

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996  
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

**Cap. 5 - EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA  
(par. C.5.1, C.5.2)  
(Mauro Mezzina, Giuseppina Uva)**

**SOMMARIO**

5.1. Generalità	5.2
5.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma	5.5
5.2.1. Requisiti progettuali	5.5
5.2.2. Regole generali (punto C.5.1)	5.6
5.2.3. Regole specifiche per edifici in muratura ordinaria (punto C.5.2)	5.9
5.3. Commenti e miglioramenti possibili	5.23
5.4. Esempi di applicazione	5.25
5.4.1. Verifica semplificata di un edificio in muratura ordinaria	5.25
5.4.2. Verifica estesa di un edificio in muratura ordinaria	5.31
5.5. Conclusioni	5.47
5.6. Bibliografia	5.48

## Cap. 5 - EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA (par. C.5.1, C.5.2) (Mauro Mezzina, Giuseppina Uva)

### 5.1. GENERALITA'

Secondo la Normativa attualmente vigente in Italia, si intende per edificio in muratura ordinaria un organismo a uno o più piani avente struttura portante in elementi naturali (pietra) o artificiali (in laterizio normale o alleggerito in pasta, in calcestruzzo normale o alleggerito) collegati fra di loro e con le fondazioni e disposti in modo tale da resistere ad azioni verticali ed orizzontali.

Gli elementi sono organizzati in "sistemi" atti a garantire la risposta alle azioni applicate, individuabili in:

- muri sollecitati prevalentemente da azioni verticali (muri portanti);
- muri sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali (muri di controvento);
- solai piani.

Ai fini di un adeguato comportamento statico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento (Fig. 5.1)

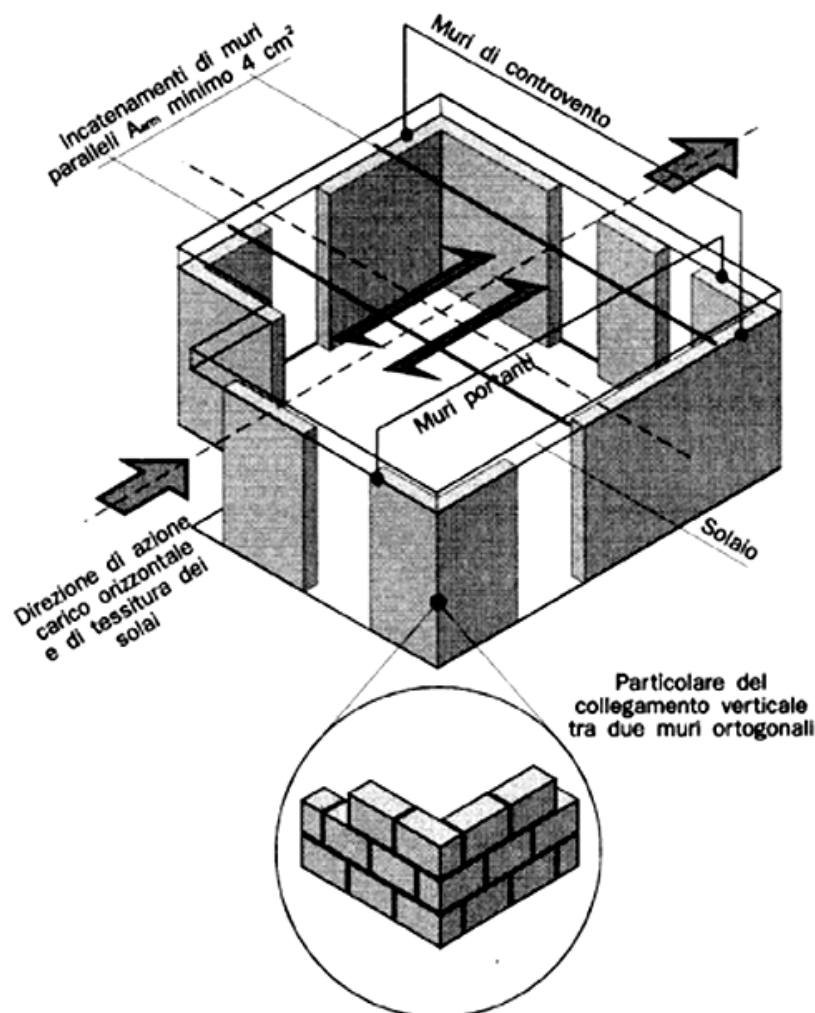


Fig. 5.1 - Concezione statica degli edifici a muratura portante ( 8).

La Norma definisce “ordinaria” un tipo di muratura omogenea che non presenti armature metalliche di rinforzo, verticali e orizzontali. Una muratura è invece intesa “armata” quando si dota di rinforzi metallici che si considerano parte attiva ai fini della resistenza. In questo capitolo saranno presi in considerazione edifici realizzati in muratura “ordinaria”; alla muratura “armata” è riservata un’altra parte del presente Commentario.

Va subito evidenziato come una struttura muraria, in quanto “sistema continuo”, oltre a sostenere i carichi, intervenga direttamente nella definizione spaziale dell’edificio, contribuendo ad assicurarne il valore estetico. La muratura, nell’assolvere a tre funzioni diverse, la portanza statica, la distribuzione planimetrica degli spazi e l’aspetto formale, fornisce al progettista la risposta più completa: in virtù delle sue caratteristiche intrinseche, garantisce il soddisfacimento contemporaneo dei più generali requisiti di qualità richiesti ad un sistema costruttivo (durabilità, efficacia statica, contenimento dei consumi energetici).

Secondo tali considerazioni la stretta connessione esistente tra i vari aspetti della definizione dell’opera (architettonico, strutturale, impiantistico) induce a ritenere imprescindibile, specie per le costruzioni in muratura, la definizione contestuale di tutte le varie fasi progettuali. È impensabile risolvere i problemi strutturali in maniera assolutamente avulsa dal contesto in cui si opera.

In ogni caso, e lo sottolinea anche la Norma, il concetto guida posto alla base di una corretta concezione strutturale di un edificio in muratura è legato alla cosiddetta *scatolarità*: gli elementi resistenti, costituiti da due sistemi verticali di pareti disposti generalmente secondo due direzioni mutuamente ortogonali e da un sistema di elementi orizzontali (per lo più solai piani), devono essere efficacemente connessi, in modo da dar luogo ad un comportamento statico di natura scatolare, atto a resistere a sollecitazioni provenienti da qualsiasi direzione. Tale concezione strutturale fornisce al fabbricato un’ottima resistenza d’insieme, comprovata dal buon comportamento che hanno gli edifici in muratura, anche in zona sismica, se correttamente costruiti.

Altra peculiarità richiesta ad una corretta progettazione è la simmetria planimetrica dell’organismo: essa, se correlata alla esistenza di azioni orizzontali derivanti da un sisma, conduce alla eliminazione di ogni moto torsionale, ottimizzando la risposta del fabbricato ( Fig. 5.2).

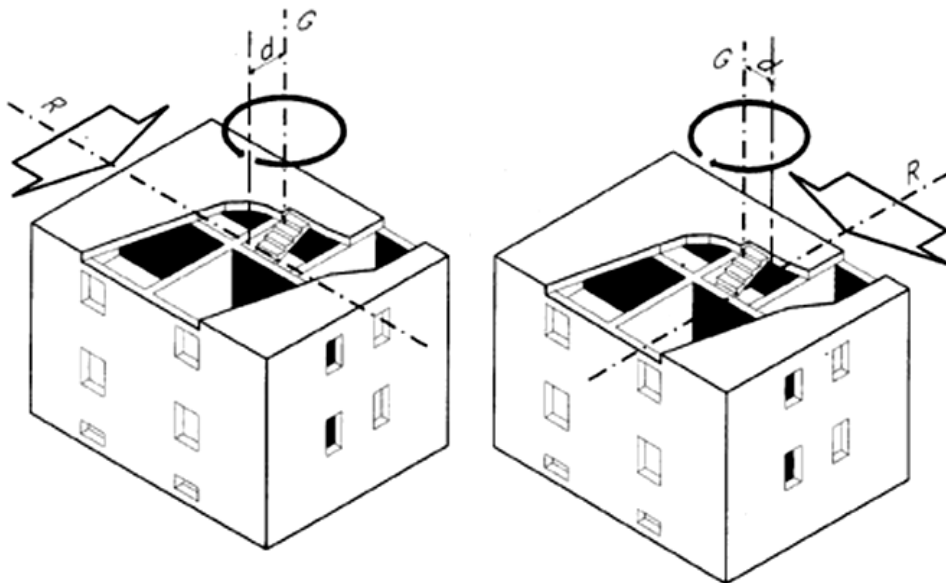


Fig. 5.2 - Eccentricità dell’azione sismica (8).

Un’analoga osservazione può essere prodotta per la distribuzione altimetrica degli elementi resistenti. Questi devono garantire l’uniformità della capacità reattiva dell’edificio ai vari piani: l’interruzione di una parete ad un livello inferiore è tale da indurre sollecitazioni aggiuntive sui rimanenti elementi resistenti (Fig. 5.3).

Per sottolineare l'importanza dei requisiti di scolarità e regolarità spaziale, è opportuno ricordare alcuni concetti legati alla risposta di un edificio murario in relazione alla natura delle sollecitazioni indotte da un sisma. Queste sono conseguenza di un fenomeno dinamico molto complesso, correlato sia al moto del terreno durante un terremoto che alle caratteristiche di risposta dell'organismo colpito dal sisma. L'entità delle sollecitazioni, infatti, a parità di intensità, e cioè a parità di accelerazione misurata al suolo, varia in funzione delle caratteristiche proprie dell'edificio (rigidezza, smorzamento, livelli di soglia nella risposta degli elementi...), caratteristiche che spesso cambiano anche durante l'evento sismico stesso; esse hanno la capacità di amplificare l'input in funzione sia del periodo proprio dell'edificio, che delle sue capacità di smorzamento. In generale, e semplificando, si può affermare che un periodo proprio e uno smorzamento bassi portano a forti amplificazioni nelle accelerazioni trasmesse dal terreno.

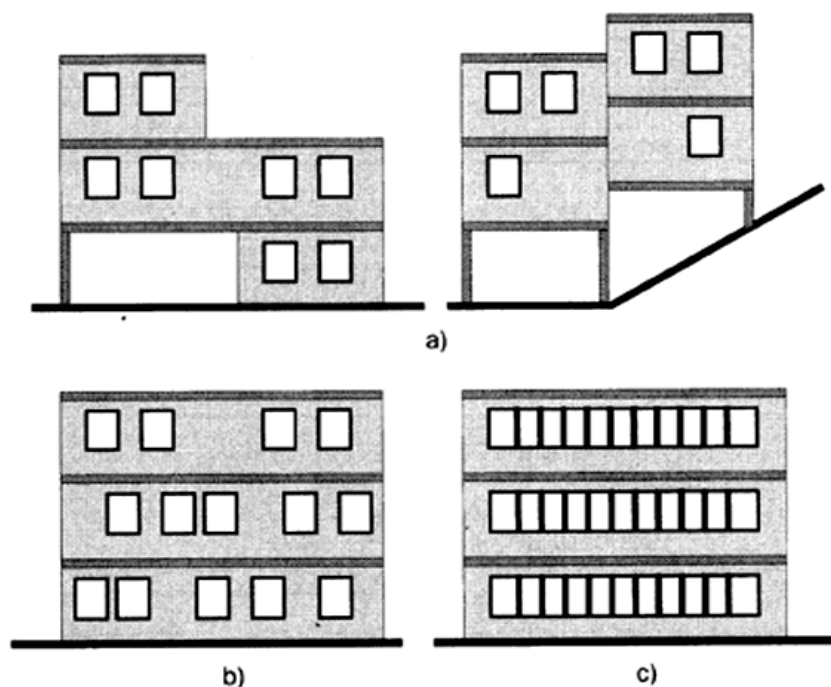


Fig. 5.3 - Regolarità in elevazione di un edificio (5).

Gli edifici in muratura, solitamente tozzi e ad elevata rigidezza traslazionale, esibiscono valori del periodo proprio così bassi da esaltare l'input sismico.

Tale effetto si legge molto chiaramente se si osserva l'andamento dello spettro di risposta sismico riferito ad un determinato sito. Infatti il periodo proprio di una struttura muraria non eccede, anche nel caso di edifici multipiano relativamente snelli, il valore 0.4 s ( Fig. 5.4) e pertanto si pone in corrispondenza dei massimi livelli di amplificazione generati dal moto del terreno; cosicché le accelerazioni, e in definitiva le forze di inerzia che sollecitano la struttura, raggiungono livelli ragguardevoli. Questo fenomeno è però attenuato in quanto, con il progredire dell'evento sismico, la struttura inevitabilmente subisce dei fenomeni lesivi che, aumentando la deformabilità del complesso, portano il suddetto periodo proprio verso valori via via più elevati.

Contemporaneamente, la nascita del quadro fessurativo contribuisce ad elevare i già alti livelli di smorzamento propri del complesso murario, riducendo ulteriormente le sollecitazioni.

In buona sostanza è come se l'edificio in muratura, malgrado la presunta limitata duttilità posseduta dai singoli componenti, durante l'evento sismico si adatti alle sollecitazioni trasmesse, accompagnando il moto del terreno e limitando i suoi effetti catastrofici.

È proprio l'enfaticizzazione di tali capacità di adattamento, la quale poggia essenzialmente sui due concetti di scatolarità e di regolarità spaziale, che contribuisce a far sì che un edificio murario correttamente progettato e costruito resista in maniera altamente affidabile alle sollecitazioni sismiche.

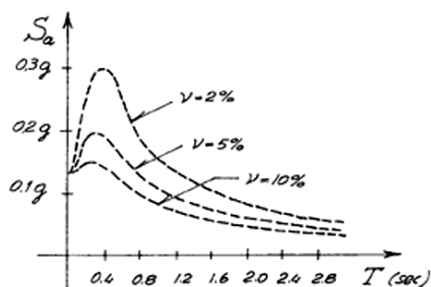


Fig. 5.4 - Spettro di risposta (1).

## 5.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Il quadro normativo che si presenta attualmente al progettista è abbastanza articolato (2, 3, 11, 12).

Esso è costituito da documenti che a volte si intrecciano in maniera quanto mai confusa e spesso contraddittoria. L'analisi comparativa di tutti i dispositivi è pertanto quanto mai utile, specie in relazione ad una materia (edifici in muratura ordinaria in zona sismica), che per la prima volta ha visto una individuazione normativa precisa.

Diversi sono i punti che nel Decreto si riferiscono agli edifici in muratura ordinaria. Infatti, oltre alle "Disposizioni generali" (lettera A) e ai "Criteri generali di progettazione" (lettera B), nelle parti che specificamente riguardano l'argomento, la muratura ordinaria è trattata per esteso alla lettera C "Edifici". Più in particolare, mentre i punti C.1, C.2, C.3 e C.4 forniscono norme dimensionali sulle altezze (in funzione del sistema costruttivo impiegato e della larghezza stradale) e sulle distanze tra edifici contigui, il punto C.5 è direttamente correlato agli edifici in muratura portante: esso ai paragrafi C.5.1 e C.5.2 fornisce le norme specifiche per l'argomento in parola.

Insieme al decreto attuativo, il Ministero ha emanato una Circolare esplicativa "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996", nella quale sono contenute tutte le disposizioni di dettaglio utili a chiarire e a rendere operativa in maniera inequivoca la legge.

È infine da segnalare che tutta la normativa relativa agli edifici murari in zona sismica va armonizzata con quanto prescritto dal D.M. 20/11/87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", dato che tale decreto è esplicitamente richiamato al punto C.5.1 (Regole generali) delle norme sismiche.

### 5.2.1. REQUISITI PROGETTUALI

Ai fini costruttivi, come è stato più volte evidenziato, i sistemi in muratura portante oggi ammessi sono:

- 1) muratura ordinaria;
- 2) muratura armata;
- 3) sistemi edilizi a pannelli portanti in muratura;
- 4) strutture miste.

In relazione al sistema costruttivo adoperato le scelte relative alla configurazione dell'edificio (altezza, configurazione in pianta, distanza mutua) variano: esse sono indicate ai punti C.1, C.2, C.3 e C.4.

Varia inoltre la modalità di dimensionamento o di verifica imposta dalla norma. Un criterio generale seguito dalla normativa è che più è regolare l'edificio, più è semplice il procedimento di verifica strutturale richiesto. Ciò è perfettamente in linea con i criteri progettuali evidenziati in precedenza, che assegnano alla semplicità strutturale un ruolo cruciale nella valutazione dell'efficacia statica di un edificio.

A questo proposito è da evidenziare come la norma inserisca le prescrizioni in due paragrafi distinti (punti C.5.1 e C.5.2), separando chiaramente le "Regole generali" dalle indicazioni specifiche per gli "Edifici in muratura ordinaria". Tale separazione, oltre che per ovvii motivi di chiarezza, è dettata anche dalla necessità di dividere le prescrizioni il cui soddisfacimento è inderogabile (regole contenute al punto C.5.1), da quelle il cui mancato rispetto comporta le necessità di una verifica numerica più puntuale. Questa seconda possibilità, fortemente innovativa rispetto al dettato della norma precedente, allinea gli edifici a struttura muraria agli altri sistemi costruttivi (cemento armato, acciaio...) per i quali la compatibilità normativa può essere comprovata attraverso procedimenti numerici di verifica.

### **5.2.2. REGOLE GENERALI (PUNTO C.5.1)**

Rammentando che le regole contenute nel punto in esame riguardano tutti gli edifici in muratura portante, è opportuno sottolineare che, preliminarmente e conformemente a quanto stabilito dall'art. 3, 1° comma, della legge 2/2/74 n.64, è fatto obbligo di osservare le norme generali concernenti la sicurezza delle costruzioni, contenute nei vari Decreti riguardanti tale materia.

Tra gli altri, come già evidenziato in precedenza, è fatto richiamo preciso alla normativa contenuta nel D.M. 20/11/1987, specifica per gli edifici in muratura: "...*Gli edifici in muratura debbono essere realizzati nel rispetto del decreto ministeriale 20 novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni, ove non in contrasto con le presenti norme...*" (punto C.5.1)

#### **Controlli sui materiali e certificazione**

Così come prescritto nel D.M. 20/11/87 ed espressamente ribadito dalla Circolare 10/4/97 esplicativa delle norme sismiche, i controlli sui materiali vanno effettuati, sia all'origine, presso gli stabilimenti di produzione, sia in cantiere. In particolare si sottolinea l'obbligo da parte del direttore dei lavori di verificare che ciascuna fornitura (mattoni o blocchi) sia accompagnata dal relativo certificato d'origine, controllandone altresì la rispondenza alla normativa. Inoltre il direttore dei lavori può valutare l'opportunità di disporre ulteriori controlli.

Infine, è sancita la variazione della periodicità di certificazione per le prove di compressione sugli elementi, rispetto alle vecchie norme. Mentre infatti nel precedente decreto il periodo prescritto era di sei mesi, l'attuale norma prevede una periodicità di un anno.

Caratteristiche geometriche degli elementi

Le murature in zona sismica possono essere realizzate con elementi naturali o artificiali. In particolare questi ultimi devono appartenere esclusivamente alla tipologia degli elementi pieni o semipieni.

In pratica la norma, imponendo una percentuale massima nella foratura degli elementi pari al 45%, impedisce l'utilizzo degli elementi "forati", ammessi invece come elementi resistenti in zone non sismiche. Più in particolare le percentuali geometriche cui si fa riferimento nel D.M. 20/11/87 sono raccolte nelle due tabelle seguenti, per elementi in laterizio o in calcestruzzo.

Tab. 5.1

Elementi resistenti in laterizio		
tipo	percentuale di foratura	area media sez. norm. foro
Elementi pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Elementi semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Elementi forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$
Elementi resistenti in calcestruzzo		
tipo	percentuale di foratura	
Elementi pieni	$\varphi \leq 15\%$	
Elementi semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	
Elementi forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	

E' opportuno sottolineare che le disposizioni precedenti sanciscono la cancellazione di fatto dalla normativa sismica del cosiddetto vecchio "blocco sismico". Infatti tutte le limitazioni dimensionali prescritte sono attinte dalle stesse disposizioni normative, a prescindere dall'impiego dell'elemento resistente in zona sismica o meno.

**Resistenza minima per mattoni o blocchi**

Una ulteriore limitazione riguarda i requisiti minimi di resistenza dei mattoni o dei blocchi, sia nella direzione dei carichi verticali, che in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura (solo per gli elementi semipieni). E' da notare che le nuove disposizioni impongono, come è logico, prescrizioni tensionali in termini di valore caratteristico:

- $f_{bk} \geq 7 \text{ N/mm}^2$  (per gli elementi pieni);
- $f_{bk} \geq 5 \text{ N/mm}^2$  (per gli elementi semipieni nella direzione dei carichi verticali);
- $f_{bk} \geq 15 \text{ N/mm}^2$  (per gli elementi semipieni nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura).

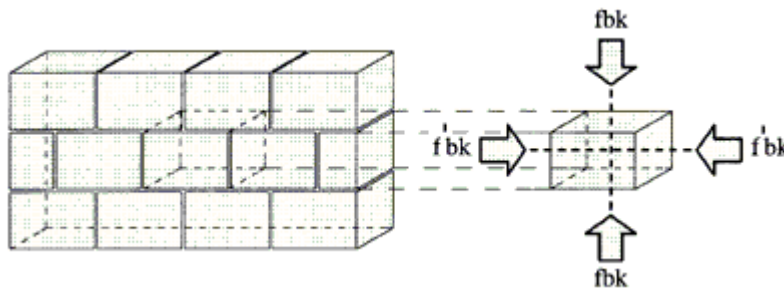


Fig. 5.5 - Valori di resistenza minima dei blocchi ( 13).

**Orizzontamenti**

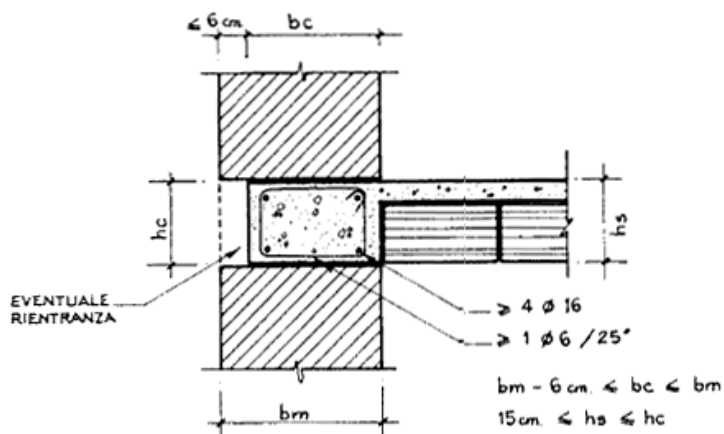
Anche nel nuovo decreto è stato mantenuto il divieto di impiego in zona sismica di orizzontamenti realizzati con strutture spingenti (archi, volte...). Ne è ammessa l'utilizzazione solo a patto di eliminare la spinta trasmessa alle strutture verticali attraverso l'impiego di tiranti o cerchiature o ancora idonee disposizioni strutturali atte a riportare la spinta di cui sopra alle strutture di fondazione.

Un ulteriore requisito che deve essere posseduto dalle strutture sub-orizzontali riguarda la loro capacità di collegamento delle strutture verticali. Tali solai, infatti, proprio per permettere la costituzione di un organismo

scatolare devono essere così rigide nel loro piano da consentire la ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri maestri.

### Cordoli di piano

L'efficacia del collegamento tra tutti gli elementi resistenti, muri verticali e strutture orizzontali, deve essere garantita dall'esistenza di appositi cordoli di piano realizzati in c.a. La loro larghezza deve



essere pari a quella della muratura sottostante, eventualmente al netto di 6 cm dal filo esterno. Tale tolleranza dimensionale è opportuna per consentire un'efficace coibentazione termica o il rivestimento dei marcapiano. L'altezza di detti cordoli deve essere almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore a 15 cm.

Le norme prescrivono infine che i cordoli siano armati con ferri longitudinali di area almeno pari a  $8 \text{ cm}^2$  e di diametro non inferiore a 16 mm; le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm e interasse non superiore a 25 cm

Fig. 5.6 - Arretramento del filo esterno del cordolo (13).

Nei solai realizzati con travi metalliche o con travetti prefabbricati è necessario prevedere un adeguato collegamento di tali elementi ai cordoli di piano. In particolare travi e travetti devono essere prolungati nei cordoli per una lunghezza non inferiore a metà della larghezza del cordolo stesso, e comunque non inferiore a 12 cm. Le travi metalliche, inoltre, devono essere munite di appositi ancoraggi.

### Configurazioni d'angolo

Una significativa novità rispetto alle vecchie norme è relativa all'obbligo di realizzare "risvolti" di muratura di lunghezza pari ad almeno 1 m, in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali. La presenza di zone d'angolo "rinforzate" è cruciale per un buon funzionamento della scatola strutturale muraria sotto sisma.

In Fig. 5.7 sono riportate sia "configurazioni d'angolo corrette" che "configurazioni d'angolo non ammesse"; riguardanti esclusivamente le zone perimetrali d'angolo. E' da notare infine che la lunghezza di 1 m di tali "risvolti" è comprensiva anche dello spessore del muro ortogonale.

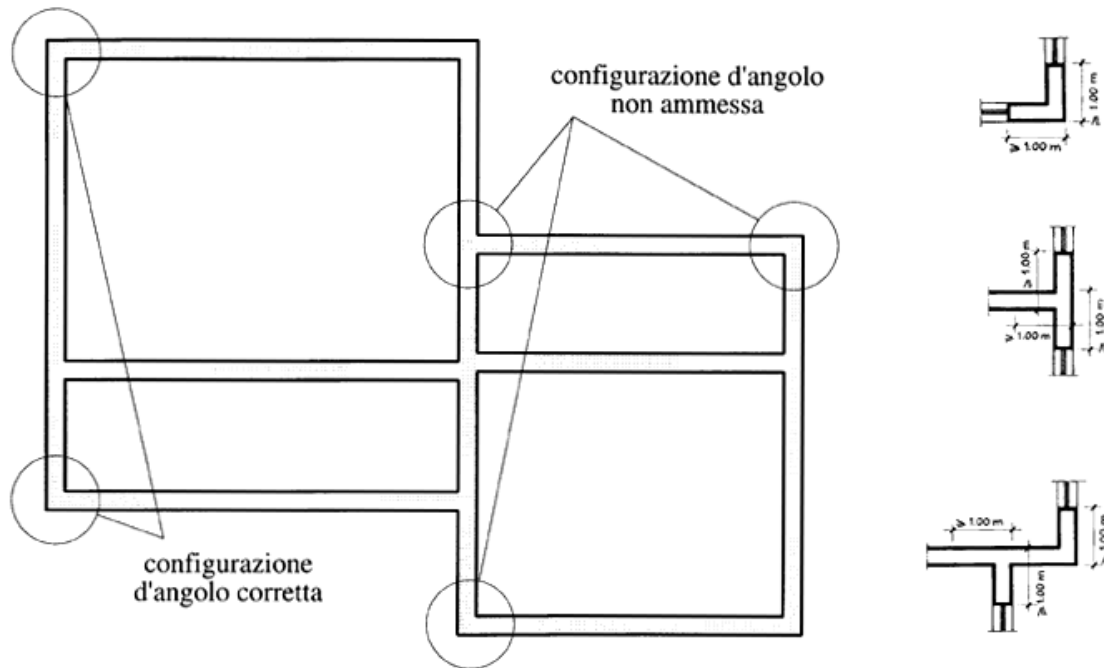


Fig. 5.7. Configurazioni ammesse e non degli angoli del fabbricato ( 13).

### **Muri in calcestruzzo armato**

La lettera g) del punto C.5.1 consente la realizzazione di muri in calcestruzzo armato in corrispondenza del piano interrato o seminterrato. Questi muri dovranno avere spessore almeno pari a quello della muratura sovrastante.

### **5.2.3. REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA (PUNTO C.5.2)**

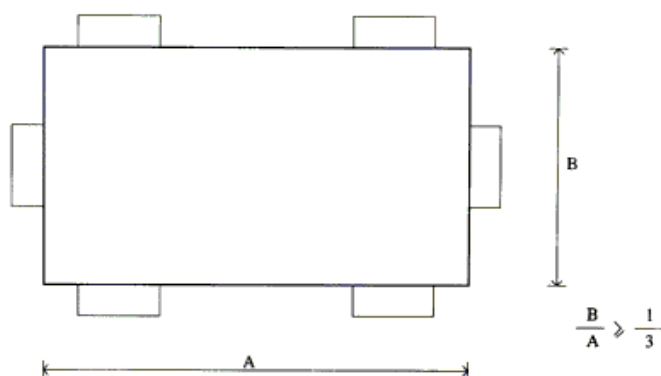
Preliminarmente è da osservare che le Istruzioni contenute nella Circolare Ministeriale sottolineano l'introduzione nell'attuale Decreto di alcune modifiche, concettualmente importanti, che consentono un'ampia libertà progettuale nella realizzazione degli edifici in muratura ordinaria. Infatti, fermo restando il rispetto dei principi e delle regole generali contenute nel precedente punto C.5.1, possono adottarsi per la verifica sismica dell'edificio gli stessi criteri di calcolo previsti al punto C.9.5 per l'adeguamento degli edifici esistenti. In tal caso non è necessario tener conto delle prescrizioni morfologiche e costruttive indicate nel punto C.5.2, che invece devono essere applicate quando si esegua il procedimento di verifica semplificato.

### **Configurazione di pianta**

La prima disposizione indicata al punto C.5.2 riguarda la complessità volumetrica dell'edificio.

Infatti il legislatore ha voluto enfatizzare un concetto che è già stato sottolineato in precedenza: un edificio resiste bene alle sollecitazioni sismiche se è il più possibile compatto e simmetrico. Tale requisito deve ovviamente riguardare non solo l'aspetto esterno del manufatto, ma anche la configurazione dei vari elementi resistenti individuati all'interno della compagine strutturale.

Così la norma richiede esplicitamente che la pianta sia il più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali; essa, inoltre, se rettangolare, deve avere un rapporto tra i due lati, al netto dei balconi, almeno



**Fig. 5.8 - Rapporto di compattezza in pianta.**

ad 1/3. Infine, anche la distribuzione delle aperture nei muri, in pianta ed in alzato, deve essere tale da garantire la suddetta simmetria.

### **Interasse tra i muri maestri**

Ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali ad interasse non superiore a 7 m.

### **Architravi**

E' necessario disporre architravi al di sopra di vani porta e finestra, efficacemente ammortati nella muratura d'ambito.

### **Fondazioni**

E' possibile realizzare le fondazioni con muratura ordinaria, purché sul piano di spiccato venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato di dimensioni ed armatura conformi a quanto prescritto per i cordoli di piano al punto C.5.1.

Se si realizzano le fondazioni con muratura, queste devono presentare un aumento di spessore almeno pari a 20 cm.

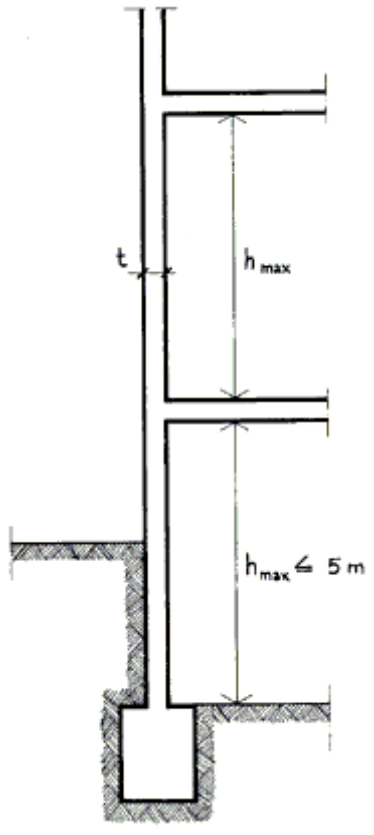
### **Limitazioni di altezza di vano**

La distanza massima fra lo spiccato delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio o fra due solai successivi non può superare i 5 m. Inoltre la massima snellezza dei setti murari non può superare il valore 12. La definizione di snellezza di una muratura è fornita nel D.M. 20/11/87 al punto 2.2.1.3 "Si definisce snellezza di una muratura il rapporto  $h_0/t$  in cui:  $h_0$  = lunghezza libera di inflessione del muro pari a  $\rho h$ ;  $t$  = spessore del muro. Sono indicati con  $h$ : l'altezza interna di piano;  $\rho$ : il fattore laterale di vincolo. Il fattore  $\rho$  assume il valore 1 per muro isolato, ed i valori indicati nella seguente tabella quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 20 cm, posti ad interasse "a".

*Se il generico muro trasversale ha delle aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assumerà  $\rho=1$ ."*

Tab. 5.2

	Valori di $\rho$
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 < h/a \leq 1$	$3/2 - h/a$
$h/a > 1$	$1 / [1 + (h/a)^2]$



Caratteristiche della malta

I giunti nella struttura muraria devono essere realizzati utilizzando malta cementizia. Nel caso in cui si faccia riferimento alle malte cementizie M1 ed M2 definite nel D.M. 20/11/1987, la loro composizione volumetrica deve essere conforme alle quantità di seguito riportate: - malta M1: 1 parte di cemento e 3 di sabbia; - malta M2: 1 parte di cemento, 0.5 parti di calce idraulica e 4 parti di sabbia. Le caratteristiche dell'acqua di impasto, della sabbia e dei leganti sono specificate al punto 1.2.1 delle predette norme.

Fig. 5.9 - Altezza di vano (7)

Muratura listata

Per gli edifici con non più di due piani fuori terra è ammesso l'uso di muratura listata con l'impiego di malta cementizia. La listatura deve essere realizzata mediante fasce di conglomerato semplice o armato oppure mediante ricorsi orizzontali costituiti da almeno tre corsi in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore ad 1.6 m ed estesi a tutta la lunghezza e a tutto lo spessore del muro. Gli spessori dei muri devono essere non inferiori a quelli indicati nella seguente tabella:

Tab. 5.3.

	spessore dei muri in pietrame listato		
	S = 6	S = 9	S = 12
piano secondo	40	40	50
piano primo	40	40	65
piano cantinato	55	55	80

La Circolare Ministeriale di commento specifica che per la realizzazione di edifici nuovi in muratura listata non è prevista nessuna verifica di sicurezza alternativa alle regole di dimensionamento su riportate, che sono da ritenersi inderogabili. Inoltre nella stessa Circolare si specifica che gli spessori riportati nella precedente tabella si riferiscono ad un edificio costituito dal massimo numero di piani consentiti dalla norma; quindi nel caso in cui l'edificio, nel suo complesso, sia costituito da un minor numero di piani, gli spessori minimi dei relativi muri devono essere assunti opportunamente scalando le righe della tabella stessa.

### **Spessore minimo delle murature**

Le murature devono avere uno spessore minimo di 24 cm, al netto dell'intonaco.

### **Aperture nei muri e individuazione degli elementi resistenti**

Le aperture praticate nei muri devono essere verticalmente allineate; in alternativa, ai fini della valutazione dell'area resistente si prendono in considerazione per la verifica del generico piano esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

Non sono da prendere in considerazione, ai fini del calcolo della percentuale di muratura resistente, i muri aventi rapporto altezza/lunghezza superiore a 3.

### **Verifica dell'area della sezione di muratura resistente**

Nel caso in cui l'edificio sia conforme a tutte le prescrizioni indicate ai punti C.5.1 e C.5.2, la verifica sismica può essere omessa. In tal caso è però necessario effettuare alcune verifiche sostitutive. La prima riguarda la quantità di elementi resistenti presenti nell'organismo strutturale secondo le due direzioni orizzontali in grado di resistere all'azione sismica. In particolare la normativa prescrive che nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali semipieni, ovvero in pietra naturale squadrata con elementi di resistenza caratteristica a compressione non inferiore a  $3 \text{ N/mm}^2$ , l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa come percentuale della superficie totale dell'edificio, e valutata al netto delle aperture, non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, ai valori di cui alle tabelle 5.4a e 5.4b in funzione della sismicità della zona. Dette percentuali devono essere rispettate in entrambe le direzioni principali. Nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali pieni, l'area suddetta non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle tabelle 5.4a e 5.4b dividendo ciascuna percentuale per 1.25.

Nel caso di murature realizzate in pietra naturale squadrata, costituita da elementi di resistenza caratteristica inferiore a  $3 \text{ N/mm}^2$ , l'area suddetta deve essere adeguatamente incrementata sulla base di motivate valutazioni e comunque non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle tabelle 5.4a e 5.4b moltiplicando ciascuna percentuale per il rapporto  $3/f_{bk}$  ove  $f_{bk}$  è il valore della resistenza caratteristica degli elementi (espresso in  $\text{N/mm}^2$ ).

Tab. 5.4a

	Area resistente ai vari piani (%) (zone con S = 12)			
	piano I	piano II	piano III	piano IV
Edifici a 1 piano	6	-	-	-
Edifici a 2 piani	6	6	-	-
Edifici a 3 piani	7	6	6	-
Edifici a 4 piani	7	7	6	6

Tab. 5.4b

	Area resistente ai vari piani (%) (zone con S = 9 oppure con S = 6)				
	piano I	piano II	piano III	piano IV	piano V
Edifici a 1 piano	5	-	-	-	-
Edifici a 2 piani	5	5	-	-	-
Edifici a 3 piani	6	5	5	-	-
Edifici a 4 piani	6	6	5	5	-
Edifici a 5 piani	7	7	6	6	5

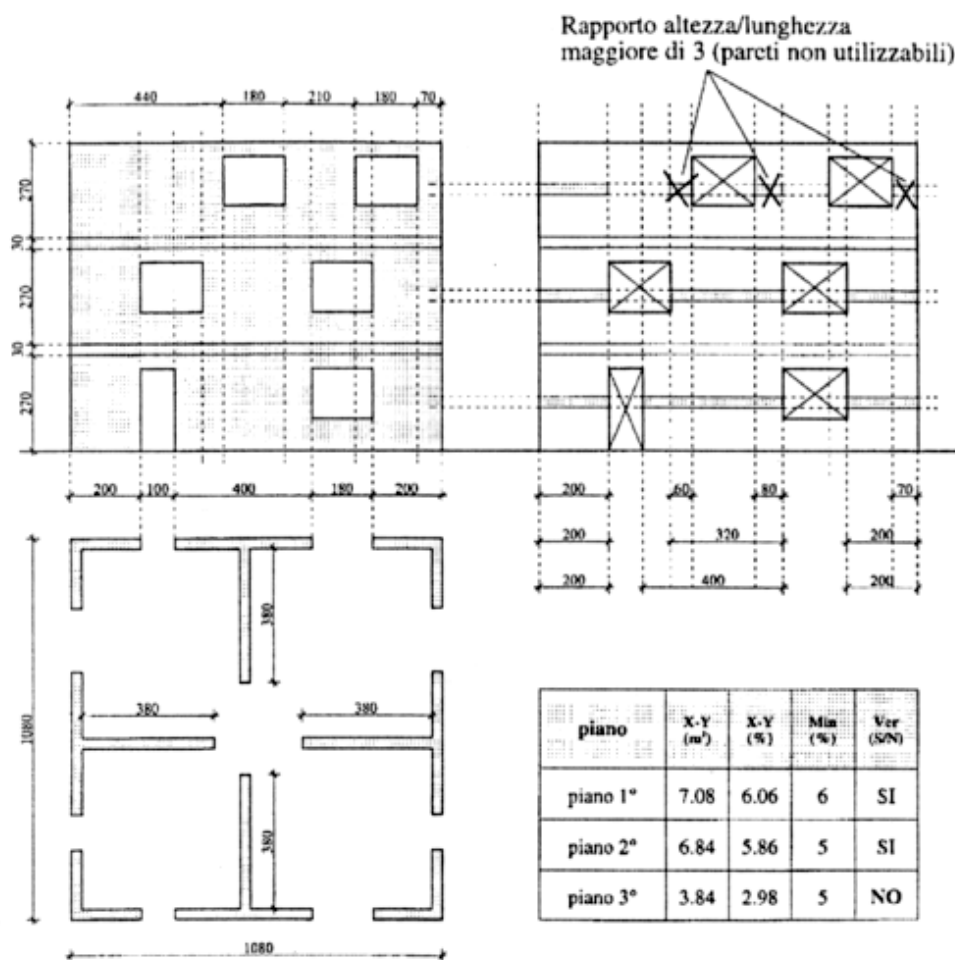


Fig. 5.10 - Esempio di determinazione delle aree delle murature reagenti ( 13).

### Verifica tensionale media

Oltre alle verifiche geometriche su riportate, il procedimento semplificato prevede, in analogia a quanto imposto per gli edifici murari ricadenti in zone non sismiche, anche una verifica tensionale media:

$$\sigma = N / 0.50 A < \bar{\sigma}_m$$

con il seguente significato dei simboli:

$N$  = carico verticale totale relativo al piano in esame;

$A$  = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame;

$\bar{\sigma}_m$  = tensione base ammissibile della muratura prevista per le varie classi di resistenza caratteristica a compressione della muratura.

Tale verifica deve essere effettuata, di regola, per i muri del piano più basso dell'edificio nonché per i muri di ogni piano per il quale si determini almeno una delle seguenti situazioni: - gli spessori di uno o più muri risultino minori dei corrispondenti spessori del piano inferiore; - l'incidenza delle aperture risulti superiore a quella relativa al piano inferiore.

### Ulteriori verifiche

Come è ovvio, il decreto, oltre alle verifiche specifiche su riportate, prescrive anche che l'edificio risulti conforme a tutte le altre normative interessate. In particolare si richiama la necessità di effettuare ulteriori verifiche, ove necessario, nei riguardi dei carichi verticali e delle azioni orizzontali dovute al vento, nonché nei riguardi del terreno di fondazione.

### Edifici che non rispettano tutte le prescrizioni presenti al punto C.5.2.

Se un edificio non è conforme a qualcuna o a tutte le prescrizioni indicate al punto C.5.2, fermo restando il rispetto dei principi e regole generali contenuti al punto C.5.1, può comunque essere considerato a norma, purché sia sottoposto a verifica sismica con gli stessi criteri di calcolo previsti dal punto C.9.5 per l'adeguamento degli edifici esistenti.

### Schema strutturale

Una corretta verifica della capacità portante di un edificio in muratura ordinaria soggetto ad azione sismica deve basarsi sulla comprensione del suo funzionamento meccanico (4, 6, 10, 5, 7). Questa non può che derivare dall'analisi dei danni provocati da passati eventi sismici su edifici esistenti e da indagini sperimentali. L'esame dei risultati ha mostrato che il comportamento della generica parete sottoposta a carico orizzontale dipende dai seguenti fattori: posizione nel sistema strutturale; geometria (rapporto altezza/lunghezza); rapporto tra carico verticale ed orizzontale ed infine proprietà meccaniche dei materiali.

Semplificando ed ipotizzando che il terremoto abbia una direzione principale d'azione, il comportamento dell'elemento resistente è da valutarsi in maniera diversa a seconda che esso sia disposto in direzione perpendicolare o parallela all'azione sismica.

Infatti una parete isolata, soggetta a forze ortogonali al suo piano medio, ha una resistenza a queste ultime molto limitata. Essa contrasta gli effetti ribaltanti grazie all'azione stabilizzante del suo peso proprio, azione solitamente insufficiente a scongiurare il collasso fuori del piano. Viceversa, quando il maschio murario è investito da azioni contenute nel suo piano medio, esibisce una resistenza estremamente più elevata, attivando modalità di collasso che variano a seconda dei parametri geometrici e meccanici in gioco.

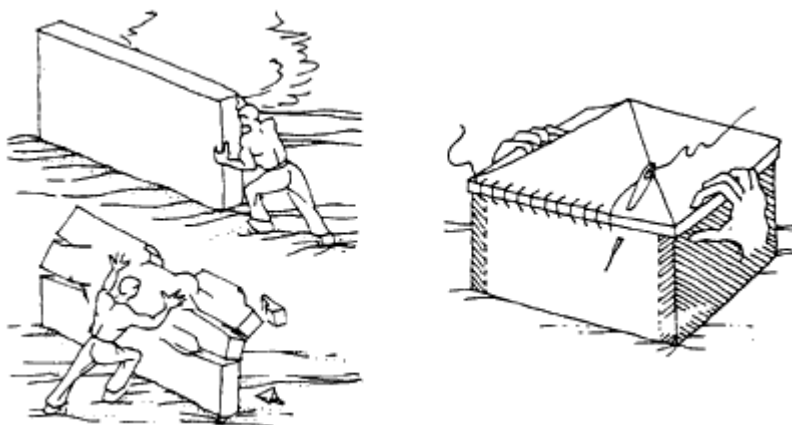


Fig. 5.11 - Schemi di comportamento ( 10).

Tipiche modalità di crisi in questo caso sono:

- rottura per taglio-scorrimento, caratterizzata da dislocazione orizzontale della parete in corrispondenza dei giunti di malta, attivata per un basso livello del carico verticale;
- rottura per fessurazione diagonale, associata ad un valore elevato della tensione principale di trazione, che, raggiungendo la resistenza della muratura, innesca la rottura nella direzione delle isostatiche di compressione;
- rottura per flessione (ribaltamento), caratterizzata dal raggiungimento della tensione di plasticizzazione nelle fibre più compresse della sezione di base della parete.

A causa della differente resistenza (e rigidezza) dell'elemento portante nelle due condizioni descritte in precedenza, il comportamento dell'edificio è modellato considerando opportunamente la collaborazione tra i due ordini di elementi resistenti: ortogonali e paralleli all'azione sismica.

Infatti negli edifici murari di nuova realizzazione una corretta progettazione consente di fare affidamento sul comportamento scatolare del fabbricato e quindi garantisce una buona collaborazione tra i due ordini di pareti portanti, grazie all'esistenza di diaframmi di piano. Questi, saldamente solidarizzati ai maschi murari attraverso cordoli in c.a. che assicurano l'azione di cerchiaggio e di incatenamento, ripartiscono efficacemente le forze orizzontali che investono l'edificio tra i vari ordini di elementi portanti.

In questa maniera ad essere chiamati in causa sono i setti posti in direzione parallela al sisma, in grado di esplicitare la loro resistenza nella maniera più efficace, vale a dire tramite il loro comportamento tagliante.

Le sollecitazioni dovute a carichi ortogonali, viceversa, restano confinate a livello "locale", nelle fasce comprese tra gli incatenamenti di piano, che poi le trasmettono ai setti trasversali.

In definitiva, è possibile distinguere le fasi di calcolo dell'edificio in due passi:

- a) verifica locale, riguardante le pareti investite ortogonalmente dal sisma;
- b) verifica globale del fabbricato.

A ciascuna di queste verifiche deve essere preventivamente associato un opportuno schema statico, per poter valutare le sollecitazioni di calcolo.

#### *a) Schema strutturale "locale"*

La singola parete, investita ortogonalmente dal sisma, può essere modellata in diverse maniere.

Il modello più completo consiste nell'assimilare il pannello, nella zona compresa tra due impalcati consecutivi, come una piastra inflessa vincolata al contorno. In alternativa, se i vincoli laterali rappresentati dalle pareti di bordo sono ritenuti inefficaci, si può adottare per il maschio uno schema monodimensionale a trave, la quale potrà essere continua, su appoggi costituiti dai diversi solai, o limitata alla singola tesa, semplicemente appoggiata agli impalcati di bordo, secondo lo schema "dell'articolazione" esplicitamente richiamato dal D.M. 20/11/87. Quest'ultimo è lo schema più frequentemente utilizzato per l'analisi locale, in quanto le sollecitazioni sono determinate in maniera isostatica, prescindendo dalle non-linearità presenti nel comportamento delle pareti, che influenzerebbero le soluzioni ottenute su schemi di calcolo iperstatici.

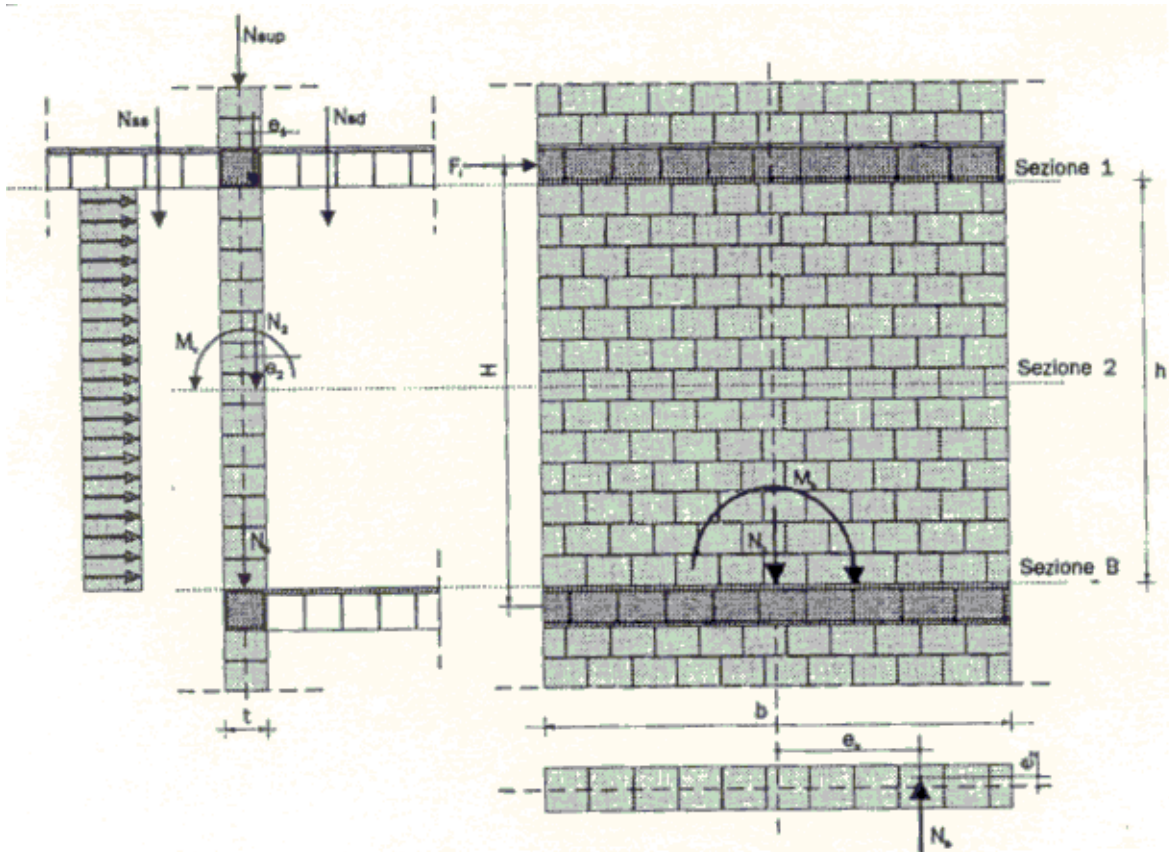


Fig. 5.12 - Schema strutturale "locale".

b) Schema strutturale "globale"

In questo caso la modellazione strutturale deve essere in grado di cogliere gli aspetti fondamentali del comportamento complessivo della scatola muraria.

Per quanto riguarda il funzionamento degli orizzontamenti, nel caso di edifici di nuova costruzione, essi sono dotati certamente di rigidezza estensionale sufficiente per poter adottare l'ipotesi di piano infinitamente rigido.

La modellazione delle pareti presenta invece maggiori difficoltà. Infatti, per tener conto realisticamente dell'effettivo comportamento della struttura muraria, occorrerebbe adottare modelli capaci di cogliere la complessità del legame costitutivo, caratterizzato da non-linearità, presenza di una fase plastica con degrado di resistenza e rigidezza, fenomeni di dissipazione isteretica. Siffatti modelli, oltre ad essere estremamente complessi e ancora in fase di studio, sono piuttosto difficili da gestire praticamente per l'analisi di strutture reali, in quanto utilizzano algoritmi computazionali di grande onerosità.

Come alternative di minore impegno per il progettista si possono proporre altri approcci, che introducono delle semplificazioni più o meno spinte rispetto alle modellazioni più sofisticate, in grado di fornire una valutazione più punitiva del carico limite della struttura, ma più facilmente gestibile e controllabile.

La norma impone esclusivamente che la modellazione simuli in maniera appropriata il comportamento spaziale della scatola muraria sotto sisma, sino alla rottura, suggerendo di adottare leggi costitutive di tipo elasto-plastico con controllo della duttilità. Essa però non fornisce alcuna indicazione sulle modalità di crisi da porre in conto, poiché le stesse dipendono in maniera sostanziale dall'organizzazione complessiva degli elementi resistenti.

Una strada possibile è adottare il metodo P.O.R., già proposto nella Circolare Ministeriale LL.PP. n°21745 del 30/7/81, "Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma".

A tal proposito si riporta di seguito quanto contenuto nel punto 3.1.1 -Verifica sismica, della succitata circolare: "...Nel caso di pareti poco snelle e quindi funzionanti prevalentemente a taglio, quali possono generalmente considerarsi quelle di edifici di limitata altezza (2 o 3 piani) e con fasce di piano tra le aperture contigue e sovrapposte molto rigide e di sufficiente resistenza, il collasso si realizza in genere per la rottura a taglio degli elementi murari verticali (maschi) - vedi figura 1a - e la verifica può essere condotta con il metodo esaurientemente illustrato in appendice. Quando invece le ipotesi precedenti non sono soddisfatte o per la snellezza delle pareti, come avviene per edifici relativamente alti (4 piani ed oltre) o per l'insufficiente rigidità e/o resistenza delle fasce di piano, il collasso si realizza in genere con una preventiva rottura a taglio delle fasce di piano, seguita da quella dei maschi murari per effetto combinato di flessione e taglio (figura 1b). La verifica dovrà allora condursi con metodi di calcolo che tengano opportunamente conto delle prevedibili modalità di collasso.

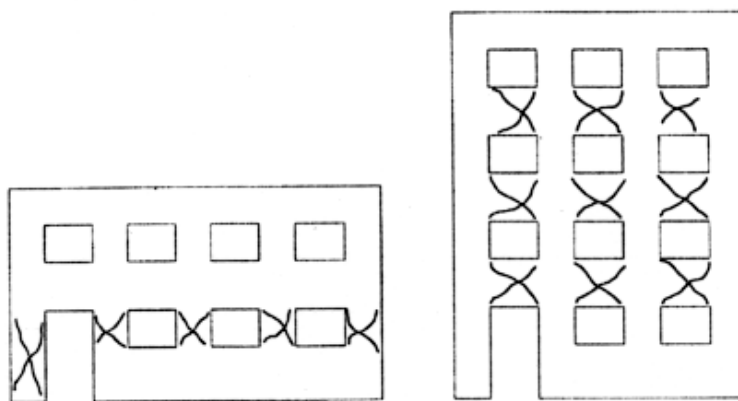


Figura 1.a

Figura 1.b

*A favore della sicurezza e rinunciando a qualsiasi redistribuzione delle forze in fase elasto-plastica, le pareti possono essere verificate schematizzandole come telai elastici piani.*

*Nel caso di pareti notevolmente snelle, particolare attenzione sarà dedicata al trasferimento dei carichi verticali da un ritto all'altro del telaio di calcolo, dovuto ai momenti di continuità delle travi...*

Tali considerazioni combaciano perfettamente con i risultati sperimentali, che hanno permesso di osservare in maniera dettagliata i fenomeni salienti nel collasso di una parete muraria soggetta ad azioni orizzontali nel suo piano.

- a) al crescere delle azioni orizzontali, le fasce di piano sono cimentate in maniera crescente a flessione e taglio;
- b) a causa della assenza di sforzo normale nei pannelli sottofinestra la resistenza a taglio delle fasce è limitata, per cui queste ultime subiscono immediatamente fenomeni di fessurazione evidenti;
- c) le sollecitazioni di flessione e taglio nelle fasce di piano decomprimono i maschi "sopra vento" (direttamente investiti) a discapito dei maschi "sotto vento", con conseguente diminuzione dello sforzo normale e variazione delle capacità portanti;
- d) il collasso della parete si determina solitamente per cedimento finale dei maschi al piano inferiore;
- e) come già descritto in precedenza, il meccanismo di rottura nei maschi non è sempre lo stesso; alcuni maschi manifestano rottura per taglio-scorrimento, altri per fessurazione diagonale, altri infine per ribaltamento

(“flessione”), in conseguenza della diversa loro geometria ed entità dell’azione assiale da valutare tenendo in conto anche l’effetto del momento ribaltante delle azioni esterne.

Appare quindi evidente che il calcolo allo stato limite ultimo con il metodo proposto nell’Appendice alla Circolare su richiamata (metodo P.O.R.) ha significato solo per un determinato tipo di strutture murarie: vecchi edifici tozzi, con facciate limitatamente forate e con una forte componente di carico verticale dovuta al peso delle murature. Non è di solito questo il caso degli edifici nuovi in muratura, che in generale sono caratterizzati da mancanza quasi totale delle fasce rigide di piano, che ospitano l’alloggiamento delle tapparelle o, nel sottofinestra, i corpi scaldanti, e da una maggiore incidenza di aperture. In questi casi è di fondamentale importanza il controllo dei meccanismi di fessurazione e di rottura anche nei traversi.

Inoltre, il fatto che il metodo conduca l’analisi della capacità portante piano per piano, senza esaminare gli effetti dovuti al momento ribaltante globale delle forze esterne, fa variare in maniera sensibile i meccanismi di rottura nei maschi, poiché l’azione assiale negli stessi non è determinata in maniera esatta.

Ultima incompletezza del metodo è la valutazione della capacità portante ultima del singolo maschio in funzione dell’unico meccanismo di rottura per taglio - fessurazione diagonale.

In effetti, quest’ultimo errore è facilmente eliminabile considerando la resistenza a taglio del maschio murario uguale alla minima fra le resistenze associate ai meccanismi più volte richiamati in precedenza (5,14):

a) rottura per taglio - scorrimento:

$$V_s = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot c + \mu \cdot \sigma_0}{1 + \frac{3 \cdot c}{\sigma_0} \cdot \frac{h_0}{l}} = l \cdot t \cdot \tau_{u,s};$$

b) rottura per fessurazione diagonale:

c) ribaltamento:

$$V_t = \frac{f_t \cdot l \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}};$$
$$V_r = \frac{M_u}{h_0} = \frac{N \cdot l}{2h_0} \cdot \left( 1 - \frac{N}{0.85f_u \cdot l \cdot t} \right)$$

( $l$ ,  $t$  = larghezza e spessore del maschio;  $h_0$  = distanza del punto di momento nullo dalla sezione considerata;  $N$  = azione assiale nel maschio;  $\sigma_0$  = tensione normale media;  $f_u$  = resistenza a compressione della muratura;  $f_t$  = resistenza per fessurazione diagonale;  $b$  = coefficiente correttivo dipendente dalla snellezza del pannello (solitamente compreso tra 1.5 per pareti snelle, e 1.1 per pareti tozze);  $c, \mu$  = coesione e coefficiente d’attrito relativi alla rottura per taglio - scorrimento).

Viceversa, sia l’equilibrio globale al ribaltamento dell’edificio, sia il comportamento delle fasce di piano possono essere modellati solo a patto di cambiare drasticamente l’algoritmo risolutivo.

Nei casi in cui si ritiene di cruciale importanza il controllo di questi ultimi aspetti è allora opportuno non utilizzare il metodo P.O.R. e, al limite, rinunciando ai vantaggi derivanti dalla valutazione del comportamento post-elastico dell’edificio, limitarsi a determinarne la risposta in termini puramente elastici. In tal caso possono essere utilizzate, con ottimi risultati, sia modellazioni della singola parete a telaio piano con nodi rigidi, sia schemi ad elementi finiti di complessità variabile, in funzione del grado di approfondimento richiesto.

È altresì possibile ricorrere, per la valutazione del carico ultimo della parete ad un’analisi limite, applicata ipotizzando opportune modalità di collasso plastico per attivazione di cinematismi.

Naturalmente il meccanismo di rottura adottato deve essere tale da cogliere le caratteristiche proprie degli edifici in muratura nuova, caratterizzati da fenomeni di fessurazione e rottura anche nei trasversi. Un esempio di un'analisi di questo tipo si può trovare in 7.

È opportuno sottolineare che utilizzando le metodologie proprie dell'analisi limite per collasso plastico, evidentemente, non è possibile mantenere alcun controllo sulla duttilità attinta all'atto del collasso.

### Verifica sismica

Sulla base degli schemi strutturali adottati a livello "locale" e "globale", è possibile effettuare le verifiche secondo quanto previsto dalla norma.

Il punto C.9.5.3 prescrive che la verifica delle strutture in elevazione vada eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al punto C.6.

Esso, in buona sostanza, impone di effettuare la verifica dell'edificio valutandone la risposta allo stato limite ultimo.

Circa il metodo da adottare per la verifica allo stato limite ultimo dei vari maschi, è da sottolineare che, conformemente a quanto riportato al punto C.5.1 delle norme sismiche, quando lo si riterrà opportuno, si farà riferimento al punto 2.4.2 "Verifiche di sicurezza con il metodo semiprobabilistico agli stati limite", del D.M. 20/11/87.

### **1. Verifica "locale" per rottura orizzontale della generica tesa tra due orizzontamenti vincolanti successivi: verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87**

- a) valutazione dei carichi verticali agenti sulla parete, conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16/1/96, applicati con le eccentricità convenzionali normative (punto 2.2.1 del D.M. 20/11/87);
- b) determinazione dei carichi orizzontali sismici affetti dal moltiplicatore  $C \cdot \beta$  (punto C.9.5.3. del D.M. 16/1/96);
- c) analisi delle sollecitazioni secondo lo schema prescelto e determinazione delle eccentricità risultanti:  $e_1$  nella sezione di sommità ed  $e_2$  nella sezione di mezzeria; dei coefficienti di eccentricità  $m_1$  ed  $m_2$  ( $m_1, m_2 \leq 2$ ); della snellezza della parete  $\lambda = ph / t$ ; dei coefficienti di riduzione  $\Phi_1$  e  $\Phi_2$ ;
- d) valutazione dello sforzo verticale limite  $f_d \Phi A$  ( $A$  = area della sezione trasversale del muro);
- e) se lo sforzo verticale di calcolo  $N_d$  è minore o uguale di  $f_d \Phi A$ , la verifica è soddisfatta;
- f) se  $N_d > f_d \Phi A$  la verifica non è soddisfatta ed occorre modificare la progettazione.

Occorre sottolineare che la verifica appena illustrata va svolta per tutte le possibili combinazioni di carico citate alla lettera a).

### **2. Verifica "globale"**

Una volta che per ciascun elemento è stata scongiurata la rottura "locale" dovuta alle azioni fuori dal piano, è possibile passare a valutare il comportamento d'insieme dell'edificio, attraverso un procedimento di verifica globale della scatola muraria.

#### *- Valutazione delle azioni orizzontali*

Nell'ipotesi di adottare un'analisi statica, come è noto, le azioni sismiche orizzontali sono schematizzate attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali, applicate di solito alle quote dei diversi solai. La forza alla generica quota, che in questo caso deve tener conto del tipo di verifica richiesta (S.L.U.), si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot l \quad \text{e} \quad W_i = G_i + S \cdot Q_i$$

Rimandando la definizione dei vari fattori alla lettura dettagliata del punto C.6., è da rimarcare che il coefficiente di struttura  $\beta$  è fornito dal prodotto di due fattori:

$\beta_1 = 2$  , coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

$\beta_2 = 1$  , coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Si segnala infatti che, per i nuovi edifici in muratura, come indicato nella Circolare Ministeriale applicativa, il coefficiente  $\beta_2$  deve essere assunto uguale ad 1, perché la norma specifica (D.M.20/11/87), già per proprio conto, distingue i valori da attribuire alla resistenza del materiale a seconda del metodo adottato per il controllo della sicurezza ( $\gamma_m = 3$  nel caso di verifica allo S.L.U.).

La suddetta Circolare Ministeriale alla norma sismica asserisce inoltre che “è altresì ovvio che il valore delle azioni sismiche da adottare nelle verifiche è quello definito al Par. C.9.5.3 senza fare riferimento al coefficiente  $\gamma_E$  di cui al punto B.8 delle norme”.

- Modalità di verifica

È possibile effettuare il calcolo utilizzando diverse modalità:

- 1 - verifica “convenzionale” secondo il D.M. 20/11/87;
- 2 - verifica basata su analisi elasto-plastica passo-passo, che realizza la ripartizione iperstatica delle forze orizzontali tra gli elementi resistenti (metodi tipo P.O.R.);
- 3 - verifica con metodi di analisi limite per trasformazione in cinematico.

La prima modalità di verifica è associata a quanto disposto dal D.M. 20/11/87 ai punti 2.4.2.3.1 - “*Verifica a pressoflessione*” e 2.4.2.3.2 - “*Verifica a taglio*” ed ai livelli di sicurezza da esso richiesti.

In particolare il valore della resistenza di calcolo  $f_d$  è determinato a partire dal valore caratteristico ridotto di un coefficiente di sicurezza  $\gamma_M = 3$ .

Le verifiche appartenenti alla seconda categoria cercano di valutare la resistenza a rottura dell’edificio, seguendo il progressivo esaurimento delle risorse di ciascuna parete portante, annullandone la rigidità una volta che il pannello ha attinto il suo limite ultimo e ridistribuendo le azioni esterne tra i setti ancora in grado di esplicare il proprio contributo resistente.

Il terzo tipo di calcolo, invece, valuta la crisi e la conseguente perdita di equilibrio dei maschi secondo cinematici solitamente scelti a priori sulla base di valutazioni sperimentali o fondate sull’osservazione diretta dell’edificio. Risulta cruciale, pertanto, come già evidenziato in precedenza, una scelta significativa e realistica del meccanismo di collasso da impiegare nell’analisi.

Le diverse modalità di verifica globale seguono gli schemi logici riportati di seguito. Esse vanno ripetute per tutte le possibili combinazioni di carico imposte dalla norma.

Il punto C.9.5.3 specifica inoltre alcune ulteriori regole da porre a base dell’analisi dell’edificio:

- valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti attraverso l’esame del comportamento dell’edificio nella sua interezza, considerando i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, e ipotizzando la forza orizzontale di calcolo applicata nel baricentro delle masse presenti (il peso proprio della muratura è solitamente concentrato ai piani);
- azzeramento della rigidità delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano;
- ipotesi di vincolo della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci;

### 2.1. Verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87

Questa modalità di verifica globale valuta convenzionalmente la rottura di ciascun maschio (per pressoflessione e taglio nel piano) utilizzando l'approccio suggerito dal D.M. 20/11/87. Essa è solitamente legata a modellazioni elastiche della risposta dell'edificio, in funzione delle quali si possono effettuare le operazioni di ripartizione spaziale e di determinazione delle sollecitazioni. E' possibile, comunque, combinare tale approccio con l'analisi elasto-plastica illustrata al punto 2 successivo, e valutare il comportamento a rottura della fabbrica in funzione delle resistenze ultime definite nel D.M. in questione.

La verifica va svolta nella seguente maniera:

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) calcolo delle azioni sismiche secondo quanto indicato nel paragrafo precedente;
- c) determinazione della risposta elastica dell'edificio con ripartizione spaziale delle azioni orizzontali tra le varie pareti;
- d) calcolo delle sollecitazioni con la combinazione:

$$\alpha_p^2 \pm \alpha ;$$

in cui  $\alpha$  sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale, mentre  $\alpha_p^2$  sono le sollecitazioni derivanti dai carichi verticali definiti alla lettera a);.

e) per ogni elemento:

- e1) determinazione della resistenza ultima a compressione e taglio con le regole del D.M. 20/11/87 e quindi seguendo le formule:

Resistenza di calcolo a compressione:  $f = f_k/3$

Resistenza di calcolo a taglio  $f_{vd} = f_{vk}/3$

Taglio limite ultimo :  $V_u = \beta \cdot f_{vd} \cdot A$

in cui : A area della sezione orizzontale del muro  
al netto delle aperture;

$\beta$  = coefficiente di parzializzazione della sezione  
(punto 2.4.1.2.2. D.M. 20 / 11/ 87).

- e2) in funzione delle caratteristiche della sollecitazione (nel piano)  $N_d$ ,  $M_b$ ,  $V_d$ , calcolo della eccentricità longitudinale  $e_b = M_b / N_b$ , del coefficiente di eccentricità  $m_b = 6e_b / b$  (b = lunghezza della parete), del coefficiente di riduzione  $\Phi_b$  (calcolato per snellezza nulla), del coefficiente di riduzione  $\Phi_2$  per l'eccentricità trasversale;

- e3) verifica sull'eccentricità  $e_b = 0.33 b$ ;

- e4) verifica a pressoflessione longitudinale:

$$N_d \leq f_d \Phi_2 \Phi_b A;$$

- e5) verifica a taglio:

$$V_d \leq f_{vd} \beta A;$$

con  $f_{vd}$  resistenza tangenziale di calcolo e  $\beta$  coefficiente di parzializzazione della sezione ( $\beta = 1$  se  $m_b \leq 1$ ,  $\beta = 3/2 - 3 e_b / b$  se  $1 \leq m_b \leq 1.3$ ).

- f) se le verifiche sono soddisfatte per tutti gli elementi l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;

- g) in caso contrario occorre introdurre delle variazioni nella progettazione svolta.

### 2.2. - Verifica mediante analisi elasto-plastica passo-passo

Sono possibili formulazioni alternative che conservino lo spirito del calcolo:

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
-

- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6, affetti da un moltiplicatore  $\lambda$  che si ipotizza crescente sino alla rottura;
- c) determinazione delle rigidzze traslazionali per ciascun elemento controventante;
- d) ripartizione spaziale iperstatica delle forze orizzontali amplificate del valore corrente  $\lambda_{\text{PASSO}}$  in funzione delle rigidzze;
- e) determinazione del valore corrente del moltiplicatore dei carichi orizzontali  $\lambda_{\text{PASSO}}$ , che porta a fessurazione il primo (successivo) maschio;
- f) verifica del raggiungimento del carico limite per trasformazione dell'edificio in cinematismo (controllo della duttilità disponibile);
- g) se il carico limite non è stato raggiunto, occorre aggiornare le rigidzze traslazionali delle pareti nella (nuova) fase fessurata e ritornare al punto d);
- h) se il carico limite è stato raggiunto, il moltiplicatore  $\lambda_{\text{PASSO}}$  è il moltiplicatore di collasso dell'edificio:

$$\lambda = \max \lambda_{\text{PASSO}};$$

- i) se  $\lambda \geq 1$  la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- l) se  $\lambda < 1$  la verifica non è soddisfatta ed occorre modificare la progettazione.

Da questo schema logico discende (con alcune modifiche procedurali semplificative) l'algoritmo P.O.R.; la semplicità di tale procedimento (e anche la sua maggiore approssimazione) deriva, tra l'altro, dalla circostanza che la risposta dell'edificio è determinata separando il comportamento di un piano da quello della rimanente parte della fabbrica.

### **2.3. - Analisi limite: Verifica per trasformazione in cinematismo**

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6. affetti da un moltiplicatore dei carichi  $\lambda$  ;
- c) determinazione del moltiplicatore di collasso dell'edificio,  $\lambda_c$ , con riferimento al meccanismo ipotizzato;
- d) se  $\lambda_c \geq 1$  la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- f) se  $\lambda_c < 1$  la verifica non è soddisfatta ed occorre riprogettare l'edificio.

### **5.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI**

L'esame della Norma e delle Istruzioni contenute nella Circolare Ministeriale a commento induce ad alcune utili riflessioni sull'argomento.

È anzitutto importante sottolineare che i miglioramenti normativi devono basarsi soprattutto sul superamento della inopportuna commistione di principi e prescrizioni inutilmente dettagliate che non devono far parte di documenti cogenti. Tale superamento deve trovare soluzione nella distinzione, già esistente in Italia, tra Legge quadro (nel caso sismico la legge 02/02/74 n. 64), Norma tecnica (il D.M. 16/01/96) e Istruzioni (Circolare Ministeriale). E' infine da non trascurare l'opportunità di tendere sin da ora ad un'armonizzazione dei testi nazionali con i Codici Europei, che, anche se nel caso sismico sono ancora in fase di revisione, devono costituire comunque un utile punto di riferimento, quanto meno procedurale e filosofico.

In tal senso, l'eliminazione dal testo, sia della Legge che del Decreto attuativo, di inutili quanto inopportune forzature normative, porterebbe a dettati molto brevi e snelli, la cui interpretazione e applicazione non dovrebbe incontrare difficoltà né da parte dei professionisti (purché competenti), né da parte degli organi di controllo, né infine da parte dei magistrati preposti alla soluzione di eventuali contenziosi o giudizi.

Operando in tale maniera, tutte le indicazioni di dettaglio, le interpretazioni della norma, i procedimenti applicativi, le prescrizioni costruttive, che non facciano parte dei principi di base, devono trovare posto nella Circolare contenente le Istruzioni.

In maniera più esplicita, i principali punti da chiarire nelle Istruzioni dovrebbero riguardare:

*a) Connessioni con il D.M. 20/11/87*

Come più volte richiamato in questo Commentario, l'esistenza di un Decreto Ministeriale specifico sugli edifici a struttura muraria, decreto che peraltro è estremamente dettagliato fin negli aspetti più squisitamente applicativi, pone dei problemi di interconnessione normativa. Ciò tanto più in quanto il suddetto Decreto è esplicitamente richiamato nella norma sismica, al punto C.5.1 – Regole generali.

E' bene che i richiami tra i due decreti (e le Circolari esplicative) compaiano in maniera chiara ogni qual volta sia opportuno. E' infatti assolutamente insufficiente un aggancio generico, che come tale pone dei problemi di interpretazione, laddove applicato in modo specifico sui diversi punti normativi.

Occorre in particolare definire sino a che punto l'analisi dell'edificio, gli schemi strutturali e le modalità di verifica degli elementi murari proposti nel D.M. 20/11/87 vanno estesi anche al calcolo sismico.

*b) Analisi delle sollecitazioni*

E' opportuno definire senza equivoci tutte le possibilità di analisi che la norma ritiene ammissibili.

Sarebbe bene definire, in analogia a quanto esiste nel Decreto contenente le Norme tecniche per gli edifici in c.a., nella sezione relativa al metodo semiprobabilistico agli stati limite, le diverse metodologie che è possibile seguire per la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche.

In questa sezione sarebbe opportuno anche definire le leggi costitutive da utilizzare nei diversi metodi di calcolo proposti ed anche, laddove possibile, gli approcci algoritmici ritenuti più consoni alla soluzione del problema.

*c) Schema strutturale*

Poiché la scelta dello schema è uno dei punti fondamentali nella modellazione di un organismo strutturale, e poiché nel caso particolare di edifici in muratura la definizione del modello non è operazione semplice né routinaria, la disponibilità di alcune osservazioni di merito sui più comuni schemi statici utilizzati renderebbe inequivoca l'applicazione dei metodi di calcolo.

In particolare sarebbe opportuno definire degli schemi statici semplificati, che, rispettosi dell'equilibrio strutturale e possibilmente a vantaggio di sicurezza, siano ritenuti più appropriati per la definizione del modello. Così schemi costituiti da elementi monodimensionali, uniti a valutazioni derivate dalla meccanica dei corpi rigidi, potrebbero essere proposti con tutte le cautele del caso.

*d) Verifica strutturale*

E' il punto in cui più si fa sentire la mancanza di una precisa connessione con il D.M. 20/11/87, pur essendo il punto cruciale nelle operazioni di valutazione meccanica dell'organismo.

E' opportuno che i richiami siano fatti in maniera inequivoca e in tutti i punti interessati.

La proposta, poi, di diverse alternative alle verifiche numeriche potrebbe permettere l'adattamento ai vari problemi connessi alle diverse tipologie di sistemi murari che è possibile incontrare.

## 5.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

### 5.4.1. VERIFICA SEMPLIFICATA DI UN EDIFICIO IN MURATURA ORDINARIA

Si verifica un edificio adibito a civile abitazione, costituito da tre piani fuori terra, con tetto a falde, la cui altezza complessiva massima è di 10.5 m, e quindi rispondente alle limitazioni imposte dalla Tab. 8.2 del punto C.2 dei criteri generali.

Nella Fig. 5.13 sono riportate la pianta del piano tipo e una sezione schematica dell'edificio in esame.

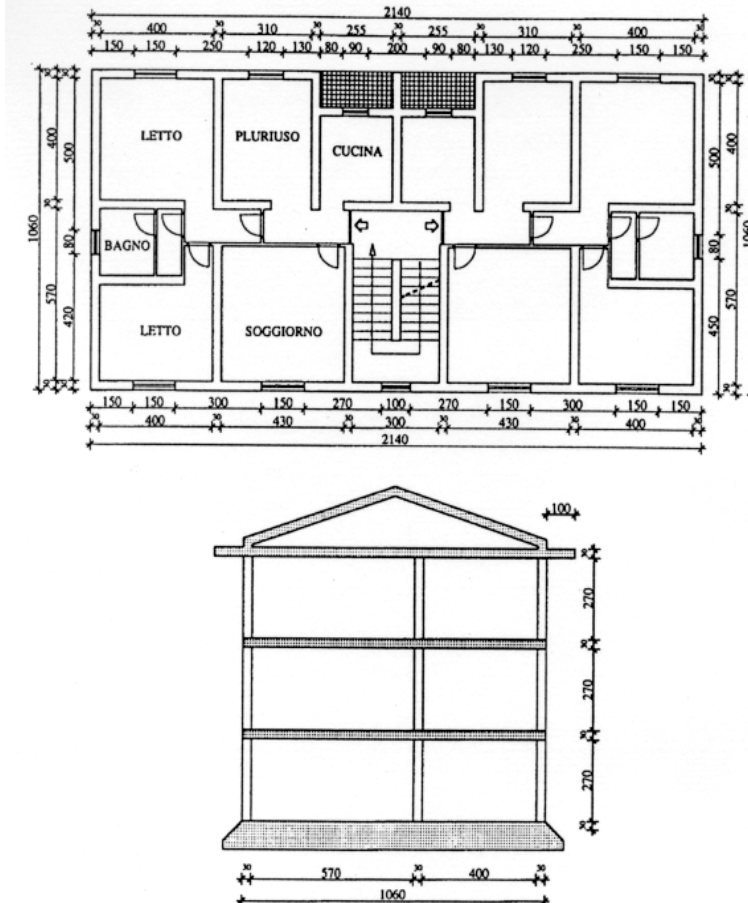


Fig. 5.13 (8)

Si ipotizza che il fabbricato sia ubicato in zona sismica di seconda categoria ( $S=9$ ) e sia realizzato in muratura portante ordinaria.

#### Caratteristiche generali dell'edificio

Tutti i setti murari hanno uno spessore di 30 cm, fatta eccezione per i muri perimetrali del piano terra, realizzati a tre teste per uno spessore di 37 cm. L'altezza netta di interpiano è costante e pari a 2.70 m.

I solai, in latero-cemento con getto di completamento in opera, hanno uno spessore di 20+4 cm (30 cm al finito) e sono tutti orditi parallelamente alla direzione Y (si veda la Fig. 5.15). Essi vengono considerati infinitamente rigidi nel loro piano, e perfettamente ammortati alle murature portanti mediante cordoli in c.a. predisposti all'altezza di ogni impalcato, e quindi in grado di ripartire efficacemente le azioni orizzontali. Le caratteristiche dimensionali dei suddetti cordoli sono conformi alle prescrizioni normative.

È previsto un tetto a falde inclinate, con pendenza del 30 %. Esso non costituisce però una struttura spingente in quanto l'armatura dell'ultimo solaio, opportunamente ancorata nel relativo cordolo, funge da catena, come indicato nella Fig. 5.14.

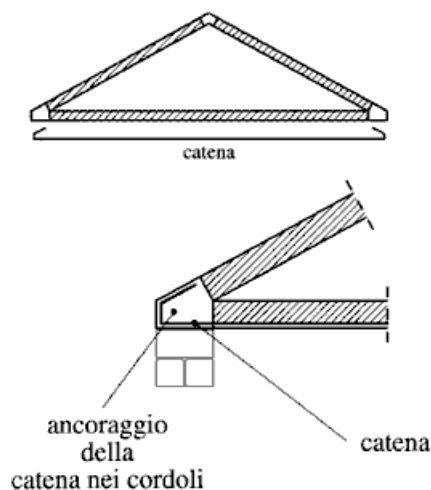


Fig. 5.14

#### Caratteristiche dei materiali impiegati

Si suppone di utilizzare blocchi semipieni in laterizio normale, posti in opera con fori verticali, impiegando una malta cementizia di tipo M2.

Blocchi:

- percentuale di foratura:  $\varphi \leq 45\%$  ;
- resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei fori:  $f_{bk} = 15 \text{ Mpa}$  ;
- resistenza caratteristica a compressione nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura  $f_{bk} = 2 \text{ Mpa}$  ;

Malta:

- resistenza media a compressione: 8 MPa .

Muratura:

Secondo quanto previsto dal D.M. 20/11/87 al punto 2.3.1.1 (Tab. A) e al punto 2.3.2.1 (Tab. B), le ipotesi fatte riguardo alle modalità di realizzazione della muratura consentono di determinare le caratteristiche meccaniche dei pannelli murari in funzione del tipo di malta impiegato e della resistenza caratteristica dei blocchi ( $f_{bk}$ ):

- (dalla Tab. A):  
resistenza caratteristica a compressione della muratura:  $f_{vk0} = 6.7 \text{ MPa}$ ;
- (dalla Tab. B):  
resistenza caratteristica a taglio (in assenza di carichi verticali):  $f_k = 0.20 \text{ MPa}$ ;

Si fa presente che, in generale, quando non si rientri nelle condizioni indicate ai due punti precedentemente citati, si dovrà procedere alla determinazione per via sperimentale delle caratteristiche meccaniche della muratura.

---

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità (modulo elastico longitudinale  $E$  e trasversale  $G$ ), in mancanza di dati sperimentali è possibile fare riferimento alle seguenti espressioni:

$$E = 1000 \cdot f_k = 6700 \text{ MPa}; \quad G = 0.4 \cdot E = 2680 \text{ MPa}.$$

#### Regole generali (punto C.5.1.)

Ferma restando la necessità di attenersi ai criteri generali di progettazione e alle prescrizioni comuni a tutti i tipi di edifici ubicati in zona sismica (punti C.1, C.2, C.3), si può vedere che tutte le condizioni indicate in questo punto delle norme sono rispettate.

Infatti:

- le caratteristiche meccaniche degli elementi artificiali impiegati sono superiori a quelle minime richieste (lettera a);
- gli orizzontamenti, compreso il tetto a falde, non sono di tipo spingente (lettera b);
- I solai trasmettono in modo efficace le azioni orizzontali, oltre a quelle verticali (lettera c);
- sono previsti cordoli di collegamento in c.a. di dimensioni opportune e adeguatamente armati (lettera d);
- gli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali presentano ovunque (per tutti i piani, essendo le aperture allineate), una fascia di muratura piena di 1.5 m, superiore al minimo richiesto di 1 m (lettera f).

#### Verifica delle prescrizioni al punto C.5.2

Si osserva innanzitutto che la pianta dell'edificio è rettangolare, compatta, simmetrica nella direzione Y e "sufficientemente" simmetrica nella direzione X, sia planimetricamente che altimetricamente. Il rapporto tra il lato minore ( $L_Y = 10.60 \text{ m}$ ) e il lato maggiore ( $L_X = 21.40 \text{ m}$ ) è pari a 0.495, e quindi superiore ad 1/3.

I muri maestri sono tutti intersecati, con efficace collegamento, da altri muri maestri ad un interasse non superiore a 7 metri.

Gli architravi di porte e finestre sono realizzati in c.a., ben ammorsati nelle murature, ed inoltre le aperture nei muri portanti sono tutte allineate verticalmente.

I pannelli murari sono realizzati con blocchi artificiali semipieni, hanno uno spessore minimo di 30 cm, e le fondazioni sono realizzate in c.a.

La distanza fra due solai successivi, e fra lo spiccatto delle fondazioni e il primo solaio è sicuramente inferiore ai 5 metri e la snellezza massima delle murature è:

$$\frac{h}{t} = \frac{270}{30} = 9 < 12$$

Infine l'edificio, adibito a civile abitazione, non presenta mai un sovraccarico accidentale superiore a 4 KN/m<sup>2</sup>.

Si passa infine alla verifica inerente l'area delle murature resistenti nelle due direzioni X ed Y (espressa in percentuale rispetto all'area complessiva del fabbricato). Essa deve essere superiore ai valori indicati nella Tab. 5.4b, per ciascun piano.

Per il calcolo si fa riferimento alla Fig. 5.15 in cui è evidenziata la disposizione planimetrica dei vari setti portanti.

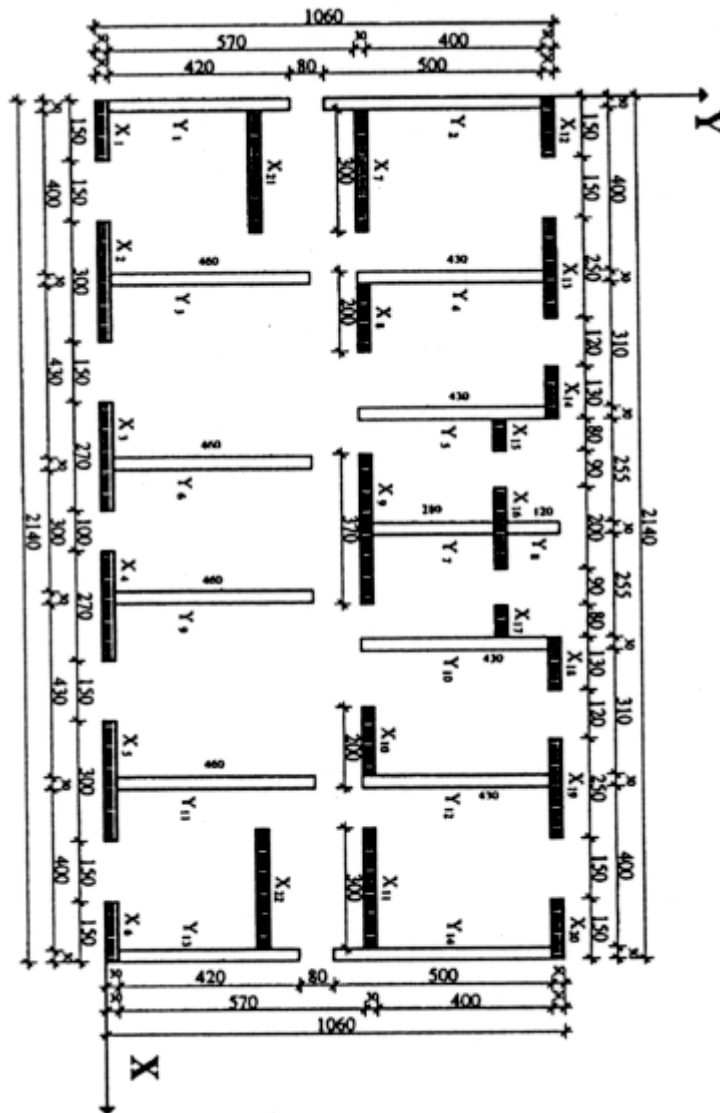


Fig. 5.15 - Disposizione planimetrica dei setti portanti.

La superficie totale dell'edificio vale  $S = 2140 \text{ m} \cdot 1060 \text{ m} = 226.84 \text{ m}^2$ .

Al piano terra, nella direzione X, l'area complessiva dei setti è:

$$A_X = 28.6 \text{ m} \cdot 0.37 \text{ m} + 19.7 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 16.49 \text{ m}^2$$

Si ha pertanto:

$$p_X = 16.49 \text{ m}^2 / 226.84 \text{ m}^2 = 7.27\% > 6\%$$

Nella direzione Y:

$$A_Y = 18.4 \text{ m} \cdot 0.37 \text{ m} + 42.2 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 20.07 \text{ m}^2$$

$$p_Y = 20.07 \text{ m}^2 / 226.84 \text{ m}^2 = 8.85\% > 6\%$$

Analogamente si vede che la percentuale minima è raggiunta anche ai piani superiori, per i quali nella direzione X:

$$A_X = 48.3 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 14.49 \text{ m}^2 ;$$

$$p_X = 14.49 \text{ m}^2 / 226.84 \text{ m}^2 = 6.39\% > 5\%.$$

e nella direzione Y:

$$A_Y = 62.6 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 18.78 \text{ m}^2 ;$$

$$p_Y = 18.78 \text{ m}^2 / 226.84 \text{ m}^2 = 8.29\% > 5\%.$$

$$\sigma = \frac{N}{0.50A} < \bar{\sigma}_m$$

Inoltre la Norma prescrive anche la condizione:

N= carico verticale totale relativo al piano in esame

A= area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti

$\bar{\sigma}_m$  = tensione base ammissibile della muratura

Tale verifica è da effettuare per i muri del piano più basso dell'edificio, e di ogni altro piano per cui lo spessore di qualche muro risulti inferiore, o risulti superiore l'incidenza delle aperture.

Si calcola innanzitutto il valore della  $\bar{\sigma}_m$  in funzione della resistenza caratteristica a compressione della muratura ( $f_k$ ), procedendo con il metodo delle tensioni ammissibili ( $\mu = 5$ ):

$$\bar{\sigma}_m = \frac{f_k}{\mu} = 1.34 \text{ MPa}$$

#### Analisi dei carichi

-peso proprio della muratura portante .....	15 KN / m <sup>3</sup>
-peso proprio solai.....	4 KN / m <sup>2</sup>
-peso proprio della copertura.....	2 KN / m <sup>2</sup>
-peso proprio delle scale.....	4 KN / m <sup>2</sup>
-sovraccarico permanente dei solai.....	1 KN / m <sup>2</sup>
-sovraccarico accidentale dei solai.....	2 KN / m <sup>2</sup>
-sovraccarico accidentale balconi e scale.....	4 KN / m <sup>2</sup>
-sovraccarico dovuto alla neve.....	0.9 KN / m <sup>2</sup>

Si calcola ora il carico totale relativo al piano più basso, escludendo il solaio del piano terra che insiste sulle fondazioni in C.A. :

-Copertura:

$$10.6 \text{ m} \cdot 21.4 \text{ m} \cdot 3.9 \text{ KN} / \text{m}^2 \cdot 1.05 = \dots\dots\dots 929 \text{ KN}$$

(il coefficiente 1.05 è dovuto alla pendenza del 30% del tetto)

$$\text{-solaio di sottotetto: } 12.6 \text{ m} \cdot 23.4 \text{ m} \cdot 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \cdot 1.05 = \dots\dots\dots 1474 \text{ KN}$$

(si è tenuto conto anche della pensilina di un metro)

-2° e 3° solaio:

$$2 \cdot [226.84 \text{ m}^2 - (2 \cdot 1.2\text{m} \cdot 2.55\text{m} + 5.7\text{m} \cdot 3\text{m})] \cdot 7 \text{KN} / \text{m}^2 = \dots\dots\dots 2850 \text{ KN}$$

$$\text{-balconi: } 2 \cdot 2.55\text{m} \cdot 1.2\text{m} \cdot 9 \text{KN} / \text{m}^2 = \dots\dots\dots 55.5 \text{ KN}$$

$$\text{-scale: } 2 \cdot 5.7\text{m} \cdot 3\text{m} \cdot 8 \text{KN} / \text{m}^2 = \dots\dots\dots 234 \text{ KN}$$

-murature (nelle due direzioni X e Y):

$$[2 \cdot (14.49 + 18.78) + (16.49 + 20.07)] \cdot 2.7\text{m} \cdot 15 \text{KN} / \text{m}^3 = \dots\dots\dots 3118 \text{ KN}$$

-cordoli in c.a.:

$$(3 \cdot 21.4\text{m} + 4 \cdot 10\text{m} + 3 \cdot 4.3\text{m} + 2 \cdot 5.7\text{m}) \cdot (2 \cdot 0.3\text{m} + 0.45\text{m}) \cdot 0.3\text{m} \cdot 25 \text{KN} / \text{m}^3 = \dots\dots\dots 1012 \text{ KN}$$

$$\text{TOTALE} \dots\dots\dots \text{N} = 9673 \text{ KN}$$

Ricordando che i setti murari del piano terra (s=37 cm) hanno una superficie complessiva  $A = (16.49 + 20.07) \text{ m}^2 = 36.56 \text{ m}^2$ , la tensione di calcolo vale:

$$\sigma = \frac{N}{0.5A} = \frac{9673 \text{KN}}{0.5 \cdot 36.56 \text{m}^2} = 0.53 \text{MPa};$$

e risulta inferiore alla tensione base ammissibile della muratura  $\bar{\sigma}_m = 1.34 \text{ Mpa}$ .

La verifica deve essere ripetuta anche per il primo piano, in quanto lo spessore dei muri perimetrali è ridotto da 37 a 30 cm.

-Copertura:

$$10.6 \text{ m} \cdot 21.4 \text{ m} \cdot 3.9 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 1.05 = \dots\dots\dots 929 \text{ KN}$$

(il coefficiente 1.05 è dovuto alla pendenza del 30% del tetto)

$$\text{-solaio di sottotetto: } 12.6 \text{ m} \cdot 23.4 \text{ m} \cdot 5 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 1.05 = \dots\dots\dots 1474 \text{ KN}$$

(si è tenuto conto anche della pensilina di un metro)

-3° solaio:

$$[226.84 \text{ m}^2 - (2 \cdot 1.2\text{m} \cdot 2.55\text{m} + 5.7\text{m} \cdot 3\text{m})] \cdot 7 \text{KN} / \text{m}^2 = \dots\dots\dots 1425 \text{ KN}$$

$$\text{-balconi: } 2.55\text{m} \cdot 1.2\text{m} \cdot 9 \text{KN} / \text{m}^2 = \dots\dots\dots 28 \text{ KN}$$

$$\text{-scale: } 5.7\text{m} \cdot 3\text{m} \cdot 8 \text{KN} / \text{m}^2 = \dots\dots\dots 117 \text{ KN}$$

-murature (nelle due direzioni X e Y):

$$2 \cdot (14.49 + 18.78) \cdot 2.7\text{m} \cdot 15 \text{KN} / \text{m}^3 = \dots\dots\dots 2694 \text{ KN}$$

-cordoli in c.a.:

$$(3 \cdot 21.4\text{m} + 4 \cdot 10\text{m} + 3 \cdot 4.3\text{m} + 2 \cdot 5.7\text{m}) \cdot 2 \cdot 0.3\text{m} \cdot 0.3\text{m} \cdot 25 \text{KN} / \text{m}^3 = \dots\dots\dots 578 \text{ KN}$$

$$\text{TOTALE} \dots\dots\dots \text{N} = 7245 \text{ KN}$$

Al primo piano l'area dei setti resistenti vale  $A = (14.49 + 18.78) \text{ m}^2 = 33.27 \text{ m}^2$ .

Si ha quindi per la tensione di calcolo:

$$\sigma = \frac{N}{0.5A} = \frac{7145 \text{KN}}{0.5 \cdot 33.27 \text{m}^2} = 0.44 \text{MPa};$$

anche il primo piano risulta dunque verificato.

Si può pertanto concludere che, essendo rispettate tutte le prescrizioni del punto C.5.2. delle norme tecniche, la verifica rispetto alle azioni sismiche può essere omessa.

E' in ogni caso necessario effettuare la verifica rispetto ai carichi verticali e alle altre azioni orizzontali (vento), secondo quanto prescritto dal D.M. 20/11/87.

Il punto 2.1. del suddetto decreto prevede la possibilità di effettuare una verifica "semplificata", senza considerare le azioni orizzontali, purché siano rispettate una serie di limitazioni geometriche e costruttive.

Alla lettera a è richiesto che il fabbricato abbia non più di tre piani (fuori ed entro terra), condizione verificata dall'edificio in esame.

Per quanto riguarda tutte le altre lettere, si osserva che esse contengono le stesse prescrizioni già esaminate nel punto C.5.2. del D.M. 16/1/96, o sono comunque meno limitative.

I requisiti richiesti sono quindi soddisfatti, per cui si può effettuare la verifica tensionale media:

$$\sigma = \frac{N}{0.65A} < \bar{\sigma}_m$$

Essa, a parte la presenza del fattore 0.65, meno penalizzante, è identica a quella già utilizzata per la verifica sismica, per cui la verifica dell'edificio si può considerare completata.

#### **5.4.2. VERIFICA ESTESA DI UN EDIFICIO IN MURATURA ORDINARIA**

Si prende in esame un edificio di nuova costruzione adibito a civile abitazione, di cui in Fig. 5.16 sono riportate la pianta, il prospetto e la sezione.

Si ipotizza che il fabbricato sia ubicato in zona sismica di terza categoria ( $s=6$ ) e sia realizzato in muratura portante ordinaria, con solai in latero-cemento (spessore di 20+5 cm), considerati infinitamente rigidi nel loro piano (in grado quindi di ripartire efficacemente le azioni orizzontali), perfettamente ammorsati alle murature portanti mediante cordoli in c.a. predisposti all'altezza di ogni impalcato. Le dimensioni (base = 40 cm, altezza = 35 cm) ed armatura dei suddetti cordoli sono conformi alle prescrizioni normative.

Si osserva che il solaio è tessuto secondo la direzione più lunga del blocco, in modo tale da stabilizzare mediante il suo scarico i due setti dell'edificio più deboli rispetto all'azione di ribaltamento (setti AB e BC).

L'analisi è svolta per il singolo blocco ABCD, il cui comportamento è reso indipendente dalla rimanente parte di fabbricato per mezzo di opportuni giunti tecnici.

I materiali impiegati sono i medesimi dell'esempio precedente:

- resistenza caratteristica a compressione della muratura:  $f_k = 6.7 \text{ Mpa}$  ;
- resistenza caratteristica a taglio (in assenza di carichi verticali):  $f_{vk0} = 0.20 \text{ Mpa}$ ;
- $E = 1000 \cdot f_k = 6700 \text{ MPa}$  ;
- $G = 0.4 \cdot E = 2680 \text{ MPa}$  .

Si fa riferimento al D.M. 16/1/96 e al D.M. 20/11/87, ove quest'ultimo non sia in contrasto con il primo.

Si può facilmente verificare che i criteri generali di progettazione, le prescrizioni comuni a tutti i tipi di edifici ubicati in zona sismica (punti C.1.-C.2.-C.3.), e le regole generali relative agli edifici in muratura ordinaria (punto C.5.1.), sono rispettate.

Per quanto riguarda invece le prescrizioni che consentono di omettere la verifica alle azioni sismiche (punto C.5.2. ), esse sono disattese alla lettera b, in quanto nella direzione Y i muri maestri perimetrali hanno un

interasse maggiore di 7 metri. Pertanto si dovrà procedere alla verifica dell'edificio soggetto alle azioni sismiche normative.

Tale verifica, a titolo esemplificativo, verrà eseguita ipotizzando che il sisma agisca secondo la direzione X.

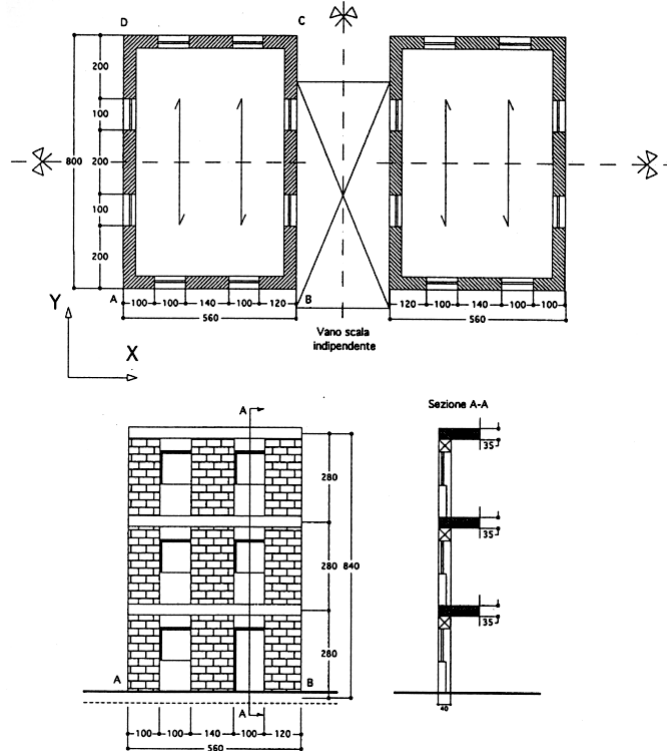


Fig. 5.16 - Pianta del piano tipo, prospetto e sezione dell'edificio.

### Analisi dei carichi

#### Carichi verticali

- peso proprio della muratura portante ..... 15 KN / m<sup>3</sup>
- peso proprio solai..... 4 KN / m<sup>2</sup>
- sovraccarico permanente dei solai..... 1 KN / m<sup>2</sup>
- sovraccarico accidentale dei solai..... 2 KN / m<sup>2</sup>
- sovraccarico dovuto alla neve.....0.9 KN / m<sup>2</sup>

I carichi verticali devono essere valutati secondo la combinazione di carico:

$$P = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_k ;$$

con:

$G_k$  =valore caratteristico dei carichi permanenti;

$Q_k$  =valore caratteristico del sovraccarico accidentale.

(punto B.8.2 del D.M. 16/1/96).

A titolo esemplificativo si esamina la condizione di carico associata al valore minimo degli sforzi normali sui vari maschi. Essa è ottenuta con i seguenti valori dei coefficienti moltiplicativi dei carichi:

$$\gamma_g = 1 ;$$

$$\gamma_q = 0 .$$

Forze orizzontali di piano (azioni complanari)

Per quanto riguarda la valutazione delle azioni orizzontali si fa riferimento al punto C.6.1.1 del D.M. 16/1/96:

$$F_i = \gamma_i C \beta w_i ;$$

dove:

$$\gamma_i = h_i = \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} = \text{coefficiente di distribuzione;}$$

( $h_i$  = quota del generico piano rispetto allo spiccatto delle fondazioni);

$$C = \frac{S-2}{100} = 0.04 = \text{coefficiente di intensità sismica;}$$

$\beta = \beta_1 = 2 =$  coefficiente di struttura (si veda la Circolare Ministeriale al punto C.5.2.);

$$W_i = G_i + s Q_i;$$

( $G_i$  = carico permanente,  $Q_i$  = sovraccarico accidentale,  $s$  = coefficiente di riduzione dei sovraccarichi accidentali = 0.33).

- *Pesi degli impalcati*

È da notare che nel calcolo del peso di impalcato è da comprendere anche il peso di metà tesa superiore e metà tesa inferiore della muratura portante:

$$W_1 = W_2 = 576.12 \text{ KN};$$

$$W_3 = 437.24 \text{ KN};$$

$$W_T = 1589.48 \text{ KN}.$$

- *Calcolo dei coefficienti  $\gamma_i$*

$$W_1 h_1 = 576.12 \text{ m} \cdot 2.8 \text{ m} = 1613.14 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$W_2 h_2 = 576.12 \text{ m} \cdot 5.6 \text{ m} = 3226.27 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$W_3 h_3 = 437.24 \text{ m} \cdot 8.4 \text{ m} = 3672.8 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\sum_{j=1}^3 W_j h_j = 4256.1 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\frac{W_T}{\sum_{j=1}^3 W_j h_j} = 0.1867 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\gamma_1 = 0.522 ;$$

$$\gamma_2 = 1.045 ;$$

$$\gamma_3 = 1.568 .$$

- *Forze di piano*

$$F_1 = 0.08 \cdot 0.522 \cdot 576.12 \text{ KN} = 24.06 \text{ KN};$$

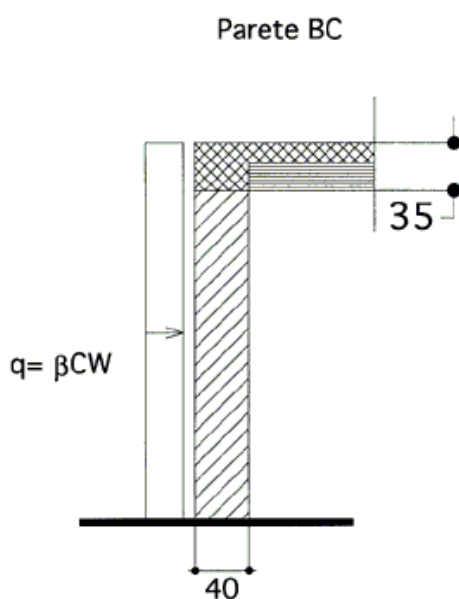
$$F_2 = 0.08 \cdot 1.045 \cdot 576.12 \text{ KN} = 48.16 \text{ KN};$$

$$F_3 = 0.08 \cdot 1.568 \cdot 437.24 \text{ KN} = 54.84 \text{ KN}.$$

**Verifiche tensionali della parete BC alle azioni ortogonali al piano medio (sisma secondo X)**

Poiché si stanno prendendo in considerazione le azioni sismiche ortogonali alla parete, secondo il punto C.9.5.3 del D.M. 20/11/87, esse saranno date da un carico distribuito pari a C volte il peso della parete stessa.

L'analisi delle sollecitazioni derivanti dai carichi orizzontali è svolta ipotizzando la singola tesa incernierata a livello dei due impalcati di bordo (Fig. 5.17).



**Fig. 5.17** - Schema statico di calcolo per la verifica della parete BC alle azioni fuori del piano.

A titolo esemplificativo si riporta l'analisi svolta sulla terza tesa del pannello (analisi per massima eccentricità).

- Calcolo dell'eccentricità trasversale (scarico di una fascia di 50 cm del solaio superiore)

$$e_s = \frac{t}{6} = 0.067\text{m};$$

$$e_a = \frac{H}{200} = 0.014\text{m};$$

$$e_t = |e_s| + |e_a| = 0.081\text{m}.$$

- Peso totale della parete

$$W_T = 15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0.40\text{m} \cdot 1.00\text{m} \cdot 2.80\text{m} = 16.8 \text{ KN}.$$

- Calcolo della forza orizzontale distribuita

$$F = C \beta W_T = 0.08 \cdot 16.8 \text{ KN} = 1.34 \text{ KN}$$

- Momento in mezzeria

$$M_F = 1/8 FH = 0.47 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- Sforzo normale al centro del pannello

$$N_m = N_{\text{sup}} + P_{\text{parete}} = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0.50\text{m} \cdot 1\text{m} + 15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0.40\text{m} \cdot 1.40\text{m} = 10.9 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- Calcolo dell'eccentricità dovuta ad F

$$e_F = \frac{M_F}{N_m} = 0.043 \text{ m}.$$

- Calcolo delle eccentricità  $e_1$  (in sommità) ed  $e_2$  (in mezzeria)

$$e_1 = e_t = 0.081 \text{ m};$$

$$e_2 = \frac{e_1}{2} + e_F = 0.0835 \text{ m}.$$

- Calcolo di  $m_1$  ed  $m_2$

$$m_1 = \frac{6e_1}{B} = \frac{6 \cdot 0.081\text{m}}{0.40\text{m}} = 1.215 < 2; \quad m_2 = \frac{6e_2}{B} = \frac{6 \cdot 0.0835\text{m}}{0.40\text{m}} = 1.253 < 2.$$

- Calcolo della snellezza (muro isolato,  $\rho = 1$ )

$$\lambda = \frac{H}{t} = 7.$$

Dalla tabella riportata al punto 2.2.1.4 del D.M. 20/11/87, per  $\lambda=7$ ,  $m_1=1.215$ ,  $m_2=1.253$ , si ricavano rispettivamente i valori:

$$\Phi_1 = 0.435;$$

$$\Phi_2 = 0.425.$$

- Verifica alla sommità del pannello

$$f_d = 2.23 \text{ MPa};$$

$$A = 1000 \cdot 400 \text{ mm}^2 = 400000 \text{ mm}^2;$$

$$N_u = f_d \Phi_1 A = 388.02 \text{ KN} > N_{\text{sup}} = 2.5 \text{ KN}.$$

- Verifica in mezzeria

$$A = 1000 \cdot 400 \text{ mm}^2 = 400000 \text{ mm}^2;$$

$$N_u = f_d \Phi_2 A = 379.10 \text{ KN} > N_m = 10.9 \text{ KN}.$$

**Verifica della parete AB per azioni complanari: metodo POR**

Si propone per la parete AB un'analisi a rottura effettuata con il metodo P.O.R.  
 Lo schema di calcolo impiegato è quello proposto nella Circolare Ministeriale LL.PP. n 21745 del 30 luglio 1981: "Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma".

Modellazione del comportamento del pannello

Si adotta per i pannelli murari una legge costitutiva di tipo elastico-perfettamente plastico, con controllo della duttilità  $\mu = \delta_u / \delta_e$  (per le murature in laterizio nuovo si può assumere  $\mu = 2$ ). La pendenza del tratto elastico è determinata dalla rigidezza iniziale del pannello, da valutarsi tenendo conto del contributo dovuto alla deformabilità a taglio.

Il taglio ultimo per ciascun setto murario è stato valutato secondo il D.M. 20/11/87; esso è dato dall'espressione:

$$T_u = \beta F_{vd} A$$

dove:

$\beta$  = coefficiente di parzializzazione della sezione = 1 (si suppone che la sezione rimanga interamente reagente);

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{3} = \frac{f_{vk0} + 0.4\sigma_0}{3} = \text{resistenza a taglio di calcolo, } (f_{vk} \leq f_{vk \text{ lim}} = 1.4 f_{bk});$$

$\sigma_0$  = tensione normale media sul pannello;

A = area del pannello.

Tale valore viene confrontato con quelli che si ottengono dalle espressioni riportate di seguito:

$$\bar{T}_u = A f_{vd0} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5f_{vd0}}}, \quad (f_{vd0} = f_{vd} / 3);$$

$$T_R = \frac{NB}{2H_0} \left( 1 - \frac{N}{0.85f_d A} \right);$$

$$T_S = \frac{(1.5c + \mu\sigma_0)A}{1 + \frac{3cH_0}{\sigma_0 B}};$$

con:

$f_d$  = resistenza di calcolo a compressione del pannello =  $f_k / 3 = 2.23$  Mpa ;

$H_0$  = quota del punto di nullo del momento flettente =  $H / 2 = 1.40$  m ;

A = sezione resistente del pannello = 400000 mm<sup>2</sup> ;

B = dimensione longitudinale del pannello = 1000 mm;

$\mu$  = coefficiente di attrito per la muratura = 0.60;

c = coesione = 0.655 MPa.

La prima delle espressioni richiamate è fornita dalla Circolare Ministeriale del 1981, e prevede la rottura del pannello per fessurazione diagonale; le altre due esprimono invece la resistenza ultima del pannello nell'ipotesi che la rottura avvenga rispettivamente per ribaltamento o per scorrimento.

Carichi verticali

Il carico  $q_1$ , dovuto ai solai del primo e del secondo piano, e il carico  $q_2$ , dovuto alla copertura e al muretto d'attico valgono rispettivamente:

**Cap.5: Edifici in muratura ordinaria (Mauro Mezzina, Giuseppina Uva)**

---

$$q_1 = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 4\text{m} = 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; \quad q_2 = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 4\text{m} + 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 1\text{m} \cdot 0.2\text{m} = 22 \frac{\text{KN}}{\text{m}}.$$

Tenendo conto dei carichi appena determinati e del peso proprio della muratura, è possibile valutare le tensioni normali medie, al centro dei pannelli della prima tesa:

$$\begin{aligned} \sigma_{01} &= 0.330 \text{ MPa}; \\ \sigma_{02} &= 0.362 \text{ MPa}; \\ \sigma_{03} &= 0.318 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

Forze di piano sulla parete AB

L'azione del sisma è simulata con le forze orizzontali :

$$F_i = \gamma_i \beta C W_i ;$$

applicate in corrispondenza dell'i-mo impalcato. Esse, in assenza di moti torsionali di piano, sono pari alla metà delle forze di piano precedentemente calcolate:

$$\begin{aligned} F_1 &= 24.06 \text{ KN} / 2 = 12.03 \text{ KN}; \\ F_2 &= 48.16 \text{ KN} / 2 = 24.08 \text{ KN}; \\ F_3 &= 54.84 \text{ KN} / 2 = 27.42 \text{ KN}; \end{aligned}$$

Rigidezze dei setti

La rigidezza iniziale dei pannelli è valutata tenendo conto anche del contributo dovuto alla deformabilità a taglio, secondo la formula:

$$K = \frac{GA}{1.2H} \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{H}{B}\right)^2}.$$

I risultati dell'analisi sono richiamati nelle seguenti tabelle:

Piano	VALORI NORMATIVI			
	Coefficiente distribuzione	Pesi impalcati (KN)	Forza (KN)	Taglio di piano (KN)
1	0.522	288.06	12.03	63.47
2	1.045	288.06	24.02	51.44
3	1.568	218.62	27.42	27.42

Maschio	1	2	3
K (MPa)	88.30	191.43	136.02
T <sub>v</sub> (KN)	44.27	64.36	52.35
T <sub>r</sub> (KN)	38.94	82.01	54.44
T <sub>s</sub> (KN)	50.58	104.51	68.61
T <sub>u</sub> (KN)	115.93	166.37	137.79

Calcolo degli spostamenti al limite elastico

Essi sono valutati mediante la relazione:

$$\delta_e = \frac{T_u}{k}$$

in cui per  $T_u$  si assume il valore più basso tra quelli forniti dalle espressioni richiamate in precedenza.  
Si ottiene:

$$\delta_{e1} = 0.441 \text{ mm}; \quad \delta_{e2} = 0.336 \text{ mm}; \quad \delta_{e3} = 0.385 \text{ mm};$$

#### Verifica al limite elastico

La verifica, a titolo esemplificativo, è effettuata per la prima tesa della parete AB, calcolando la forza reagente ultima che essa è in grado di esplicitare e controllando che questa sia superiore al taglio normativo di piano:  
Il coefficiente di sicurezza è quindi fornito dal rapporto:

$$\lambda = \frac{\sum T_i}{\sum \gamma_i \beta C W_i}$$

Il pannello 2 è il primo ad uscire dalla fase elastica, per un valore dello spostamento:

$$\delta_{e2} = 0.336 \text{ mm}.$$

La forza reattiva totale, in tale situazione, è:

$$H_e = C + T_{u2} + T_{e3};$$

dove:

$$T_{u1} = K_1 \delta_{e2} = 29.67 \text{ KN}; \quad T_{u2} = 64.36 \text{ KN}; \quad T_{u3} = K_3 \delta_{e2} = 45.70 \text{ KN}.$$

Risulta pertanto:

$$H_e = 139.73 \text{ KN} > F_T = 63.53 \text{ KN}.$$

Il moltiplicatore dei carichi, al limite elastico, vale dunque:

$$\lambda = \frac{H_e}{F_T} = 2.20.$$

In tale ipotesi, quindi, la verifica di sicurezza è soddisfatta già allo stato limite elastico.

#### Comportamento della parete oltre il limite elastico

Nella Fig. 5.18 è riportato il diagramma costitutivo per la parete analizzata.

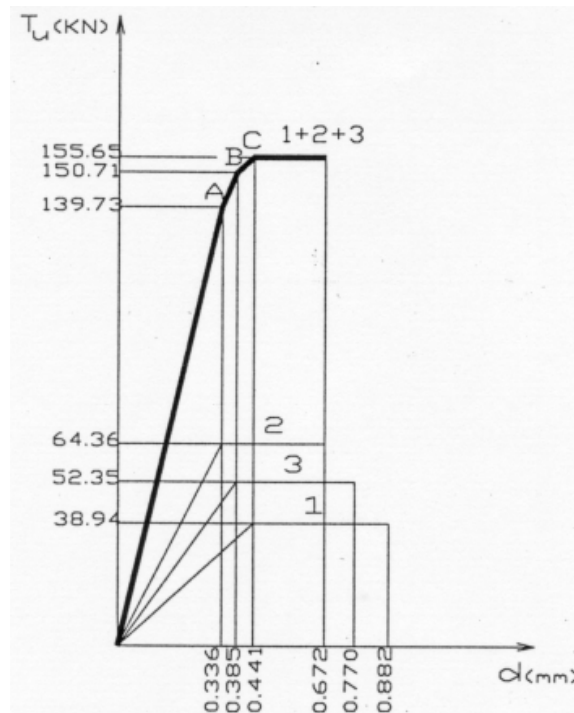


Fig. 5.18 - Diagramma forze - spostamenti.

Il punto A rappresenta il limite elastico, in cui è stata effettuata la verifica riportata al punto precedente.

Nel punto B anche il maschio 3 abbandona la fase elastica; i valori dello spostamento di piano e della forza reattiva in tal caso sono:

$$\delta_B = 0.385 \text{ mm};$$

$$H_B = T_{u1} + T_{u2} + T_{e3} = 150.71 \text{ KN}.$$

Nel punto C l'ultimo maschio raggiunge il valore limite del taglio, e si ha:

$$\delta_C = 0.441 \text{ mm};$$

$$H_C = T_{u1} + T_{u2} + T_{e3} = 155.65 \text{ KN}.$$

$H_C$  rappresenta quindi il valore ultimo dello sforzo tagliante che la parete può sopportare.

Il moltiplicatore dei carichi al limite ultimo vale in definitiva:

$$\lambda = \frac{H_C}{F_T} = 2.45;$$

con un aumento del coefficiente di sicurezza dell' 11.4 % rispetto al limite elastico.

#### Verifica della parete AB per azioni complanari: analisi elastica

##### Schema di calcolo

La parete AB, assoggettata ai carichi verticali ed orizzontali definiti nei paragrafi precedenti, è analizzata ipotizzando che il comportamento dei costituenti sia elastico-lineare e utilizzando le sollecitazioni derivanti da uno schema a telaio piano con nodi rigidi di dimensioni finite, riportato nella Fig. 5.19.

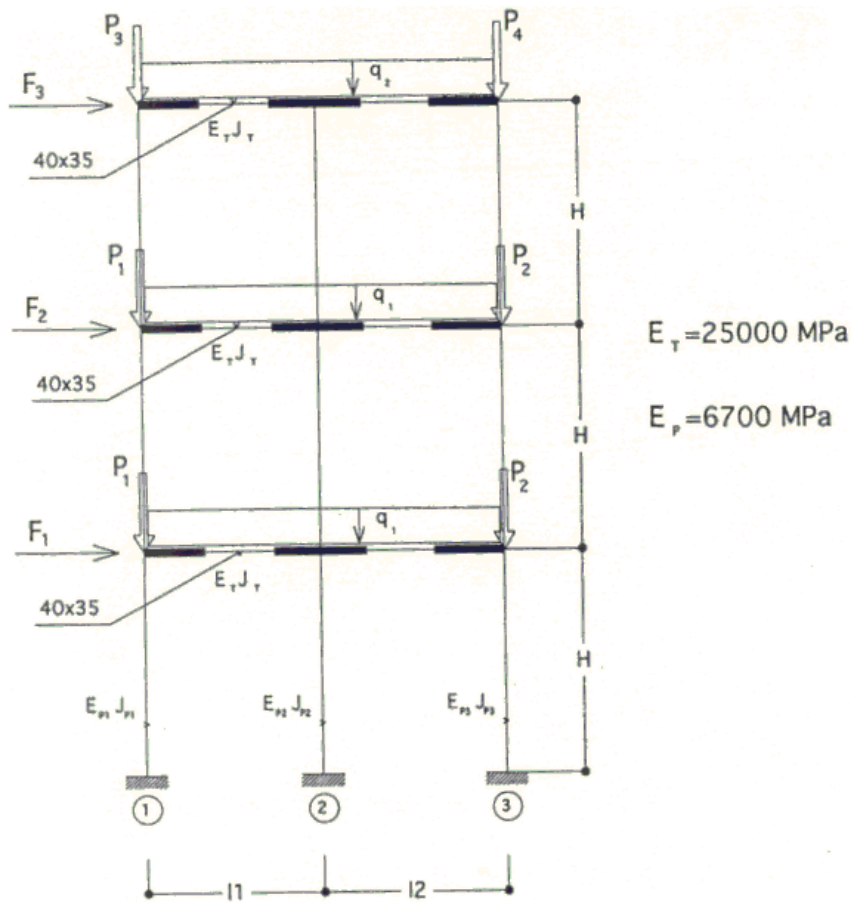


Fig. 5.19 - Schema di calcolo a telaio piano con nodi rigidi di dimensione finita.

Le grandezze geometriche indicate in figura assumono i seguenti valori:

$$H = 2.80 \text{ m}; \quad l_1 = 2.20 \text{ m}; \quad l_2 = 2.30 \text{ m}.$$

I carichi  $q_1$ ,  $P_1$  e  $P_2$ , dovuti ai solai del primo e del secondo piano, e i carichi  $q_2$ ,  $P_3$  e  $P_4$ , dovuti alla copertura e al muretto d'attico, valgono:

$$\begin{aligned} q_1 &= 20 \text{ KN / m}; & P_1 &= 10 \text{ KN}; & P_2 &= 12 \text{ KN}; \\ q_2 &= 22 \text{ KN / m}; & P_3 &= 11 \text{ KN}; & P_4 &= 13.20 \text{ KN}. \end{aligned}$$

#### Verifiche tensionali medie secondo il D.M. 20/11/87

Si eseguono le verifiche agli stati limite per le azioni orizzontali, conformemente alla prescrizioni contenute nel punto 2.4.2.3. del D.M. 20/11/87.

Per ciascun maschio murario si prendono in considerazione, quali sezioni maggiormente pericolose ai fini delle verifiche a pressoflessione e a taglio, la sezione di sommità della terza tesa e quella al piede della prima tesa.

Sono esaminate due condizioni di carico, nelle quali le azioni sismiche sono state considerate rispettivamente agenti da sinistra verso destra (condizione di carico 1), e da destra verso sinistra (condizione di carico 2). Come si è già detto, in entrambe si è minimizzato il carico verticale e reso quindi massimo l'effetto del ribaltamento ( $\gamma_g=1$ ;  $\gamma_q=0$ ).

È da sottolineare che tale verifica non è esaustiva, in quanto occorre prendere in considerazione tutte le possibili combinazioni di carico previste dalla norma.

Maschio 1

condizione di carico 1		
	Sezione di sommità	Sezione al piede
N	18.71 KN	71.77 KN
T	2.92 KN	12.04 KN
M	4.80 KN m	13.27 KN m

condizione di carico 2		
	Sezione di sommità	Sezione al piede
N	36.61 KN	175.35 KN
T	8.37 KN	14.37 KN
M	13.37 KN m	17.87 KN m

- Verifica a pressoflessione per la sezione di sommità (condizione di carico 2)

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che il carico verticale di calcolo  $N_d$  sia inferiore al carico di rottura del muro, in applicazione della seguente espressione:

$$N_d = N \geq \Phi_t \Phi_b f_d A;$$

in cui:

A = area della sezione orizzontale del muro;

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo del muro;

$\Phi_t$  = coefficiente di riduzione della resistenza in funzione delle eccentricità trasversali;

$\Phi_b$  = coefficiente di riduzione della resistenza .

L'eccentricità longitudinale  $e_b$  dovuta al carico N vale:

$$e_b = \frac{M}{N} = 0.365m.$$

Il coefficiente  $m_b$  associato a tale eccentricità vale:

$$m_b = \frac{6e_b}{B} = \frac{6 \cdot 0.365m}{1m} = 2.19.$$

Esso supera il valore limite 2 prescritto dalle norme, per cui la verifica non è soddisfatta. Si procede allora ad un ridimensionamento dei maschi con redistribuzione delle aree resistenti e diminuzione opportuna delle aperture, secondo lo schema indicato nella Fig. 5.20.

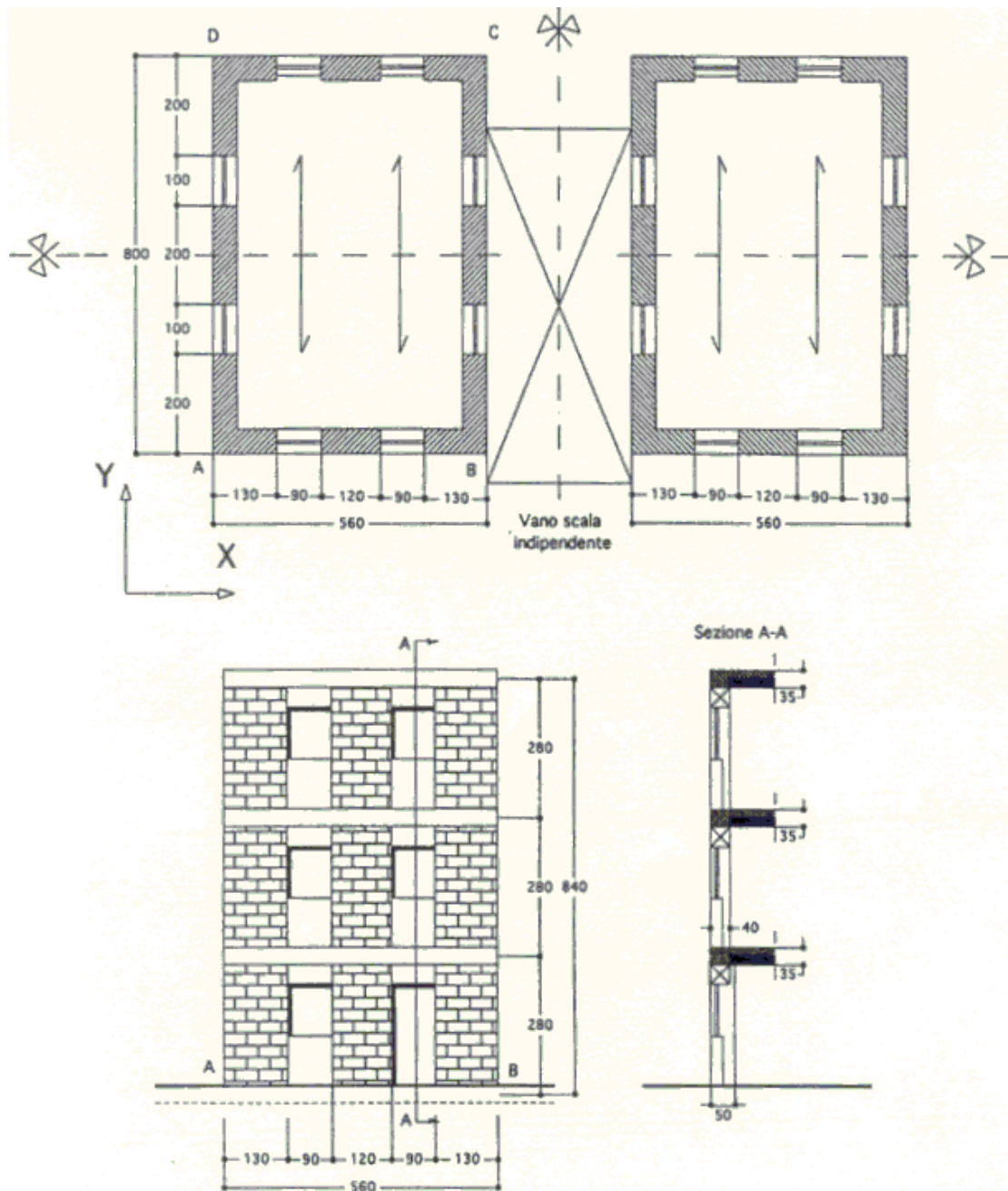


Fig. 5.20 - Modifiche progettuali.

Per il nuovo schema di calcolo si ha:

$$H = 2.80 \text{ m};$$

$$q_1 = 20 \text{ KN/m};$$

$$q_2 = 22 \text{ KN/m};$$

$$l_1 = 2.15 \text{ m};$$

$$P_1 = P_2 = 13 \text{ KN};$$

$$P_3 = P_4 = 14.30 \text{ KN}.$$

$$l_2 = 2.15 \text{ m}.$$

- *Pesi degli impalcati (variazione del peso proprio della muratura alla 1 tesa)*

$$\begin{aligned} W_1 &= 606.26 \text{ KN}; \\ W_2 &= 576.12 \text{ KN}; \\ W_3 &= 437.24 \text{ KN}; \\ W_T &= 1619.72 \text{ KN}. \end{aligned}$$

- *Calcolo dei coefficienti  $\gamma_i$*

$$\begin{aligned} W_1 h_1 &= 606.26 \text{ m} \cdot 2.8 \text{ m} = 1697.8 \text{ KN} \cdot \text{m}; \\ W_2 h_2 &= 576.12 \text{ m} \cdot 5.6 \text{ m} = 3226.27 \text{ KN} \cdot \text{m}; \\ W_3 h_3 &= 437.24 \text{ m} \cdot 8.4 \text{ m} = 3672.8 \text{ KN} \cdot \text{m}; \end{aligned}$$

$$\sum_{j=1}^3 W_j h_j = 8596.86 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\frac{W_T}{\sum_{j=1}^3 W_j h_j} = 0.1884 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 0.527; \\ \gamma_2 &= 1.055; \\ \gamma_3 &= 1.583. \end{aligned}$$

- *Forze di piano (aliquota competente alla parete AB)*

$$\begin{aligned} F_1 &= 0.08 \cdot 0.527 \cdot 606.26 / 2 \text{ KN} = 12.78 \text{ KN}; \\ F_2 &= 0.08 \cdot 1.055 \cdot 576.12 \text{ KN} / 2 = 24.31 \text{ KN}; \\ F_3 &= 0.08 \cdot 1.583 \cdot 437.24 \text{ KN} = 27.67 \text{ KN}. \end{aligned}$$

Verifiche tensionali

Maschi 1 e 3

	condizione di carico 1	
	Sezione di sommità	Sezione al piede
N	21.87 KN	97.92 KN
T	3.49 KN	18.37 KN
M	6.82 KN m	36.24 KN m

	condizione di carico 2	
	Sezione di sommità	Sezione al piede
N	42.89 KN	207.24 KN
T	10.24 KN	21.63 KN
M	17.73 KN m	38.30 KN m

- Verifica a pressoflessione per la sezione di sommità (condizione di carico 2)

- Calcolo dell'eccentricità longitudinale  $e_b$  dovuta al carico N

$$e_b = \frac{M}{N} = 0.413\text{m.}$$

$$m_b = \frac{6e_b}{B} = \frac{6 \cdot 0.413\text{m}}{1.30\text{m}} = 1.9 < 2.$$

Per  $\lambda = 0$ ,  $m = 1.9$ , si ricava:

$$\Phi_b = 0.35.$$

- Calcolo dell'eccentricità trasversale  $e_t$

Essa tiene conto di due aliquote: l'eccentricità strutturale  $e_s$  e quella accidentale  $e_a$ , che valgono, rispettivamente:

$$e_s = \frac{t}{6} = \frac{0.40\text{m}}{6} = 0.0667\text{m}; \quad e_a = \frac{H}{200} = \frac{2.80\text{m}}{200} = 0.014\text{m.}$$

Esse vanno combinate convenzionalmente secondo la formula:

$$e_1 = |e_s| + |e_a| = 0.0807\text{m.}$$

La normativa prescrive di considerare un valore fittizio di eccentricità  $e_t$ :

$$e_t = \frac{e_1}{2} = 0.0404\text{m}; \quad m_t = \frac{6e_t}{B} = \frac{6 \cdot 0.0404\text{m}}{0.40\text{m}} = 0.173.$$

- Calcolo della snellezza

Il coefficiente di vincolo  $\rho$  è assunto pari ad 1, per cui la snellezza vale:

$$\lambda = \rho \frac{H}{B} = \frac{2.80\text{m}}{0.40\text{m}} = 7.$$

Per  $\lambda = 7$ ,  $m = 0.173$ , si ottiene:

$$\Phi_t = 0.834.$$

-Calcolo dello sforzo normale limite

$$N_u = \Phi_t \Phi_b f_d A = 338.487 \text{ KN} > N_d = N = 42.89 \text{ KN};$$

con  $f_d = 2.23 \text{ MPa}$ ,  $A = 1400 \times 400 \text{ mm}^2$ .

Operando in modo analogo si può vedere che la verifica appena svolta è soddisfatta anche per le altre sezioni ritenute pericolose.

- Verifica a taglio per la sezione al piede (condizione di carico 2)

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che l'azione orizzontale di calcolo  $V_d = T$  sia inferiore al taglio ultimo, secondo la seguente espressione:

$$V_d \leq V_u = \beta f_{vd} A ;$$

con  $\beta$  = coefficiente di parzializzazione della sezione.

Il coefficiente di parzializzazione viene posto uguale ad uno nel caso in cui risulti  $m_b < 1$ . Nel caso in esame  $m_b = 1.9$ , si deve pertanto calcolare mediante l'espressione:

$$\beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_b}{B} = 0.55.$$

La tensione normale media alla base del pannello vale:

$$\sigma_0 = \frac{207240\text{N}}{1300\text{mm} \cdot 500\text{mm}} = 0.319\text{MPa};$$

si ha pertanto:

$$f_{vd0} = \frac{f_{vko} + 0.4\sigma_0}{3} = \frac{0.20\text{MPa} + 0.4 \cdot 0.319\text{MPa}}{3} = 0.109\text{MPa}$$

Il taglio ultimo vale:

$$V_u = \beta f_{vd} A = 0.55 \cdot 1300 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 0.109 \text{ MPa} = 39.03 \text{ KN} > V_d = 21.63 \text{ KN}.$$

#### Maschio 2

Lo schema di calcolo considerato è emisimmetrico; per il maschio centrale si hanno pertanto le

medesime sollecitazioni nella due condizioni di carico:

	Sezione di sommità	Sezione al piede
N	58.45 KN	222.23 KN
T	13.95 KN	24.77 KN
M	20.64 KN m	33.22 KN m

- Verifica a pressoflessione per la sezione di sommità

L'eccentricità longitudinale  $e_b$  dovuta al carico N vale:

$$e_b = \frac{M}{N} = 0.353 \text{ m};$$

$$m_b = \frac{6e_b}{B} = \frac{6 \cdot 0.353\text{m}}{1.20\text{m}} = 1.765 < 2.$$

Per  $\lambda = 0$ ,  $m = 1.765$ , si ricava:

$$\Phi_b = 0.3565.$$

L'eccentricità trasversale rimane invariata, si ha pertanto:

---

$$\Phi_t = 0.834.$$

Lo sforzo normale limite vale:

$$N_u = \Phi_t \Phi_b f_d A = 325.84 \text{ KN} > N_d = N = 58.45 \text{ KN}$$

con  $f_d = 2.23 \text{ MPa}$ ,  $A = 1400 \times 400 \text{ mm}^2$ .

- *Verifica a taglio per la sezione al piede*

Per la sezione in esame si ha  $m_b = 0.747 < 1$ , pertanto il coefficiente di parzializzazione  $\beta$  vale 1.

La tensione normale media alla base del pannello è:

$$\sigma_0 = \frac{222230\text{N}}{1200\text{mm} \cdot 500\text{mm}} = 0.370 \text{ MPa}.$$

La resistenza di calcolo a taglio è fornita dalla relazione:

$$f_{Vd} = \frac{f_{Vko} + 0.4\sigma_0}{3} = \frac{0.20\text{MPa} + 0.4 \cdot 0.370\text{MPa}}{3} = 0.116\text{MPa}.$$

Il taglio ultimo vale:

$$V_u = \beta f_{Vd} A = 1 \cdot 1200 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 0.116 \text{ MPa} = 69.06 \text{ KN} > V_d = 24.77 \text{ KN}$$

Nella Fig. 5.21 è riportato in maniera sintetica il confronto tra le diverse modellazioni utilizzate per l'analisi della risposta della parete AB alle azioni complanari.

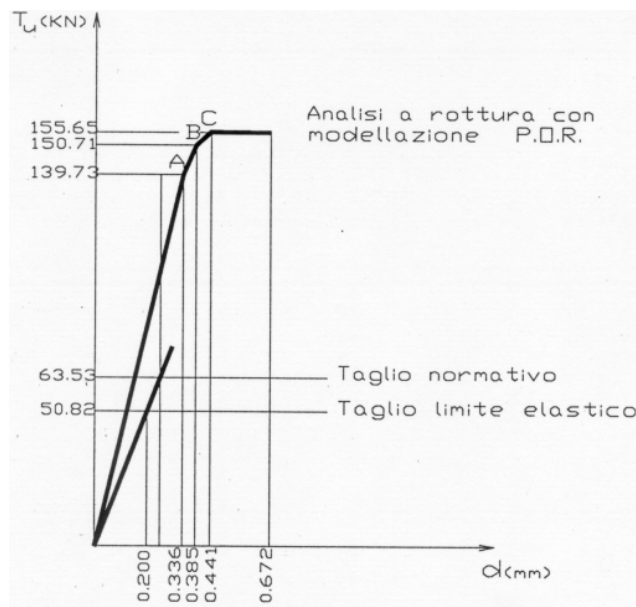


Fig. 5.21 - Legame forza-spostamento: modellazione a telaio e metodo P.O.R.

## 5.5. CONCLUSIONI

L'esame della materia trattata in questo capitolo fornisce lo spunto per alcune osservazioni circa lo scenario all'interno del quale deve porsi il progettista strutturale.

È da sottolineare innanzitutto come, per la prima volta, con il Decreto 16/1/96 la tipologia in esame sia stata introdotta in maniera dettagliata sia a livello progettuale, che di verifica numerica puntuale.

In questa logica sono però da segnalare e sottolineare alcuni temi ancora aperti, che necessitano di una opportuna enfattizzazione, quanto meno a livello di commento.

È senz'altro estremamente positivo che tutto il corpus normativo in tema di edifici murari abbia visto per la prima volta un tentativo di approccio unitario: le connessioni più volte richiamate con il D.M. 20/11/87 vanno in questa direzione ed evidenziano questa necessità. Sarebbe tuttavia opportuno sottolineare con maggiore efficacia i punti di contatto tra i due decreti, nell'ottica di operare con una stessa filosofia sia nel caso di edifici siti in zona non sismica, che per edifici antisismici: tale opportunità è stata a più riprese evidenziata in questo capitolo, ogni qual volta se ne è presentata la necessità.

Inoltre è da rimarcare con favore la possibilità offerta al progettista di non osservare alcune prescrizioni specifiche per la tipologia in esame (quelle contenute al punto C.5.2), purché egli riesca a dimostrare in maniera efficace che il livello di sicurezza raggiungibile con la soluzione proposta in alternativa sia compatibile con quello imposto dalla norma.

Tra le problematiche emerse, inoltre, particolare attenzione va dedicata ad alcuni punti di cruciale importanza, inerenti in special modo la modellazione della struttura e la conseguente scelta della metodologia di calcolo. Da essi infatti scaturiscono gli elementi in base ai quali valutare il livello di sicurezza, come richiesto dalla normativa.

Questi aspetti necessitano sicuramente di una più precisa puntualizzazione, poiché, come già messo in evidenza, la normativa non fornisce alcuna indicazione in merito, lasciando quindi completa libertà sulla scelta dei metodi di calcolo da adottare.

Una osservazione per tutte.

Dal confronto effettuato nel Par. 5.5. tra esempi numerici basati su due diverse modellazioni, entrambe ammesse dalla norma, emergono notevolissime diversità. Con riferimento alla Fig. 5.21, si può infatti notare come il limite elastico per la struttura in esame diminuisca del 64% nel passaggio tra l'algoritmo P.O.R. e la modellazione a telaio, a causa della notevole influenza del momento ribaltante complessivo sullo stato di sollecitazione delle pareti murarie, influenza che è completamente trascurata nel primo modello.

Al di là della validità delle suddette modellazioni, impiegate a titolo esemplificativo, appare in definitiva evidente la necessità che la normativa assuma delle posizioni chiare e definite in merito a questo problema.

È infatti sì auspicabile che il progettista non sia costretto a muoversi in un ambito eccessivamente limitato da rigide restrizioni, e possa invece avvalersi degli sviluppi della ricerca, quando validamente comprovati ma non si ritiene ammissibile che un Decreto legislativo lasci spazio a scelte che possono condurre a risultati tanto discrepanti, senza fornire dei criteri concettuali da porre alla base della modellazione, punto nodale dell'analisi strutturale.

## 5.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) A. Castiglioni *“Elementi di dinamica delle costruzioni”*, in Ingegneria sismica, a cura di M. Mele, pp. 87-14, Springer-Verlag, Wien New York, 1976.
- (2) Ministero dei Lavori Pubblici - Presidenza del Consiglio Superiore - Servizio Tecnico Centrale. - Circolare n 21745 del 30 luglio 1981, *“Istruzioni per l'applicazione della Normativa tecnica per la riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma”*.
- (3) Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 *“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”*, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 285 del 5 Dicembre 1987.
- (4) Mauro Dolce, *“Comportamento degli edifici e modellazione delle pareti per azioni fuori del piano”*, Corso sul *“Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica”*, Coordinatore Franco Braga, Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza, Febbraio 1989.
- (5) M. Tomazevic, *“Fundamentals of earthquake resistant design of masonry buildings”*, XV Regional Seminar on Earthquake Engineering, Ravello Sept. 18-23, 1989, pp.22-59, Edizioni Kappa, Roma, 1989.
- (6) Claudio Modena, *“Il calcolo delle murature: esempi ed indicazioni pratiche”*, Costruire in Laterizio, Gennaio-Febbraio 1989, n. 7, pp. 47-54, PEG Editrice, Milano.
- (7) D. Abruzzese, M. Como e G. Lanni, *“On the lateral strenght of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections”* (Earthquake engineering, Tenth World Conference, 1992. Balkema, Rotterdam).
- (8) G. Righetti e L. Bari, *“L'edificio in muratura”*, Edizioni Lambda, Padova, 1993.
- (9) Corrado Latina, *“Muratura portante in laterizio: Tecnologia, Progetto, Architettura”*, Edizioni Laterconsult, Roma, 1994.
- (10) P.G. Touliatos, *“Seismic behaviour of traditionally-built constructions”*, in *“Protection of the Architectural Heritage against earthquakes”*, a cura di V. Petrini e M. Save, pp. 57-69, Springer Wien New York Ed., 1996.
- (11) Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n 29 del 5 Febbraio 1996.
- (12) Ministero dei Lavori Pubblici - Presidenza del Consiglio Superiore - Servizio Tecnico Centrale - Circolare n..... *“Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”*.
- (13) Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche , Murature Oggi, n. 50, Marzo 1996, pp. 38-48.
- (14) G. Magenes e M.G. Calvi, *“Prospettive per la calibrazione di metodi per l'analisi sismica di pareti murarie”*, Atti del Convegno Nazionale *“La Meccanica delle murature tra teoria e progetto”*, Messina 1996 .