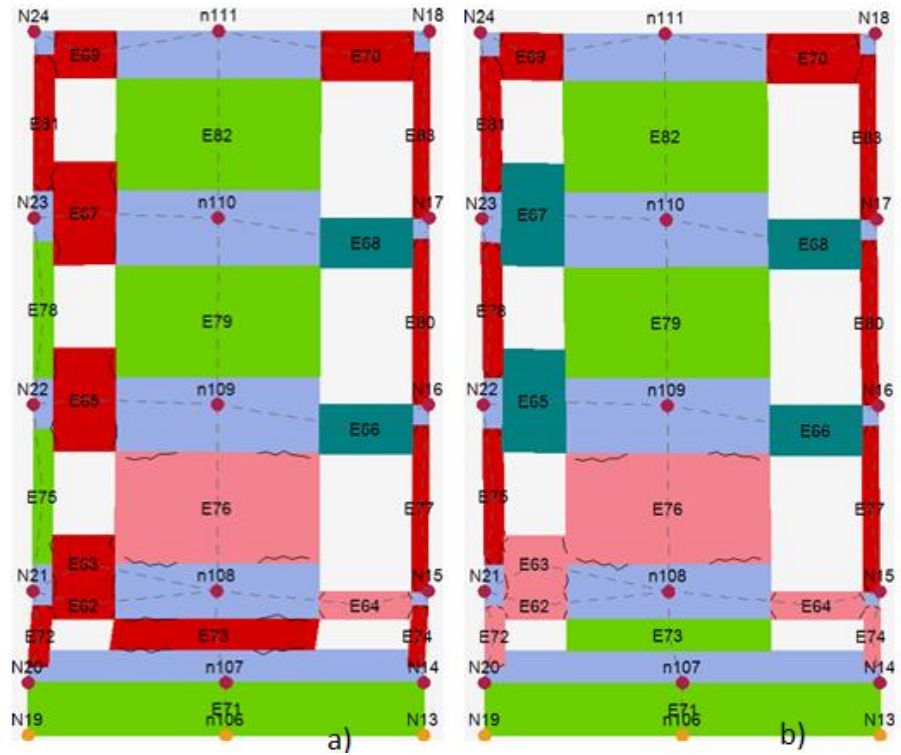


Figura 4-29. a) Parete 3 analisi 10; b) Parete 3 analisi 20

Si interviene a livello 2, 3, 4 e 5

Intervento con intonaco armato

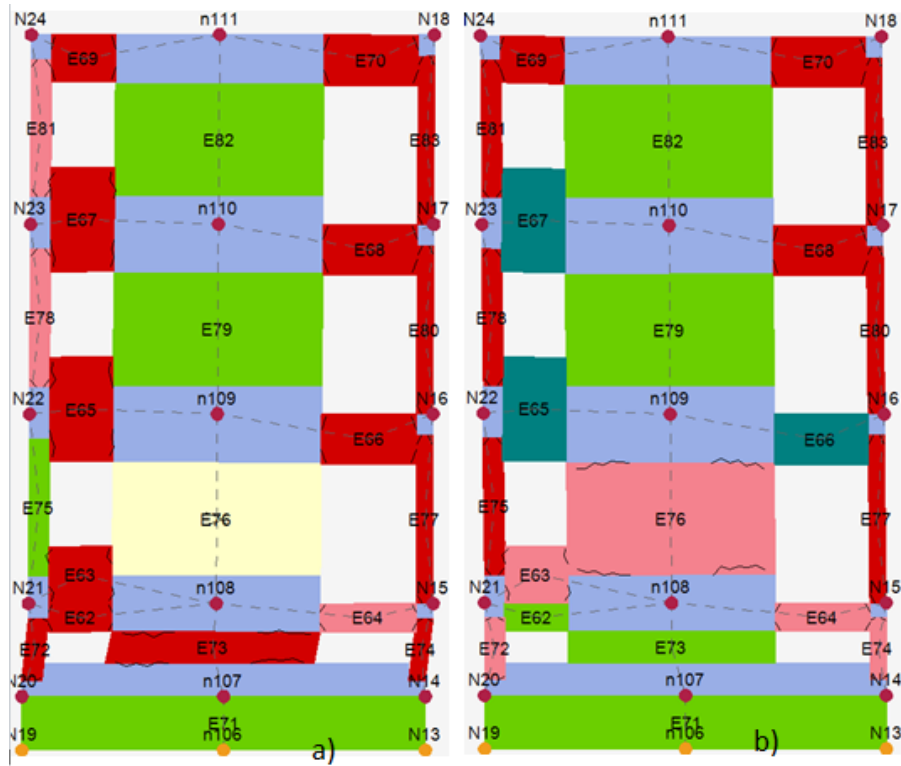


Figura 4-30. a) analisi 10 intervento con intonaco armato: b) analisi 20 con intonaco armato

Intervento con FRP

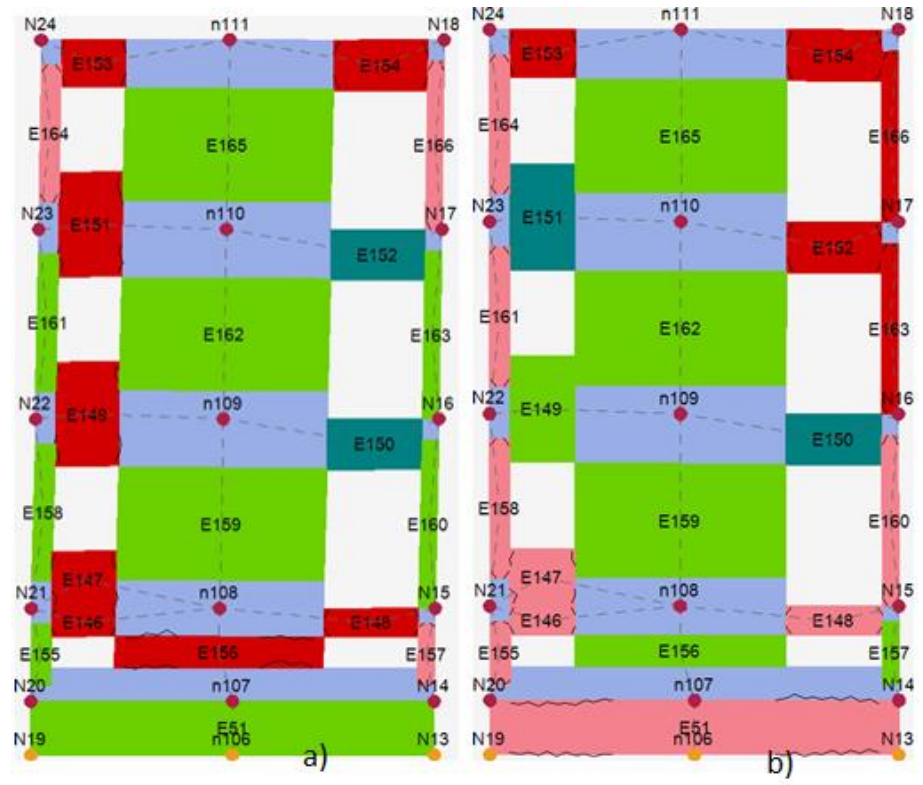


Figura 4-31. a) analisi 10 con FRP; b) analisi 20 con FRP

4.8.3 Parete 6 direzione X

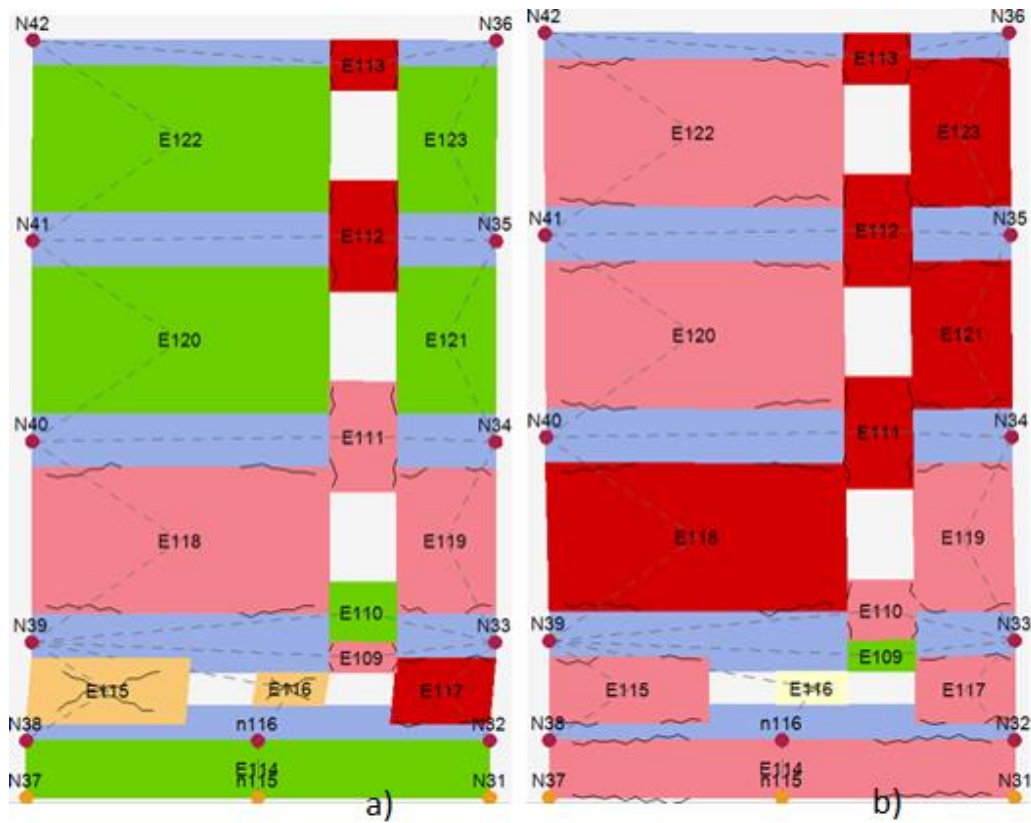


Figura 4-32. a) parete 6 analisi 10; b) parete 6 analisi 20

Si interviene a livello 2,3,4 e 5

Intervento con intonaco armato

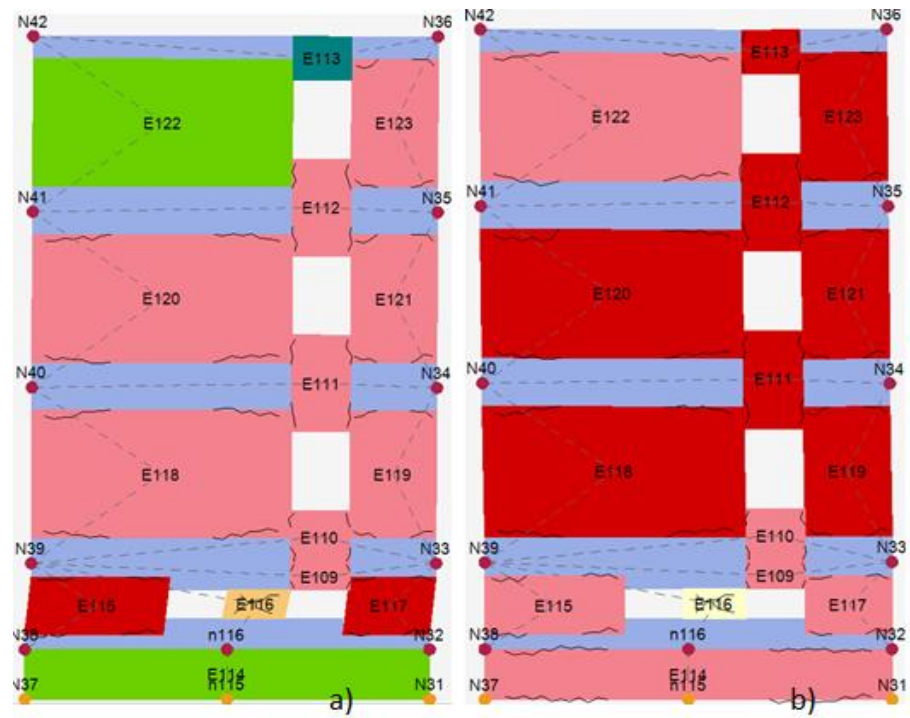


Figura 4-33. a) analisi 10 con intonaco armato; b) analisi 20 con itonaco armato

Intervento con FRP

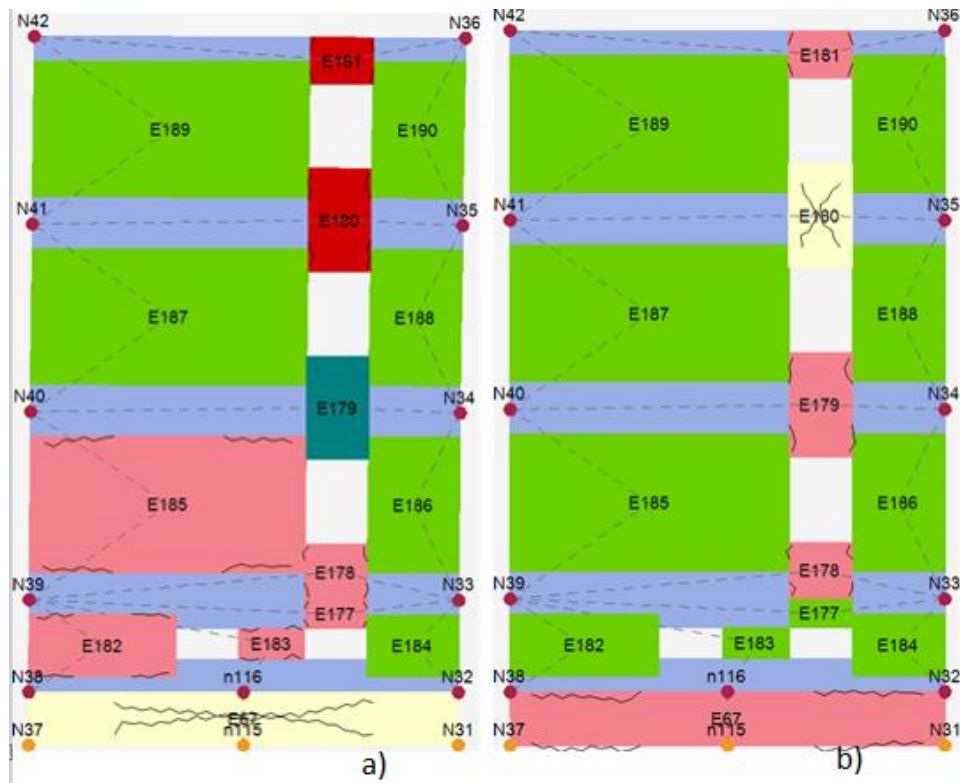


Figura 4-34. a) analisi 10 con FRP; b) analisi 20 con FRP



4.8.4 Parete 8 direzione X

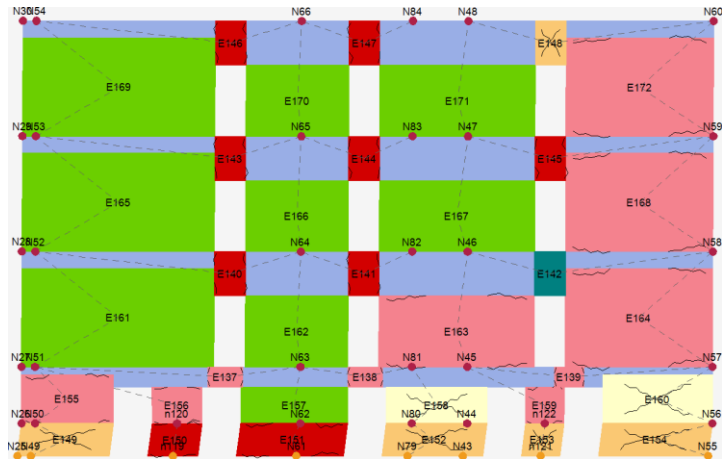


Figura 4-35. Parete 8 analisi 10

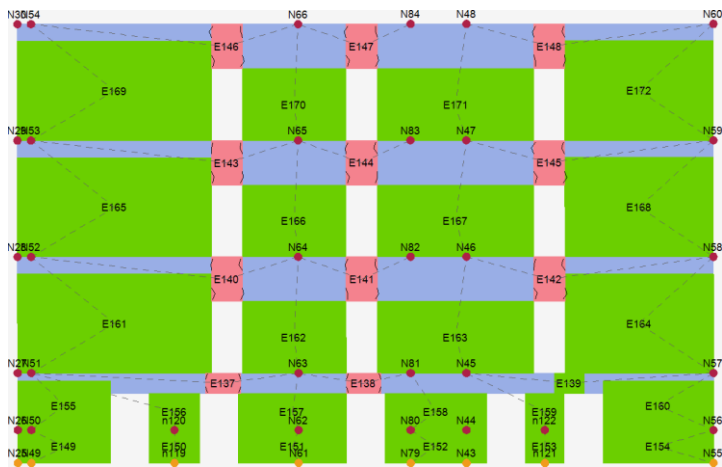


Figura 4-36. Parete 8 analisi 20

Interventi solo al livello 2

Intervento con intonaco armato

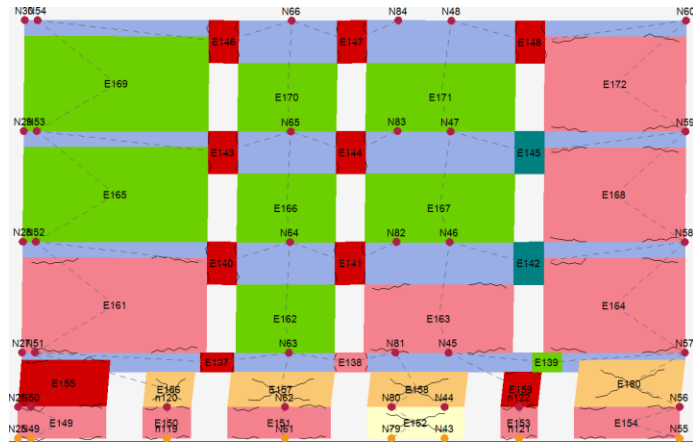


Figura 4-37. Parete 8 analisi 10, intervento con intonaco armato

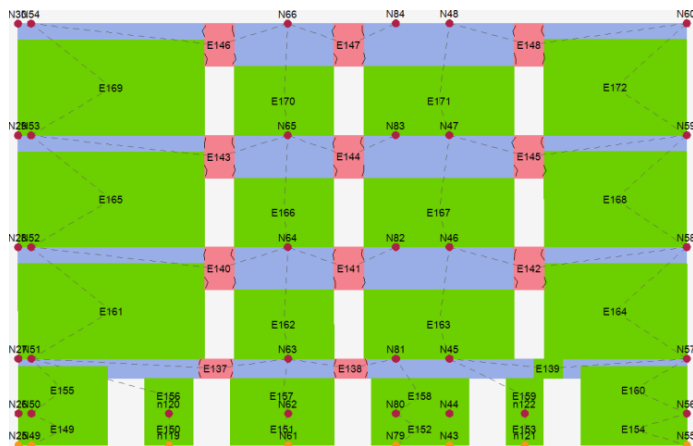


Figura 4-38. Parete 8 analisi 20, intervento con intonaco armato

Intervento con FRP

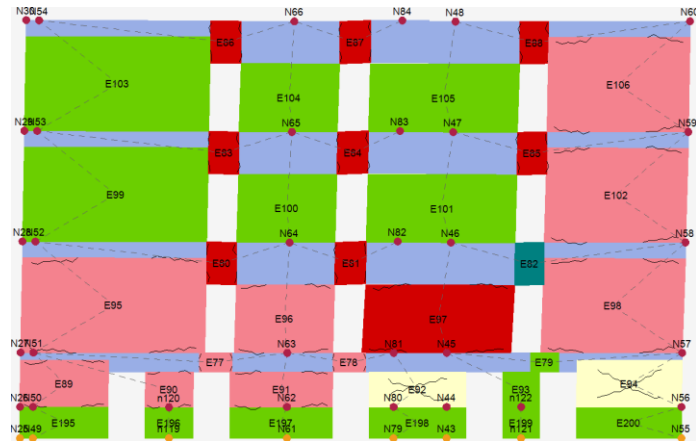


Figura 4-39. Parete 8 analisi 10, intervento con FRP

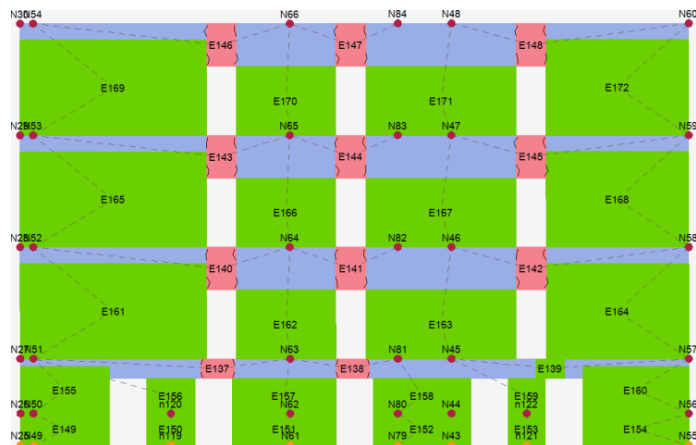


Figura 4-40. Parete 8 analisi 20, intervento con FRP

4.8.5 Parete 10 direzione X



Figura 4-41. a) analisi 10; b) analisi 20

Interventi solo al livello 2

Intervento con intonaco armato

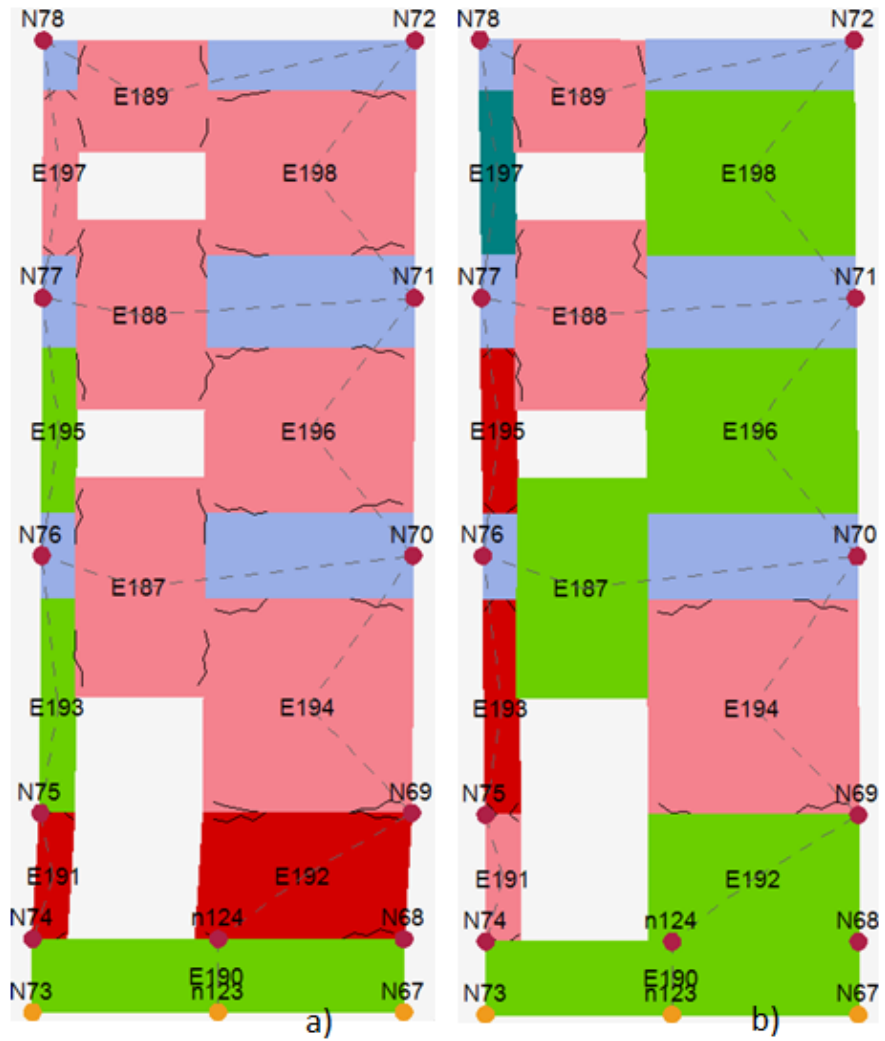


Figura 4-42. a) analisi 10 con intonaco armato; b) analisi 20 con intonaco armato

Intervento con FRP



Figura 4-43. a) analisi 10 con FRP; b) analisi 20 con FRP

4.8.6 Parete 2 direzione Y

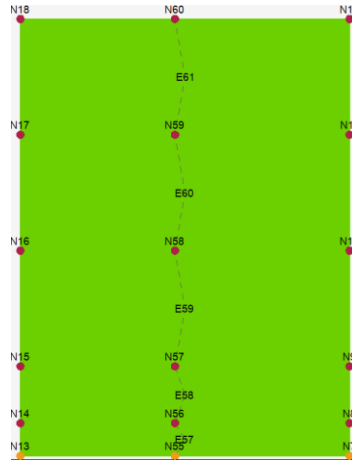


Figura 4-44. Parete 2 sia nell'analisi 10 che nella 20

Nessun intervento

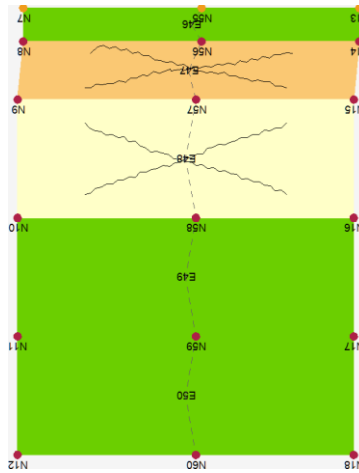


Figura 4-45. Parete 2 analisi 20 dopo interventi di FRP sulle altre pareti

4.8.7 Parete 4 direzione Y

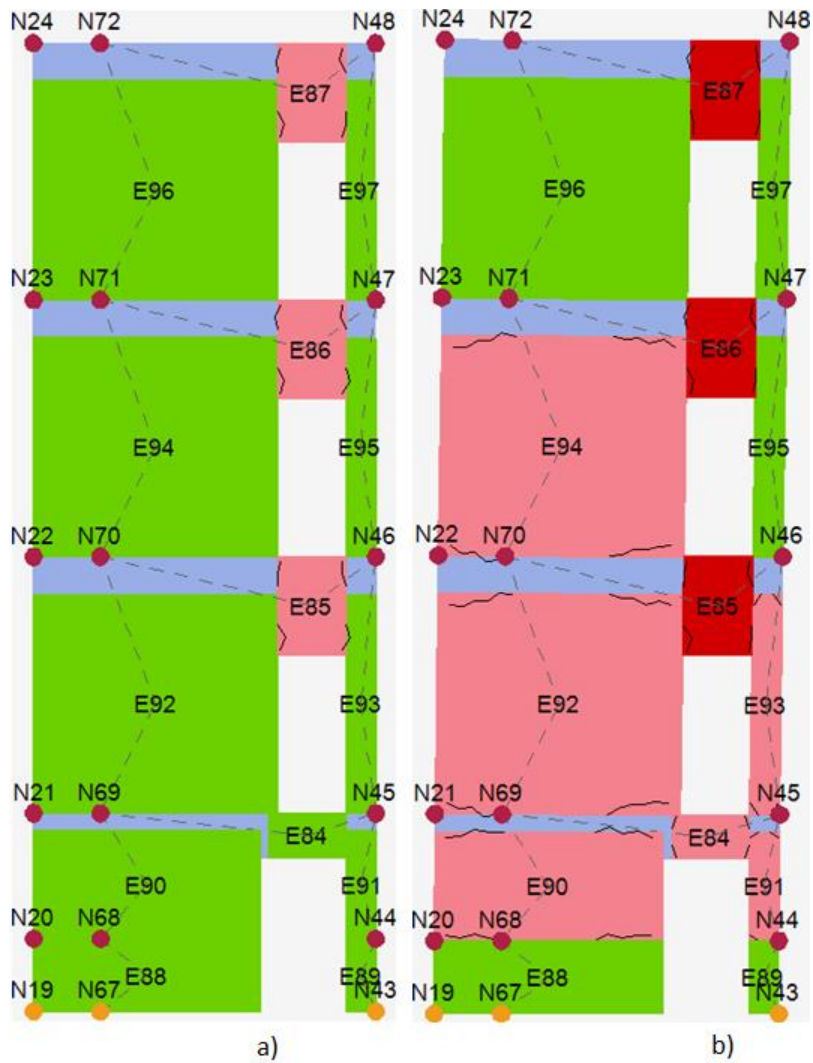


Figura 4-46. a) analisi 10; b) analisi 20

Nessun intervento



Intervento con intonaco armato

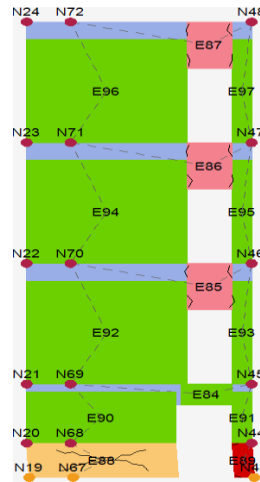


Figura 4-47. Parete 4 analisi 10, intervento con intonaco armato sulle altre pareti

Intervento con FRP

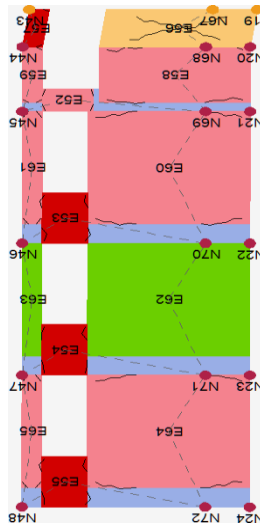


Figura 4-48. Parete 4 analisi 20, intervento con FRP sulle altre pareti

4.8.8 Parete 5 direzione Y

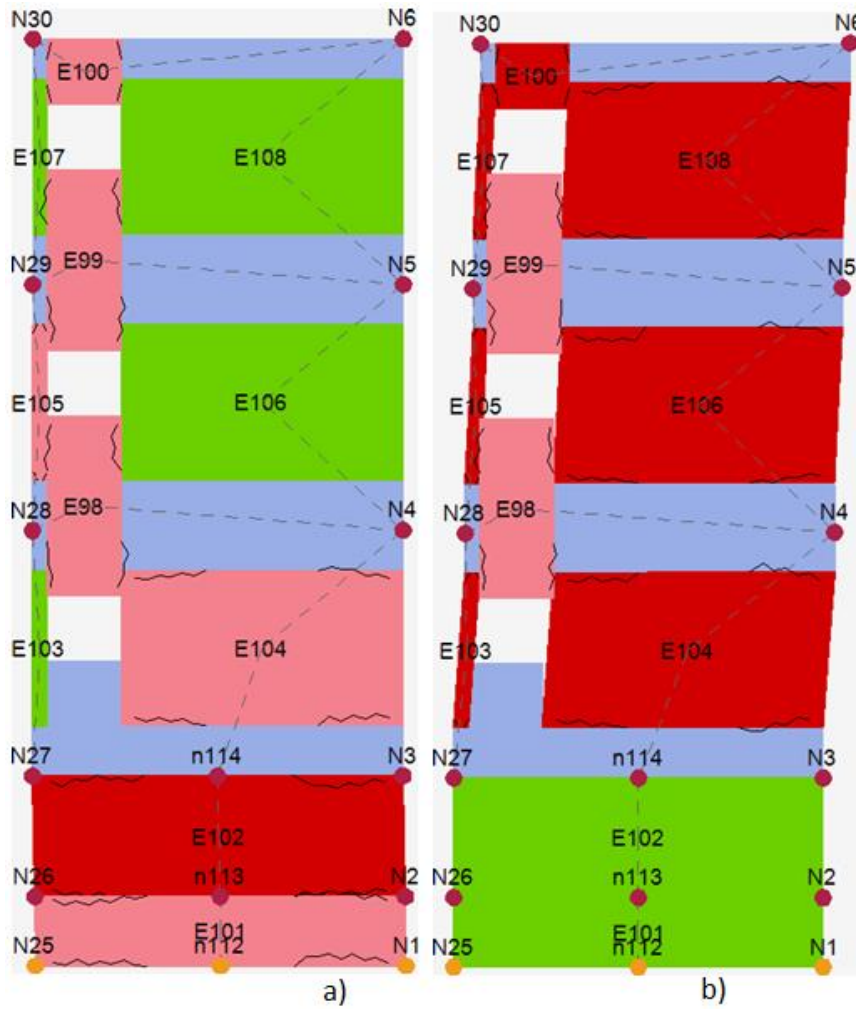


Figura 4-49. a) analisi 10; b) analisi 20

Interventi al livello 2, 3, 4 e 5

Interventi con intonaco armato

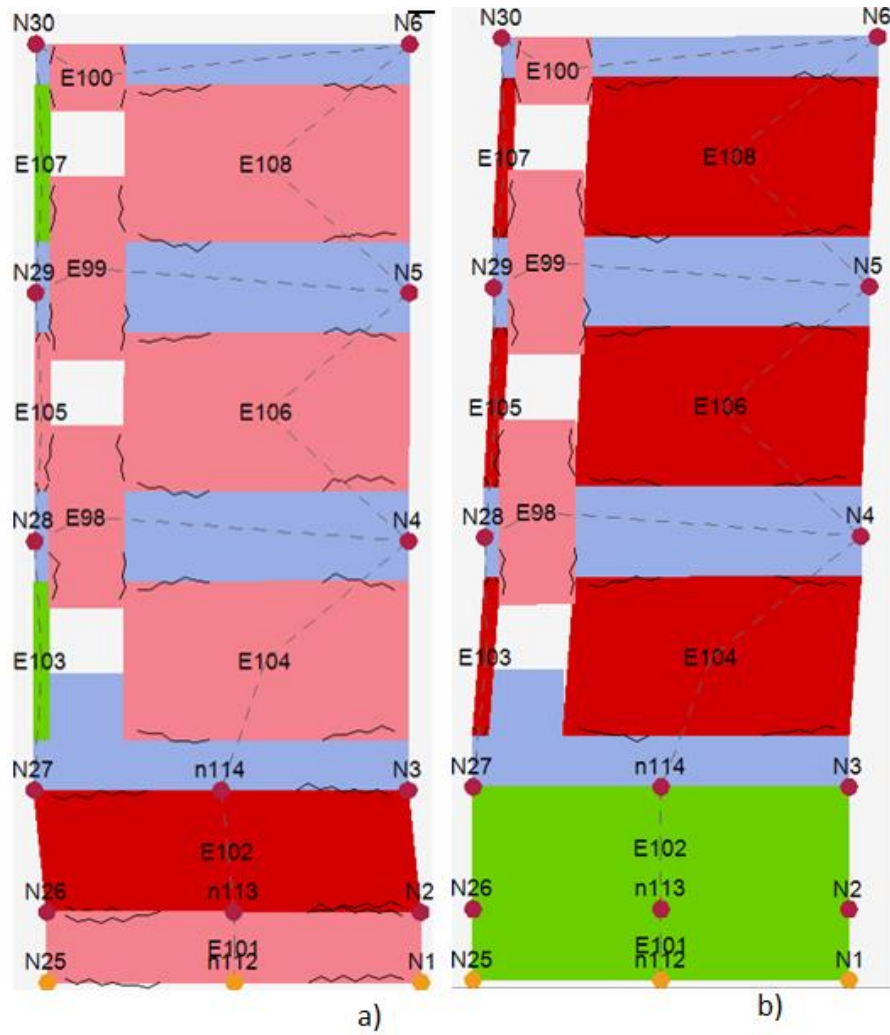


Figura 4-50. a) analisi 10 con intonaco armato; b) analisi 20 con intonaco armato

Interventi con FRP

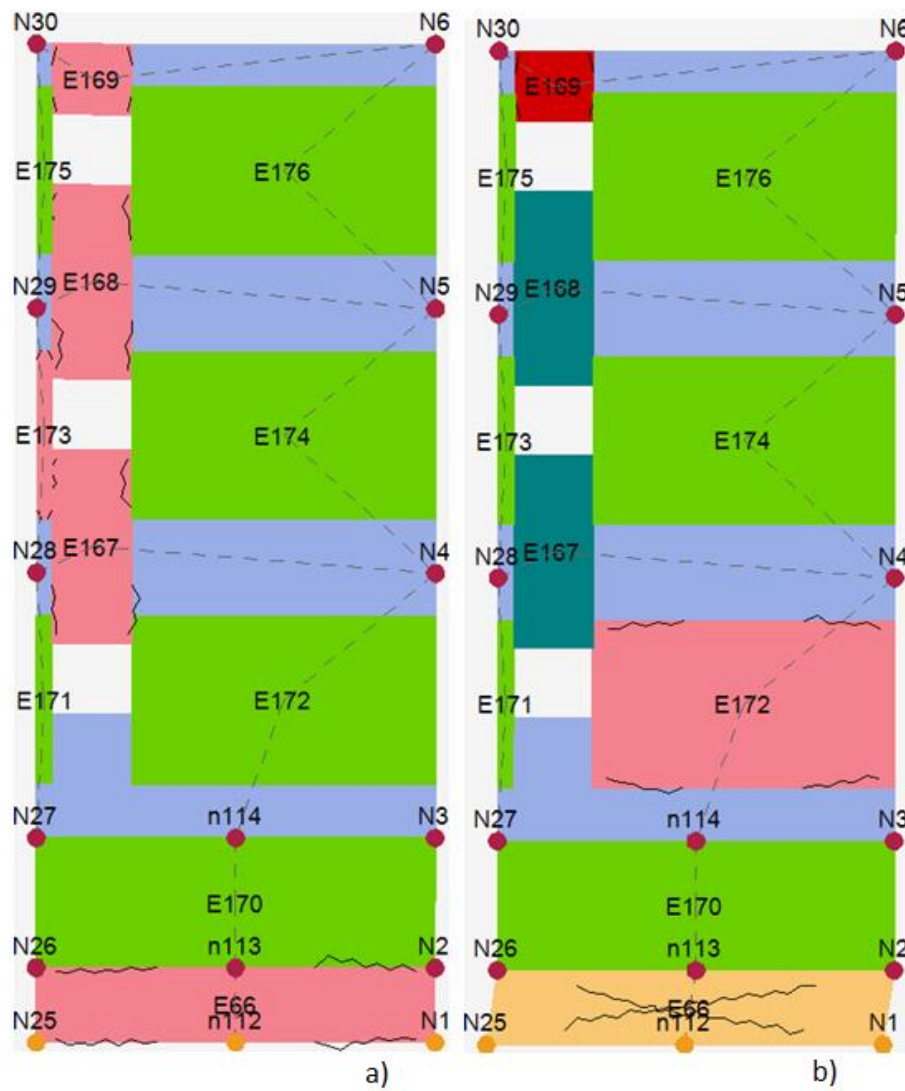


Figura 4-51. a) analisi 10, intervento di FRP; b) analisi 20, intervento di FRP

4.8.9 Parete 7 direzione X

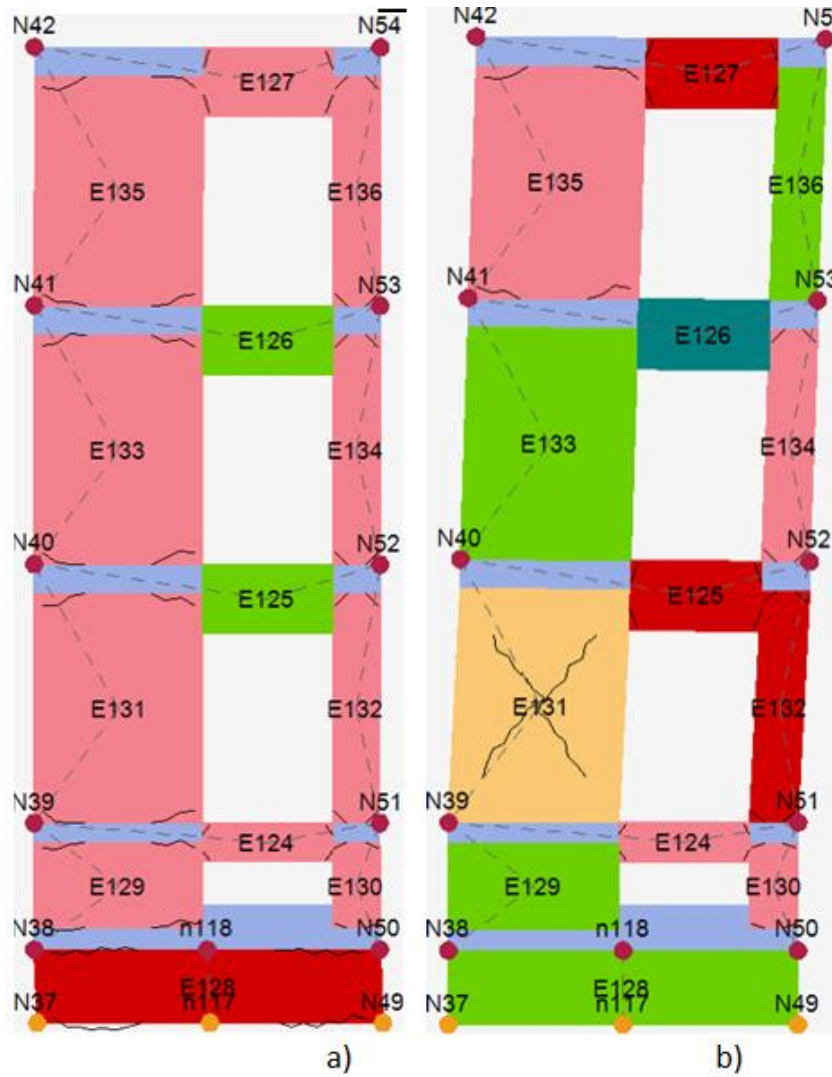


Figura 4-52. a) analisi 10; b) analisi 20

Interventi al livello 1 e 3.

Interventi con intonaco armato

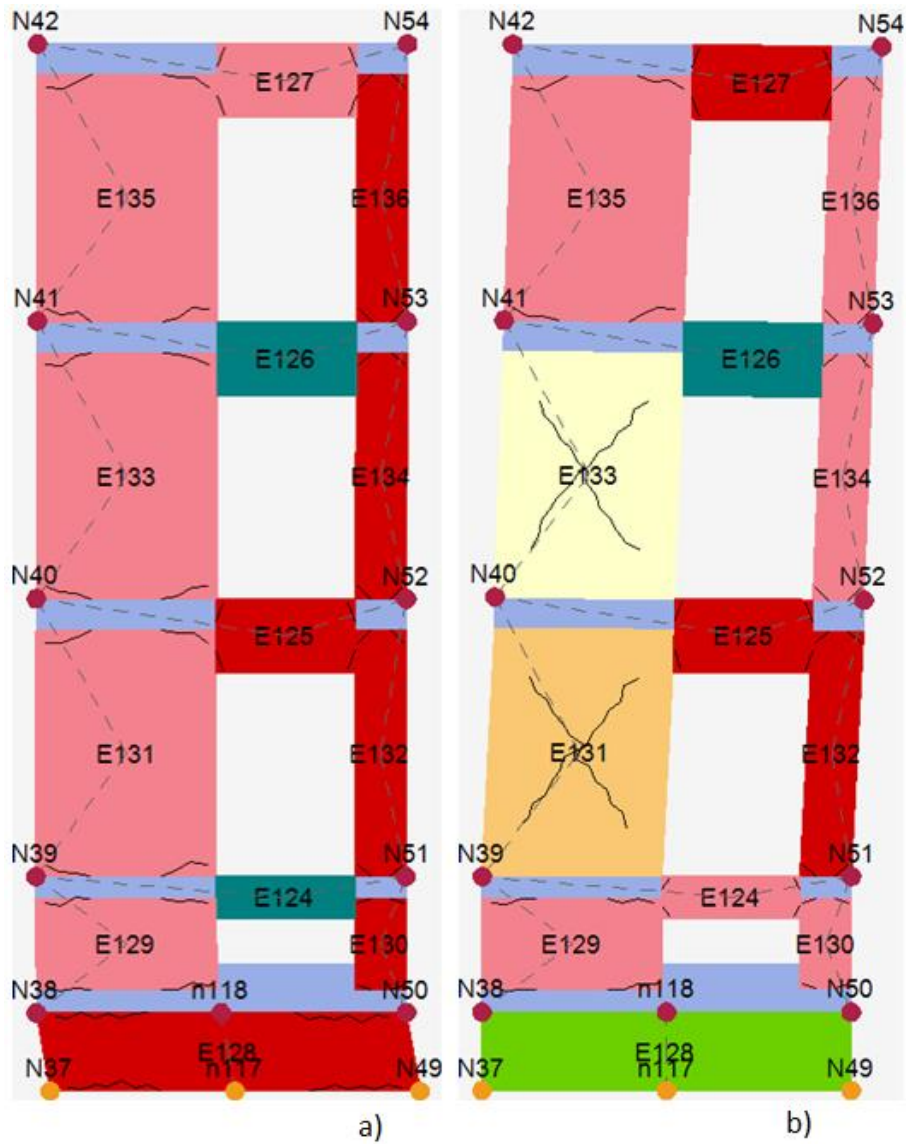


Figura 4-53. a) analisi 10 con intonaco armato; b) analisi 20 con intonaco armato

Interventi con FRP

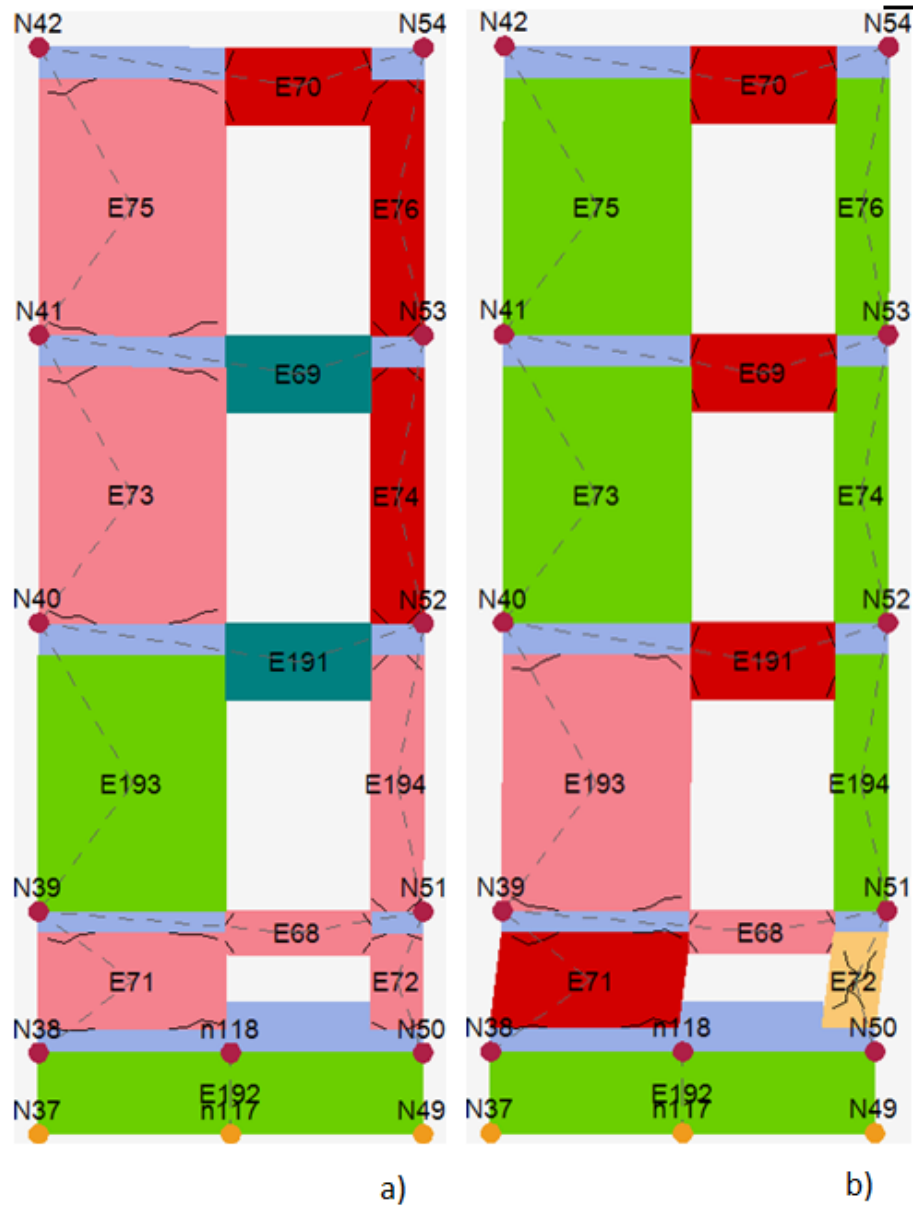


Figura 4-54. a) analisi 10, interventi con FRP; b) analisi 20, interventi con FRP



4.8.10 Parete 9 direzione Y

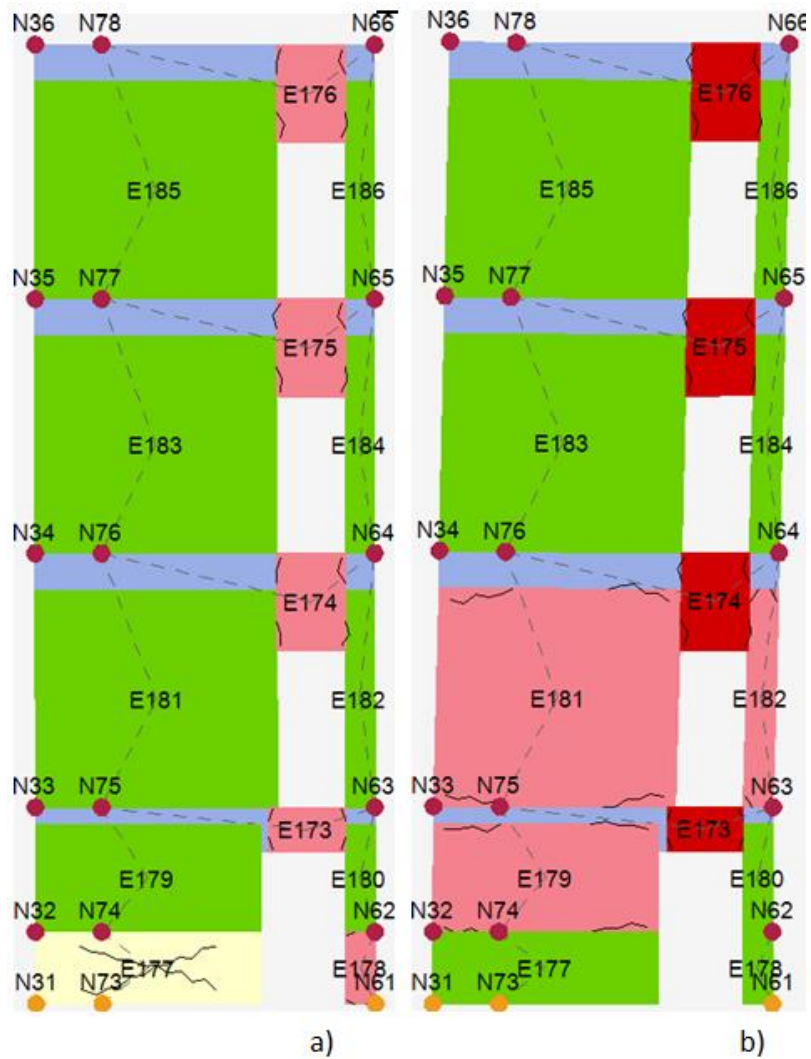


Figura 4-55. a) analisi 10; b) analisi 20

Nessun intervento



Intervento con intonaco armato

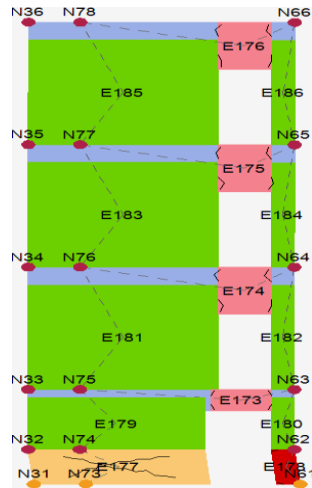


Figura 4-56. Parete 9 analisi 10 dopo interventi con intonaco armato sulle altre pareti

Intervento con FRP

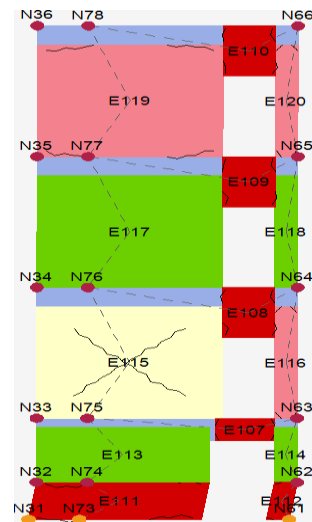


Figura 4-57. Parete 9 analisi 20 dopo interventi con FRP sulle altre pareti

4.8.11 Parete 11 direzione Y

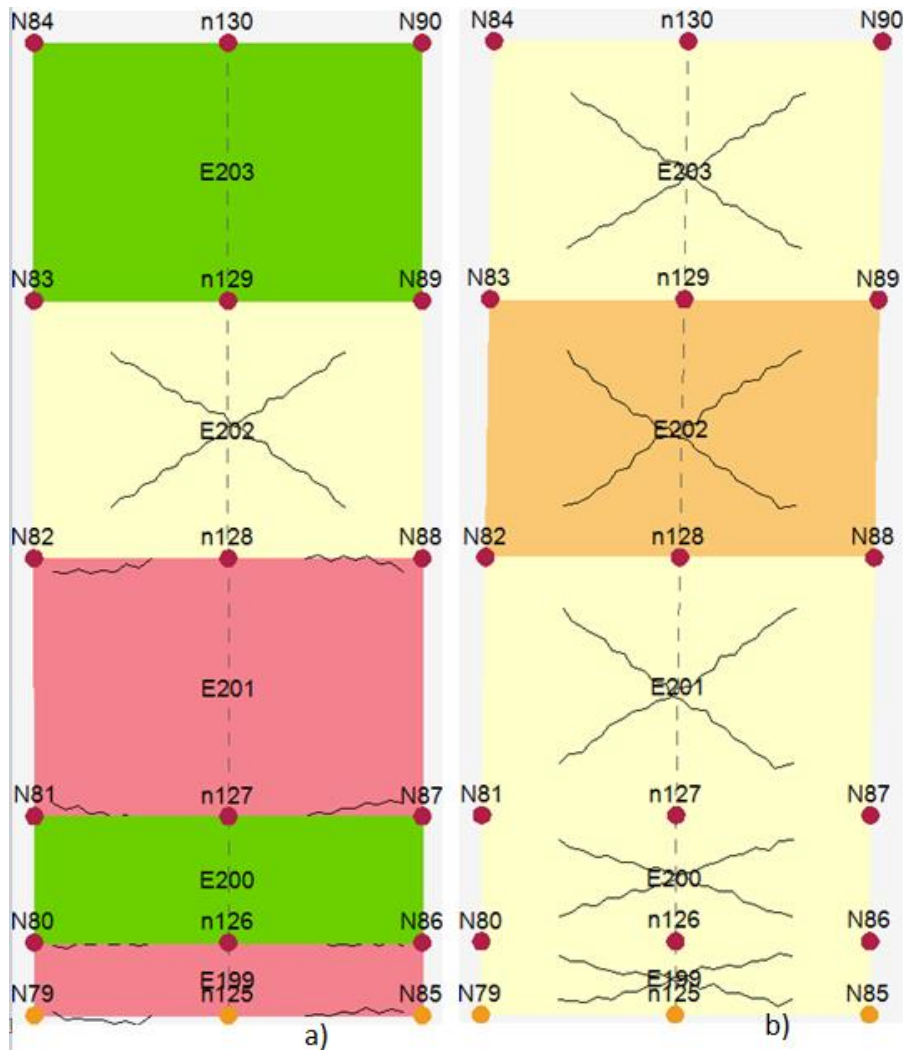


Figura 4-58. Parete 11, a) analisi 10 ; b) analisi 20

Intervento al livello 4

Intervento con intonaco armato

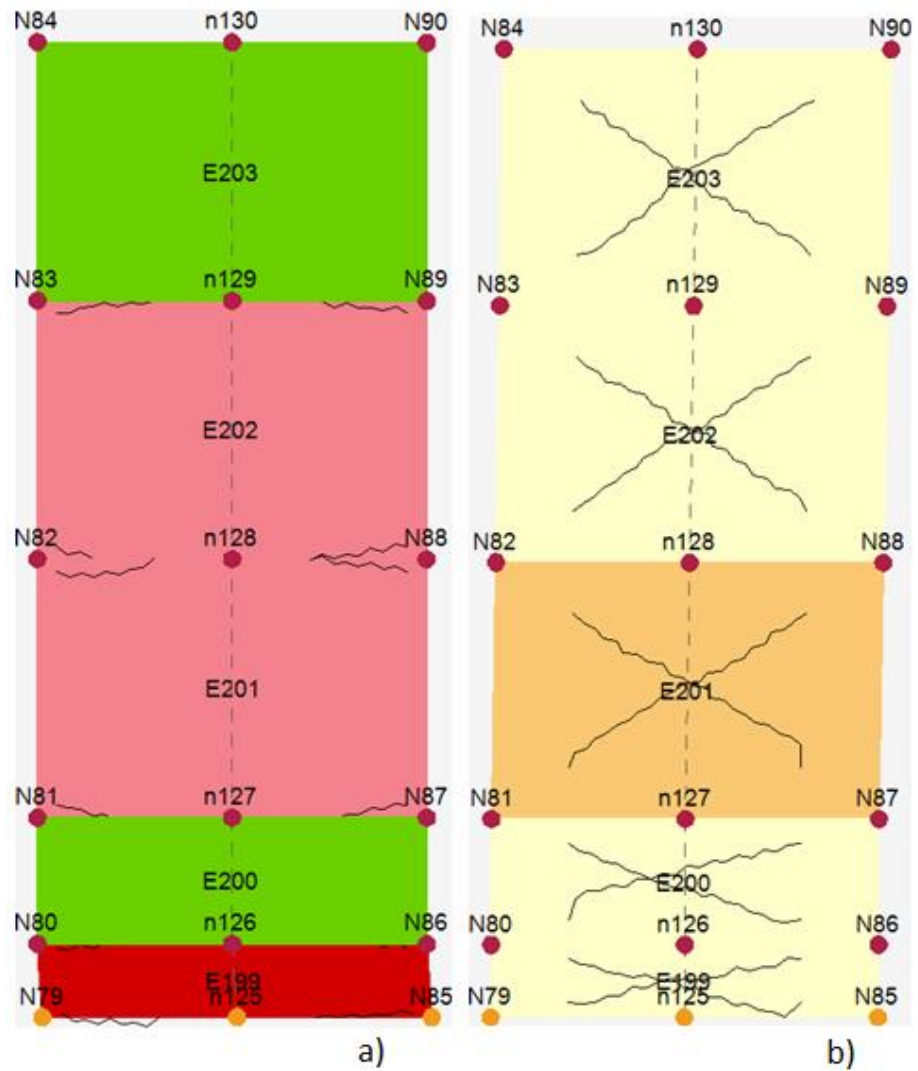


Figura 4-59. a) analisi 10 con intonaco armato; b) analisi 20 con intonaco armato

Intervento con FRP

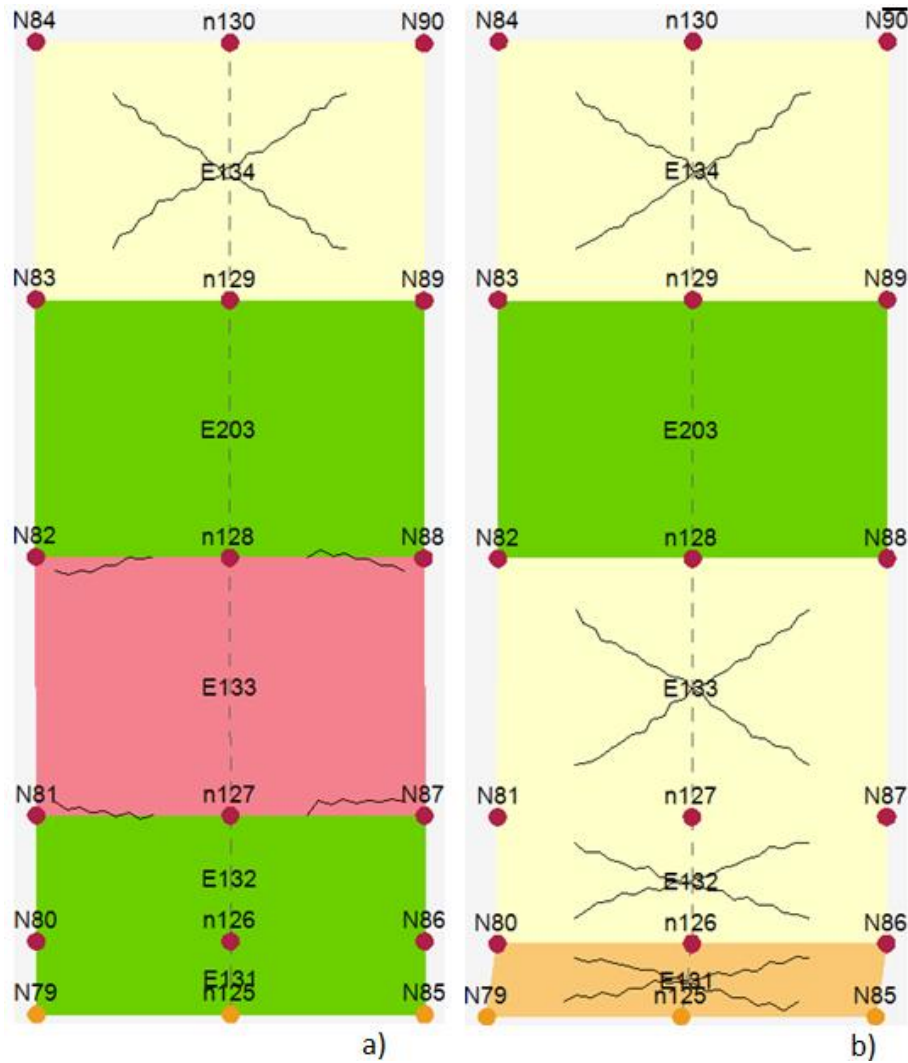


Figura 4-60. a) analisi 10 con interventi di FRP; b) analisi 20 con interventi di FRP

#### 4.8.1 Confronto degli $\alpha_u$

Analisi 10 in direzione X

$\alpha_u$  (stato di fatto,) =0,756

$\alpha_u$  (intervento con intonaco armato) =1,178

$\alpha_u$  (intervento con FRP) =1,176

Analisi 20 in direzione Y

$\alpha_u$  (stato di fatto) =0,575

$\alpha_u$  (intervento con intonaco armato) =0,615

$\alpha_u$  (intervento con FRP) =0,865

#### 4.8.2 Calcolo costi degli interventi

Calcolo delle aree di ogni parete

LIVELLO 1

$A_{P1}=15,22m^2$ ,  $A_{P2}=7,24m^2$ ,  $A_{P3}=5,41m^2$ ,  $A_{P4}=3,40m^2$ ,  $A_{P5}=3,84m^2$ ,  
 $A_{P6}=5,86m^2$ ,  $A_{P7}=3,40m^2$ ,  $A_{P8}=15,22m^2$ ,  $A_{P9}=3,40m^2$ ,  $A_{P10}=3,68m^2$   
 $A_{P11}=3,84m^2$ .

LIVELLO 2

$A_{P1}=26,31m^2$ ,  $A_{P2}=12,52m^2$ ,  $A_{P3}=9,36m^2$ ,  $A_{P4}=5,88m^2$ ,  $A_{P5}=6,64m^2$ ,  
 $A_{P6}=10,13m^2$ ,  $A_{P7}=5,88m^2$ ,  $A_{P8}=26,31m^2$ ,  $A_{P9}=5,88m^2$ ,  $A_{P10}=6,37m^2$   
 $A_{P11}=6,64m^2$ .

LIVELLO 3, 4 e 5

$A_{P1}=53,7m^2$ ,  $A_{P2}=25,56m^2$ ,  $A_{P3}=19,1m^2$ ,  $A_{P4}=12,00m^2$ ,  $A_{P5}=13,56m^2$ ,  
 $A_{P6}=20,67m^2$ ,  $A_{P7}=12,00m^2$ ,  $A_{P8}=53,7m^2$ ,  $A_{P9}=12,00m^2$ ,  $A_{P10}=12,99m^2$   
 $A_{P11}=13,56m^2$ .

#### 4° CAPITOLO

---

Metri quadri totali di intervento=262,98m<sup>2</sup>

Dai prezziari regionali abbiamo ricavato i prezzi a metro quadro di intervento con intonaco armato e con FRP.

Costi a metro quadro dell'intonaco armato= 63,66€/m<sup>2</sup>

---

R.05.30.50	Consolidamento di murature di qualsiasi genere, anche ad una testa, mediante l'applicazione di rete elettrosaldata 10x10 cm, diametro minimo 6 mm. Compresi la spicconatura dell'intonaco, la spazzolatura e il lavaggio delle superfici d'intervento, la posa della rete con fissaggio meccanico, i tagli, gli sfridi, le piegature e le sovrapposizioni della rete, intonaco con malta cementizia antiritiro dosata a 300 Kg di cemento, spessore non inferiore a 4 cm, la rifinitura e ogni altro onere e magistero per dare il lavoro finito a perfetta regola d'arte				
R.05.30.50.a	Su un lato	mq	€ 35,61	58,78	€ 0,04
R.05.30.50.b	Su entrambi i lati	mq	€ 63,66	57,94	€ 0,08

---

Costo a metro quadro del FRP =306€/m<sup>2</sup>

**Applicazione in opera di sistema di consolidamento FRP realizzato con**

tessuto unidirezionale in carbonio da 300 a 320 gr/mq, per il confinamento a compressione e a pressoflessione di elementi in cemento armato e adeguamento antisismico, nel prezzo è incluso: 1) Applicazione del primer bicomponente, 2) Applicazione dello stucco epossidico; 3) Applicazione della resina bicomponente; 4) Applicazione del tessuto ; 5) Applicazione della resina bicomponente; 6) Spolvero di quarzo sferoidale a granulometria controllata da 1,9 mm; Sono esclusi i ponteggi e le impalcature, nonché il trasporto e smaltimento a discarica degli imballi.

<b>per metro quadro e uno strato di tessuto.</b>	mq	<b>306,19</b>	<b>22,27%</b>
<b>Per metro quadro e per ogni strato successivo di tessuto.</b>	mq	<b>162,06</b>	<b>11,56%</b>

Si avrà che il costo di intervento con intonaco armato è di circa 16.800€, mentre per il calcolo dei costi con FRP si deve calcolare prima i metri quadri di FRP da mettere su ogni parete:

Area totale di FRP da applicare è di circa  $132\text{m}^2$ , il costo di intervento con FRP si aggira intorno ai 40.000€, a causa degli eccessivi costi degli interventi con FRP si preferisce intervenire con intonaco armato.





# BIBLIOGRAFIA

- N. Augenti - Il calcolo sismico degli edifici in muratura - UTET Libreria - Torino 2004.
- S. Cattari, E. Curti, S. Giovinazzi, S. Lagomarsino e S. Parodi- Un modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità del costruito in muratura a scala urbana – Genova 25-29 Gennaio 2004.
- P. Lenza, A. Ghersi, B. Calderoni – Edifici in muratura alla luce delle nuove normative sismiche. – Turtleback. [http://www.stadata.com/mail/2012/faresismica/documenti/04/Galasco-Frumento\\_SistemiEditoriali.pdf](http://www.stadata.com/mail/2012/faresismica/documenti/04/Galasco-Frumento_SistemiEditoriali.pdf)
- <http://www.iuav.it/Ateneo1/docenti/architetto/docenti-st/Paolo-Facc/materiali-/Restauro-21/lez06.pdf>
- [http://www.dica.unict.it/users/aghersi/Testi/Sismica/Capitolo\\_2.pdf](http://www.dica.unict.it/users/aghersi/Testi/Sismica/Capitolo_2.pdf)
- [http://www.fedoa.unina.it/1907/1/Mariniello\\_Ingegneria\\_dei\\_Materiali\\_e\\_delle\\_Strutture.pdf](http://www.fedoa.unina.it/1907/1/Mariniello_Ingegneria_dei_Materiali_e_delle_Strutture.pdf)
- [ftp://ftp.ingv.it/pro/gndt/Att\\_scient/Prodotti\\_consegnati/Dolce\\_Zuccaro/Task3/SAVE\\_Task3.pdf](ftp://ftp.ingv.it/pro/gndt/Att_scient/Prodotti_consegnati/Dolce_Zuccaro/Task3/SAVE_Task3.pdf)



