

La normativa italiana sulle murature

Andrea Ing. Nobili¹

Agosto 2007

¹Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Civile, Università di Modena e Reggio Emilia, via vigolesse 905, 41100 Modena, tel. +39 059 2056117, e-mail: andrea.nobili@unimore.it

BOZZA

Geometri Sett.–Ott. 2007

ii

Andrea Nobili

Indice

Prefazione	v
1 DM 20/11/1987	1
1.1 Introduzione	1
1.2 Generalità	1
1.2.1 Caratteristiche dei materiali	1
1.2.2 Concezione strutturale e collegamenti	4
1.3 Norme di calcolo	8
1.3.1 Snellezza di una muratura	9
1.3.2 Eccentricità dei carichi	9
1.3.3 Combinazione delle eccentricità	13
1.3.4 Coefficiente di riduzione della resistenza del muro	13
1.3.5 Resistenza caratteristica a compressione	14
1.3.6 Tensione base ammissibile della muratura	14
1.3.7 Dimensionamento semplificato	14
1.4 Esempio (dimensionamento semplificato)	15
1.5 Taglio	16
1.5.1 Resistenza base caratteristica a taglio	16
1.5.2 Resistenza caratteristica a taglio	16
1.6 Verifiche di sicurezza con il metodo delle tensioni ammissibili	17
1.6.1 Verifica a carichi verticali	17
1.6.2 Verifica a pressoflessione	17
1.6.3 Verifica a taglio	18
1.7 Un po' di pratica tecnica	18
1.8 Antiche regole di costruzione in zona non sismica	22
2 OPCM 3431	23
2.1 Introduzione	23
2.2 Materiali	23
2.3 Regolarità degli edifici	24
2.3.1 Regolarità in pianta	24

2.3.2	Regolarità in altezza	24
2.4	Criteri di progetto in zona sismica	25
2.4.1	Particolari costruttivi per la muratura ordinaria	26
2.4.2	Gerarchia delle resistenze	26
2.5	Edifici semplici	26
2.5.1	Edifici in zona 4	28

Prefazione

Il presente documento è un estratto di un documento di studio sulla normativa italiana sulle murature.

L'estratto è indirizzato al Corso di Aggiornamento rivolto al Collegio dei Geometri di Modena, tenuto dall'autore nel periodo Settembre–Ottobre 2007.

Il materiale presentato è essenzialmente estratto dalla normativa italiana attualmente in vigore, con esplicito riferimento alle fonti, in modo da eliminare quanto più possibile interpretazioni personali che, in ultima analisi, non posseggono alcun rilievo legislativo.

A. N.

BOZZA

Capitolo 1

DM 20/11/1987 Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento

1.1 Introduzione

Rev. 1.1 Agosto 2007

Richiami normativi sulle costruzioni in muratura, conformi al DM 20/11/1987

[1]. Per le verifiche di sicurezza dei solai si veda la legge 5-11-1971, n.1086

[8].

1.2 Generalità

Le norme in oggetto riguardano edifici in tutto od in parte in muratura ed escludono la muratura armata, per la quale vale l'art.1 della legge n.64 del 2-2-1974 e successive.

1.2.1 Caratteristiche dei materiali

Malte

Si distinguono in classi come da tabella 1.1.

Classe	Tipo di malta	Composizione (in volume)				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M4	Idraulica	-	-	1	3	
M4	Pozzolonica	-	1	-	-	3
M4	Bastarda	1	-	2	9	-
M3	Bastarda	1	-	1	5	-
M2	Cementizia	1	-	0,5	4	-
M1	Cementizia	1	-	-	3	-

Tabella 1.1: Classi e tipi di malte

Le classi delle malte rispondono ai seguenti requisiti:

Malta	Carico minimo richiesto
M1	12 N/mm ²
M2	8 N/mm ²
M3	5 N/mm ²
M4	2,5 N/mm ²

La OPCM [5] prescrive che le malte abbiano carico di rottura non inferiore a 5 MPa.

Muratura

Si distingue in (cfr. Fig.1.1)

1. elementi resistenti artificiali
2. elementi resistenti naturali

i primi sono realizzati in

1. laterizio, normale o alleggerito;
2. cls, normale o alleggerito;

entrambe queste tipologie si suddividono in (Fig.1.1)

Tipologie di elementi resistenti artificiali		
Elementi pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 6 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

dove

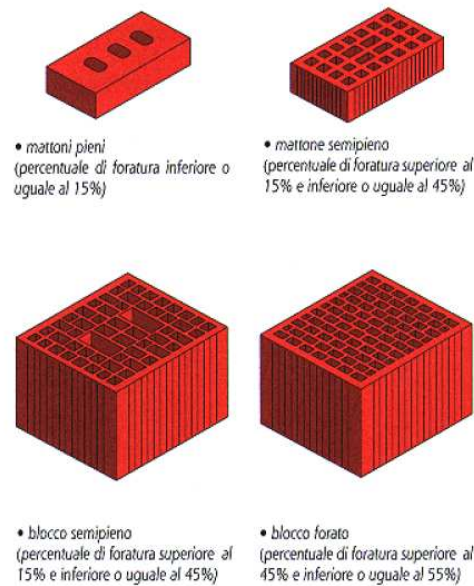


Figura 1.1: Mattoni pieni, semipieni e blocchi forati. Si dicono “mattoni” gli elementi di volume minore o uguale a 5500 cm^3 , altrimenti si parla di “blocchi” [6].

$\varphi = 100F/A$ percentuale di foratura

f area media della sezione normale di un foro

F area media dei fori passanti e profondi non passanti

Per le specifiche dimensionali, ad es. sulle distanze minime dei fori dal perimetro dell'elemento, si rimanda a [1, §1.2.2].

La OPCM [5] prescrive che gli elementi portanti in muratura siano pieni o semipieni.

Prescrizioni sismiche

Conformemente al [2], in zona sismica dovranno essere utilizzati *esclusivamente* elementi pieni o semipieni, con resistenze a carichi verticali di 7 e 5 MPa rispettivamente. Per gli elementi semipieni è richiesta viepiù una resistenza di 1,5 MPa rispetto a carichi orizzontali longitudinali.

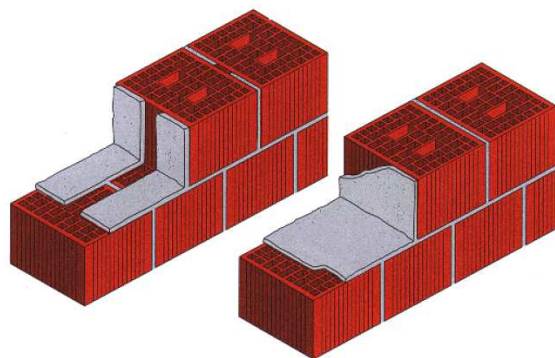


Figura 1.2: Giunto di malta interrotto e continuo [6]

Giunti di malta

I giunti di malta (Fig.1.2) debbono essere preferibilmente continui, sia in senso orizzontale che in senso verticale, di spessore compreso tra 5 e 15 mm. L'interruzione dei giunti è consentita, ad es. per eliminare ponti termici, purché non superiori a 2 – 3 cm. In caso contrario sarà necessario realizzare prove sperimentali per caratterizzare la muratura.

1.2.2 Concezione strutturale e collegamenti

Un edificio in muratura è concepito come una struttura tridimensionale costituita dai seguenti sistemi:

1. muri sollecitati da azioni verticali;
2. muri sollecitati da azioni orizzontali;
3. solai piani.

Tali sistemi debbono essere opportunamente collegati tra di loro: al livello dei solai mediante cordoli e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali.

Inoltre essi saranno collegati da opportuni incatenamenti al livello dei solai. Nella direzione di tessitura dei solai la funzione di collegamento potrà essere espletata dai solai stessi purché adeguatamente ancorati alla muratura.

Le prescrizioni che seguono sono superate da quanto disposto dalla OPCM [5] in zona sismica e riportato alla sezione §2.4.1.

Cordoli

In corrispondenza dei solai di piano e di copertura, i cordoli si realizzeranno generalmente in cemento armato come da Fig.1.3. Dovranno essere verificate le seguenti restrizioni sullo spessore del cordolo

$$t_{\text{cordolo}} \geq \begin{cases} 2/3t \\ 12 \text{ cm} \end{cases}$$

e sulla altezza dello stesso

$$h_{\text{cordolo}} \geq \begin{cases} h_{\text{solaio}} \\ t \end{cases},$$

essendo t lo spessore della muratura.

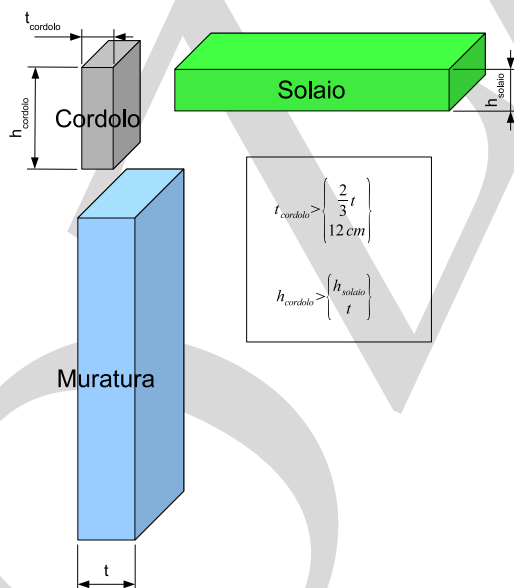


Figura 1.3: Restrizioni dimensionali sui cordoli (DM 87 §1.3.1.1)

Armatura longitudinale dei cordoli A partire dall'alto verso il basso, detta A_s l'area di armatura longitudinale e \emptyset il diametro delle barre, deve essere:

1. $\emptyset 12$ a meno che gli edifici abbiano più di 6 piani complessivi (ovvero entro e fuori terra), allorché $\emptyset 14$;

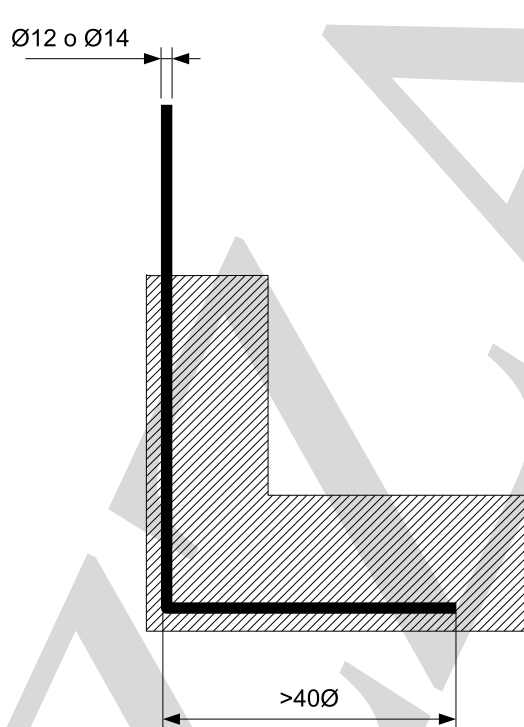


Figura 1.4: Ancoraggio delle armature nei cordoli

2. negli incroci a L le barre dovranno ancorarsi nel cordolo ortogonale per almeno 40 diametri ed abbracciare l'intero spessore del cordolo¹ (Fig.1.4);
3. per i primi tre orizzontamenti, $A_s \geq 6 \text{ cm}^2$
4. in ogni piano sottostante, $A_s = A_s + 2 \text{ cm}^2/\text{piano}$;
5. stessa regola per il cordolo di base interposto tra la fondazione e la struttura in elevazione (Fig.1.5).

In ogni caso, le predette armature non dovranno essere risultare inferiori allo 0,6% dell'area del cordolo (confronta con i pilastri che, secondo [3, §5.3.4], debbono essere armati con $0,3\% \leq A_s/A \leq 6\%$, quest'ultimo limite salendo al 10% della sezione effettiva A nei tratti di giunzione per ricoprimento).

Armatura trasversale dei cordoli Staffe min Ø6 (ovvero Ø8 per edifici a più di 6 piani) con passo max 30 cm.

¹cfr.[3, §5.3.3], per le strutture in c.a. si adottano uncini per le barre lisce, equivalenti ai 20 dimetri (min 15 cm) richiesti per le barre ad aderenza migliorata.

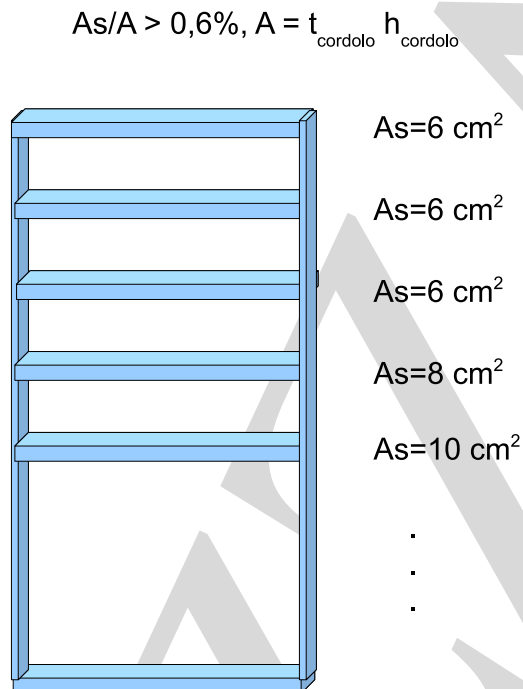


Figura 1.5: Armatura longitudinale

Incatenamenti

Valgono come tali i solai purché adeguatamente ancorati ai cordoli e limitatamente alla direzione della tessitura.

In direzione ad essa ortogonale sono necessari gli incatenamenti per luci superiori ai 4,5 m, in tal caso è necessario un'area di barre pari a 4 cm^2 per ogni campo di solaio.

I solai

Conformemente a [2], i solai, anche in presenza di blocchi collaboranti di tipo b, debbono presentare una soletta (min. 4 cm) che ne garantisca l'indeforabilità nel proprio piano. Tale condizione è un prerequisito indispensabile per la "regolarità in pianta" [4, 5]. I travetti debbono *appoggiare per non meno della metà dello spessore t della muratura e, comunque, per almeno 12 cm sulle strutture in muratura portanti*² (Fig.1.6). E' altamente consigliabile realizzare una fascia piena, che allontani il laterizio in modo da consentire la flessione dei travetti in corrispondenza del cordolo.

²Confermato ed esteso ai travetti metallici e prefabbricati dalla OPCM 3431, cfr.2.4.1.

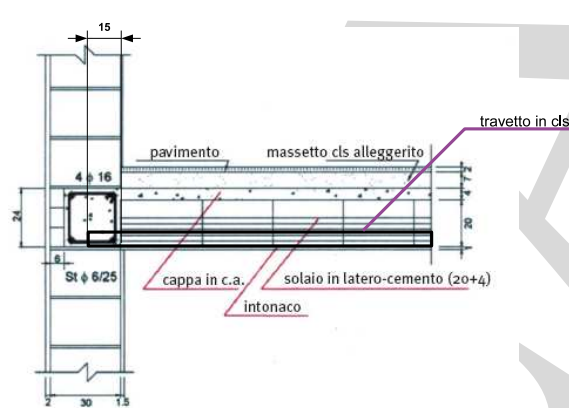


Figura 1.6: Giunzione solaio-muro portante. Si noti la profondità di appoggio dei travetti. Sarebbe stato consigliabile arretrare i laterizi (fascia piena).

Spessore minimo dei muri

Lo spessore dei muri non può essere inferiore ai valori di tabella 1.2 (cfr. con quanto prescritto dalla OPCM3431 e riportato in Tabella 2.1).

muratura in elementi resistenti artificiali pieni	12 cm
muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	20 cm
muratura in elementi resistenti artificiali forati	25 cm
muratura di pietra squadrata	24 cm
muratura listata	40 cm
muratura di pietra non squadrata	50 cm

Tabella 1.2: Spessore minimo dei muri

1.3 Norme di calcolo

Il calcolo di una muratura richiede la valutazione dei seguenti punti:

1. snellezza
2. eccentricità dei carichi

In funzione di entrambi i punti si determina un coefficiente Φ di riduzione della resistenza della muratura.

1.3.1 Snellezza di una muratura

Si definisce *snellezza convenzionale*³ sc il rapporto

$$sc = h_0/t$$

dove

$h_0 = \rho h$ è la lunghezza libera di inflessione

h altezza *interna* di piano;

ρ fattore di vincolo laterale.

In ogni caso deve essere

$$sc < 20.$$

Il fattore di vincolo laterale ρ si determina dalla tabella 1.3 in funzione di quanto è vincolata la parete (priva di aperture) in senso laterale da muri, di interasse a , il cui spessore non deve essere inferiore a 20 cm. Per una parete isolata $\rho = 1$.

$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1$	$3/2 - h/a$
$h/a > 1$	$\frac{1}{1+(h/a)^2}$

Tabella 1.3: Fattore di vincolo laterale ρ

1.3.2 Eccentricità dei carichi

Si individuano tre tipi di eccentricità dei carichi *in direzione ortogonale alla parete*⁴:

1. eccentricità e_s dovuta ai carichi verticali;
2. eccentricità e_a dovuta a tolleranze di esecuzione;
3. eccentricità e_v dovuta all'azione del vento.

³La normativa non assegna un simbolo alla snellezza convenzionale.

⁴cfr.1.6.2 dove è introdotta l'eccentricità e_b nel piano medio della parete.

Eccentricità dovuta ai carichi verticali

Consta di due componenti (Fig.1.7):

1. eccentricità e_{s1} dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro superiore;
2. eccentricità e_{s2} dovuta alla eventuale posizione eccentrica dei solai sovrastanti. In merito si ricorda che [1, §2.2.1.1.] i muri sono assimilati a semplici appoggi per i solai.

Dunque

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_1},$$

che è una media pesata dell'eccentricità del muro superiore rispetto alle forze verticali trasmesse al muro da verificare dalle murature sovrastanti. Allo stesso modo

$$e_{s2} = \frac{N_2 d_2}{N_2 + \sum N_2},$$

che è una media pesata dell'eccentricità della reazione di appoggio del solaio sovrastante rispetto alle forze verticali trasmesse al muro da verificare dai solai sovrastanti. L'eccentricità dei carichi è

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

Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione

Con riferimento alla Fig.1.8 $e_a = h/200$ dove h è l'altezza interna di piano (espressa in cm).

Eccentricità dovuta al vento

$$e_v = M_v/N$$

dove

M_v è il massimo momento flettente dovuto all'azione del vento agente normalmente alla muratura

N è il corrispondente sforzo normale nella sezione di verifica

Il muro è supposto incernierato in corrispondenza dei piani e, se privo di interruzioni e con luce inferiore a 6 m, anche in corrispondenza dei muri trasversali (Fig.1.9).

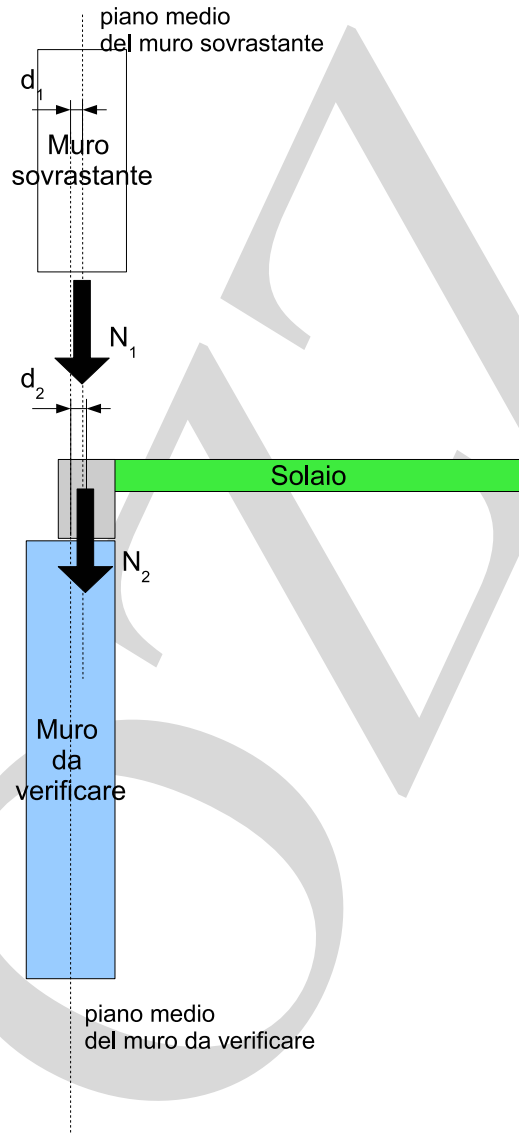


Figura 1.7: Eccentricità e_s

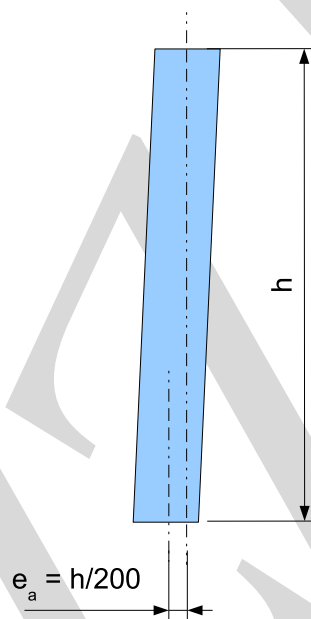
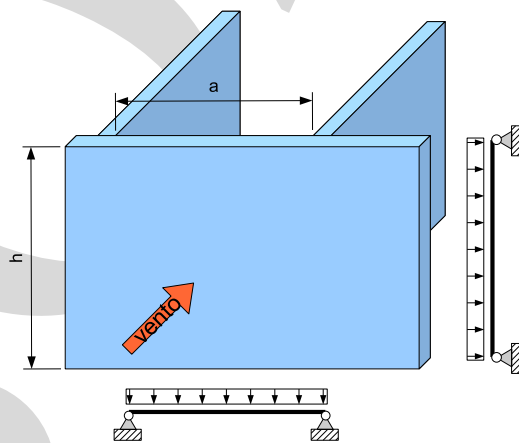


Figura 1.8: Eccentricità di esecuzione

Figura 1.9: Schema per il calcolo di e_v

1.3.3 Combinazione delle eccentricità

Le eccentricità debbono essere convenzionalmente combinate come segue:

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

e_1 rappresenta allora l'eccentricità complessiva a carichi verticali, dovuta ad imperfetta esecuzione ed alla mancata corrispondenza dell'appoggio dei carichi sovrastanti rispetto al piano medio del muro da verificare. Essa si adotta per la verifica della sezione di base della muratura. e_2 rappresenta l'azione combinata del termine precedente con il vento, il primo essendo valutato la metà. Essa si adotta per la verifica delle sezioni maggiormente sollecitate da M_v , che poi sono le sezioni di mezzeria in ragione del vincolamento assunto a cerniera. In ogni caso

$$\left. \begin{array}{l} e_1/t \\ e_2/t \end{array} \right\} \leq 0.33$$

dove t è lo spessore della parete.

1.3.4 Coefficiente di riduzione della resistenza del muro

	m=0,5	m=1,0	m=1,5	m=2,0
$sc = 0$	1,00	0,59	0,44	0,33
$sc = 5$	0,97	0,55	0,39	0,27
$sc = 10$	0,86	0,45	0,27	0,15
$sc = 15$	0,69	0,32	0,17	-
$sc = 20$	0,53	0,23	-	-

Tabella 1.4: Coefficiente Φ di riduzione della resistenza

In ragione del *coefficiente di eccentricità* $m = 6e/t$ e della snellezza convenzionale $sc = h_0/t$ della parete (di spessore t) si determina un coefficiente Φ di riduzione della resistenza del muro, valido nell'ipotesi dell'articolazione a cerniera tra le murature (tabella 1.4).

Si nota come $0 \leq m \leq 2$ se deve essere $0 \leq e/t \leq 0.33$. Inoltre, non è ammesso $sc > 20$. Per valori di snellezza tipici, attorno a 10 (ovvero si ha un basso vincolamento delle murature), è necessario mantenere basse eccentricità $m \approx 0,5$ ovvero $e/t \approx 8,3\%$ per non ridurre eccessivamente la resistenza della muratura.

1.3.5 Resistenza caratteristica a compressione

La resistenza caratteristica a compressione di una muratura f_k , si determina per via sperimentale ovvero, per elementi artificiali pieni e semipieni (ma non forati), mediante le proprietà dei componenti come di seguito indicato. In ogni caso, essa *deve essere indicata nel progetto delle opere*. Per elementi pieni e semipieni, essa si determina con la tabella seguente (valori in $\text{N}/\text{mm}^2 = \text{MPa}$) in funzione della resistenza caratteristica a compressione di questi, f_{bk} , e della classe di malta. *La tabella è limitata alle murature con giunti orizzontali e verticali riempiti di malta per uno spessore compreso tra 5 e 15 mm.*

f_{bk} [N/mm^2]	Tipo di malta			
	M1	M2	M3	M4
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	-

Tabella 1.5: Resistenza caratteristica a compressione di una muratura f_k

1.3.6 Tensione base ammissibile della muratura

Viene denominata tensione base ammissibile a compressione di una muratura $\bar{\sigma}_m$, la tensione ammissibile in una muratura *in assenza di fenomeni legati all'eccentricità di carico ed alla snellezza*. Essa si valuta come

$$\bar{\sigma}_m = f_k/5$$

1.3.7 Dimensionamento semplificato

Ove ricorrano le seguenti condizioni, sarà possibile procedere ad un dimensionamento semplificato omettendo le verifiche di sicurezza successive:

1. l'edificio sia costituito da *non più di tre piani* entro e fuori terra;

2. la planimetria dell'edificio sia iscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3 ⁽⁵⁾;
3. la snellezza della muratura, sc , non sia in nessun caso superiore a 12;
4. l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa in percentuale rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, sia non inferiore al 4% nelle due direzioni principali escluse le parti aggettanti⁶.

Il dimensionamento semplificato consiste nell'imporre che

$$\sigma = \frac{N}{0,65A} \leq \bar{\sigma}_m,$$

dove

N carico verticale totale *alla base del piano più basso*;

A area totale dei muri portanti allo stesso piano;

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

1.4 Esempio (dimensionamento semplificato)

Si consideri una civile abitazione costituita da due livelli, piano terra e primo piano, costruita in muratura semipiena $f_{bk} = 10$ MPa, con malta cementizia M2, con altezza interna di piano 270 cm ed a planimetria regolare (ovvero iscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3). Lo spessore minimo della muratura è 20 cm, ma si adotta $t = 30$ cm. Ne consegue che la snellezza convenzionale $sc = 270\rho/30 < 12$. Resta da verificare che la sezione di muratura resistente raggiunga il 4% della superficie totale in pianta dell'edificio ed effettuare la verifica di resistenza alla base. Dalla tabella 1.5 $f_k = 6.2$ MPa e

$$\bar{\sigma}_m = f_k/5 = 1,24 \text{ MPa},$$

deve risultare

$$\sigma = \frac{N}{0,65A} \leq 1,24 \text{ MPa}.$$

⁵La regolarità in pianta della OPCM3431 richiede min. 1/4 per la regolarità in pianta, cfr.2.3.1.

⁶non sono da prendere in considerazione, ai fini della percentuale di muratura resistente, i muri di lunghezza L inferiore a 50 cm, misurata al netto delle aperture

1.5 Taglio

Naturalmente, le murature debbono essere verificate anche a taglio. A tal fine, ed in analogia con quanto visto per la resistenza caratteristica a compressione, si definisce una resistenza caratteristica “base”, ovvero in assenza di carichi verticali, f_{vk0} ed una resistenza caratteristica a taglio in presenza di questi, f_{vk} e dalla prima derivata.

1.5.1 Resistenza base caratteristica a taglio

Si deduce, ricorrendo le ipotesi del §1.3.5, dalle seguenti tabelle 1.6 e 1.7, ovvero da prove sperimentali.

f_{bk} dell'elemento [N/mm ²]	Tipo di malta	f_{vk0} [N/mm ²]
$f_{bk} \leq 15$	M1-M2-M3-M4	0,20
$f_{bk} > 15$	M1-M2-M3-M4	0,30

Tabella 1.6: Resistenza caratteristica “base” f_{ck0} per elementi artificiali in laterizio pieni e semipieni.

f_{bk} dell'elemento [N/mm ²]	Tipo di malta	f_{vk0} [N/mm ²]
$f_{bk} \leq 3$	M1-M2-M3-M4	0,1
$f_{bk} > 3$	M1-M2-M3	0,2
	M4	0,1

Tabella 1.7: Resistenza caratteristica “base” f_{ck0} per elementi artificiali in cls pieni e semipieni.

1.5.2 Resistenza caratteristica a taglio

E' la resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e vale

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n \leq f_{vk\ lim} \text{ per elementi semipieni o forati,}$$

in cui

f_{vk0} resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali (cfr.§1.5.1);

σ_n tensione normale media dovuta ai carichi verticali nella sezione di verifica;

$f_{vk\ lim}$ valore massimo della resistenza caratteristica a taglio.

Si assume

$$f_{vk\ lim} = 1,4f_{bk},$$

essendo f_{bk} il valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro.

Dunque, lo sforzo normale *accresce la resistenza a taglio*, fino ad un limite che esiste per elementi semipieni e forati.

1.6 Verifiche di sicurezza con il metodo delle tensioni ammissibili

Sollecitazioni permanenti e variabili saranno valutate separatamente e quindi combinate nel modo più sfavorevole.

1.6.1 Verifica a carichi verticali

Deve essere

$$\sigma = \frac{N}{\Phi A} \leq \bar{\sigma}_m$$

dove la tensione base ammissibile della muratura $\bar{\sigma}_m$ è stata definita al §1.3.6, il coefficiente di riduzione della resistenza Φ è introdotto al §1.3.4 e A è l'area della sezione orizzontale del muro *al netto delle aperture*.

1.6.2 Verifica a pressoflessione

L'eccentricità dei carichi induce due tipi di azioni flettenti:

- una azione flettente è dovuta all'eccentricità in direzione ortogonale al muro, come definito al §1.3.2;
- una seconda azione flettente è dovuta all'eccentricità lungo lo sviluppo della parete, denominata e_b .

Anche per la eccentricità e_b si definisce un coefficiente di eccentricità⁷ m_b

$$m_b = 6e_b/b$$

dove b è la *lunghezza* del muro. Deve risultare

$$m_b \leq 1,3.$$

⁷La normativa non assegna un nome a tale coefficiente.

La verifica di resistenza si effettua riducendo la sigma ammissibile in base ai coefficienti Φ valutati in relazione alle eccentricità trasversale e_2 (coefficiente Φ_t) ed alla eccentricità longitudinale e_b (coefficiente Φ_b):

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \Phi_b A} \leq \bar{\sigma}_m,$$

dove N è il carico verticale *calcolato alla base del muro*. Il coefficiente Φ_b si calcola dalla tabella 1.4 assumendo nulla la snellezza caratteristica (in quanto non esiste instabilità in direzione longitudinale).

1.6.3 Verifica a taglio

Nelle sezioni orizzontali dei muri dovrà verificarsi che la tensione tangenziale, *considerata uniformemente ripartita sulla sezione reagente*⁸, rispetti la condizione

$$\tau = \frac{V}{\beta A} \leq f_{vk}/5,$$

in cui

V forza di taglio agente *nel piano del muro*;

A area della sezione orizzontale al netto delle aperture;

f_{vk} resistenza caratteristica a taglio della muratura;

β coefficiente di parzializzazione della sezione.

Il coefficiente di parzializzazione della sezione β tiene conto della sezione di muro eventualmente soggetta a trazione e vale

$m_b \leq 1$	$\beta = 1$ (nessuna parzializzazione)
$1 < m_b \leq 1,3$	$\beta = (3 - m_b)/2$

Tabella 1.8: Coefficiente di parzializzazione della sezione

1.7 Un po' di pratica tecnica

La presente sezione si basa largamente su [6].

⁸La sezione reagente si determina mediante il coefficiente β di seguito introdotto, che è funzione della sola eccentricità longitudinale m_b .

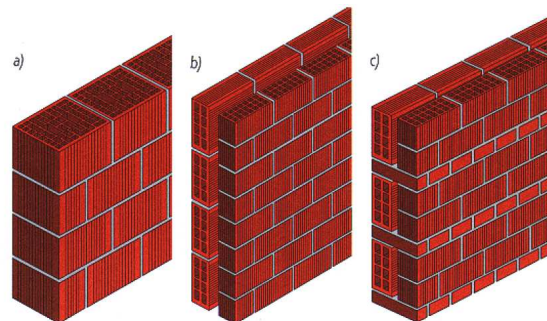


Figura 1.10: Tipologie esecutive: a) muratura monostrato, b) doppio strato, c) mista [6]

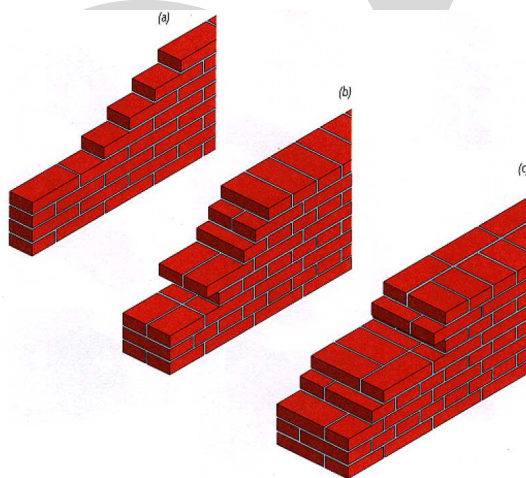


Figura 1.11: Murature ad a) una b) due e c) tre teste [6]

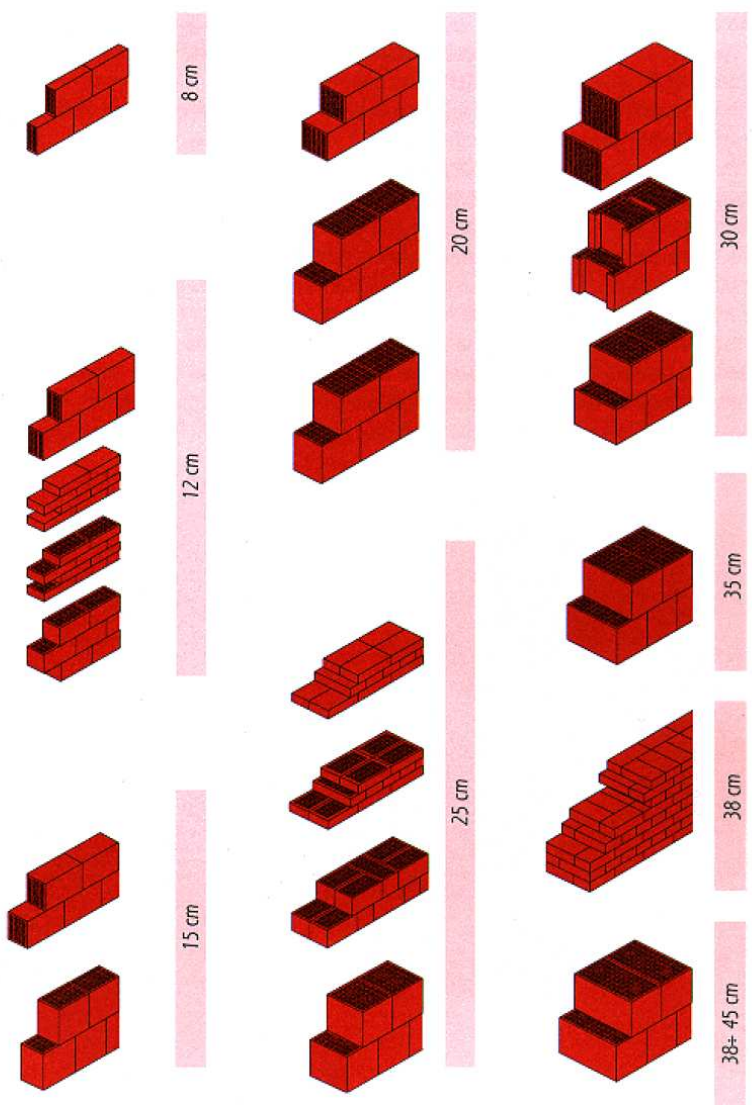


Figura 1.12: Comuni spessori delle murature [6]

I mattoni (o blocchi) si impiegano per realizzare elementi strutturali (o portanti) o divisori interni. In Figg.1.10 e 1.11 si illustrano le principali tecnologie di esecuzione. Fig.1.12 riporta diversi spessori di muri in relazione alle tecniche costruttive.

Per una buona esecuzione è opportuno ricordare che

- nei muri portanti i fori debbono avere *sempre asse verticale*;
- lo spessore dei corsi di malta deve essere omogeneo, superiore a 5 mm e inferiore a 15 mm, preferibilmente tra 10 e 15 mm, la malta deve riempire completamente lo spessore del corso, al fine di massimizzare la presa, la stabilità e migliorare l'intonacatura;
- *non mescolare elementi di muratura differenti* (es. laterizi con blocchi in pasta o elementi in cls, elementi pieni e semipieni etc.);
- è buona norma bagnare sempre gli elementi in laterizio per evitare che questi asciughino la malta degradandola. In ogni caso *non è possibile sopperire alla mancata o insufficiente bagnatura dei laterizi aumentando il contenuto di acqua della malta*;
- analogamente, è buona norma coprire sempre con teli protettivi le murature allo scopo di effettuare un indurimento/stagionatura della malta in ambiente umido (minimizzando il ritiro) ed evitare eccessi d'acqua dovuta a pioggia;
- si eviti la messa in opera a temperature inferiori a 5°C, la messa in opera in condizioni di forte sole e vento;
- si deve impedire (ad esempio con carta) che il cls del cordolo penetri nei fori dei laterizi, in ragione del diverso comportamento meccanico cordolo/muratura;
- compensare le differenti dilatazioni termiche, ad es. attendendo una adeguata maturazione di solai e cordoli prima di procedere con l'elevazione, consentendo scorrimenti (vedi punto precedente) del cordolo, lasciando spazio agli architravi per la dilatazione (ca 1 cm sui fianchi); interrompendo le solette armate dei solai;
- se possibile ripartire uniformemente i carichi sui muri, ad es. alternando la tessitura dei solai nei piani; ciò migliora anche gli incatenamenti;
- nei muri a doppio strato si affidi a quello interno (e solo a quello) la funzione portante, così da sfruttarne l'inerzia termica;

- per migliorare la resistenza termica dei cordoli è buona norma rivestirli con tavelline forate, preferibilmente a maturazione avvenuta, anche con lo scopo di contrastare fessure da ritiro differenziale (Fig.1.13);

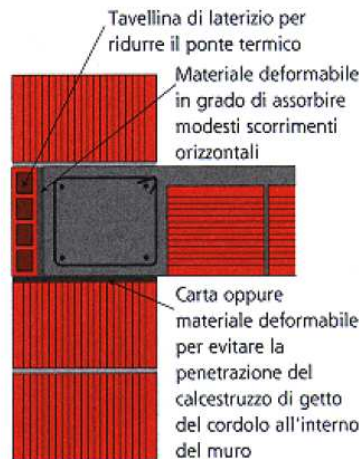


Figura 1.13: Tavellina di isolamento dei cordoli [6]

1.8 Antiche regole di costruzione in zona non sismica

Si riportano alcuni dimensionamenti di massima scaturiti dalla pratica a regola d'arte in zona non sismica per le murature di mattoni [7, p.118]:

- i muri portanti dell'ultimo piano abbiano spessore di due teste $t = 25$ cm (al netto dell'intonaco);
- tale spessore cresca di *una testa ogni due piani* quando l'altezza di interpiano è inferiore a 4 m (altrimenti una testa ogni piano);
- tale spessore cresca ulteriormente di una testa nel piano terreno e nello scantinato;
- i muri trasversali di irrigidimento abbiano interasse a inferiore a 7 m.

Capitolo 2

OPCM 3431 3/5/2005 Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici

2.1 Introduzione

Il presente Decreto, per le strutture in muratura, si riferisce al [1] fatte salve le modifiche da esso introdotte e con le rilevanti eccezioni seguenti:

- viene introdotta la categoria della muratura armata, le prescrizioni per la quale, in materia di acciai, si rifanno alla normativa sulle costruzioni in cls [3];
- si introduce *tassativamente*, in zona sismica, il calcolo mediante il *metodo semiprobabilistico agli stati limite* con coefficiente di sicurezza del materiale $\gamma_m = 2$.

2.2 Materiali

Si introducono le seguenti restrizioni sui materiali:

- percentuale di foratura $\varphi \leq 45\%$;
- resistenza caratteristica a rottura a compressione $f_{bk} \geq 5$ MPa al lordo della foratura¹;

¹Nelle murature i valori caratteristici sono riferiti all'area lorda, al contrario di quanto avviene per i laterizi impiegati nei solai.

- resistenza caratteristica a rottura a taglio longitudinale $\bar{f}_{bk} \geq 1.5$ MPa al lordo della foratura;
- resistenza a compressione della malta min. 5 MPa;
- *non è ammessa la muratura listata* nelle zone 1, 2 e 3.

2.3 Regolarità degli edifici

Come recita il §4.3.1,

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità.

Quest'ultima si suddivide in *regolarità in pianta* e *regolarità in altezza*.

2.3.1 Regolarità in pianta

Debbono sussistere *tutte* le seguenti condizioni:

- configurazione compatta e approssimativamente simmetrica, per massa e rigidezza, rispetto a due assi ortogonali;
- inscrivibile in un rettangolo i cui lati siano in rapporto max. 4;
- rientranze e sporgenze non superano il 25% della corrispondente dimensione in pianta;
- solai infinitamente rigidi nel piano e resistenti;

2.3.2 Regolarità in altezza

Debbono sussistere *tutte* le seguenti condizioni:

- tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- massa e rigidezza variano gradualmente (non oltre il 25%/piano per la massa, tra -30% a +10%/piano per la rigidezza);
- eventuali restringimenti di sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale (fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno 4 piani).

	t_{min}	sc_{max}	$(l/h)_{min}$
Muratura ordinaria (elementi in pietra squadrata)	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria (elementi artificiali)	240 mm	12	0,4
Muratura armata (elementi artificiali)	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria (elementi in pietra squadrata, zona 3 e 4)	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata in elementi artificiali semipieni, zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata in elementi artificiali pieni, zona 4	150 mm	20	0,3

Tabella 2.1: Spessore t minimo, snellezza convenzionale sc massima e altezza delle aperture h massima rispetto alla lunghezza l della parete

2.4 Criteri di progetto in zona sismica

Si consigliano i seguenti criteri di progetto [5, §8.1.4]:

1. le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali;
2. le pareti strutturali, al lordo delle aperture, dovranno avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso;
3. evitare strutture orizzontali spingenti;
4. i solai debbono garantire un efficace incatenamento e un buon comportamento a diaframma (rigido);
5. la distanza *massima* tra i solai successivi non deve eccedere 5 m.

Lo spessore delle pareti, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti di Tabella 2.1 (cfr. Tabella 1.2).

Prescrizione	DM87	OPCM3431
$t_{cordolo} \geq$	$\max \begin{cases} 2/3t \\ 12 \text{ cm} \end{cases}$	t (6 cm di arretramento max. dal filo esterno)
$h_{cordolo} \geq$	$\max \begin{cases} h_{solaio} \\ t \end{cases}$	h_{solaio}
A_s min.	6 cm ² (8 cm ² per più di 6 piani)	8 cm ²
\emptyset min. staffe	6 mm	
Interasse max. staffe	30 cm	25 cm

Tabella 2.2: DM87 vs OPCM3431

2.4.1 Particolari costruttivi per la muratura ordinaria

In Tabella 2.2 si confrontano le prescrizioni della OPCM contenuto al §8.2.3 rispetto a quanto precedentemente disposto dal DM87 (cfr.1.2.2,1.2.2 e 1.2.2).

Inoltre, si richiede quanto segue:

- le aperture (vani) praticate nei muri siano allineate verticalmente;
- travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso;
- In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale;
- Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alla muratura.

2.4.2 Gerarchia delle resistenze

Come disposto al §8.1.7, i principi di gerarchia delle resistenze si applicano *soltanto alla muratura armata*.

2.5 Edifici semplici

Per gli edifici semplici, *non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza*. Sono edifici semplici, quelli per i quali sussistono tutti i seguenti requisiti [5, §8.1.9]:

- sono regolari in pianta ed in altezza (cfr. §2.3);
- le pareti strutturali sono continue dalle fondazioni alla sommità dell'edificio;
- sono previsti, nelle due direzioni, due sistemi di pareti portanti² di lunghezza, al netto delle aperture, non inferiore al 50% della dimensione dell'edificio in tale direzione;
- tali sistemi resistenti debbono essere posti ad una distanza non inferiore al 75% della dimensione trasversale dell'edificio;
- almeno il 75% dei carichi verticali sia affidato a pareti che resistono ai carichi orizzontali;
- in ciascuna delle due direzioni siano presenti elementi resistenti con interasse non superiore a 7 m (9 m per la muratura armata)³;
- interpiani inferiori a 3.5 m;
- esiste una percentuale minima di muratura resistente rispetto alla superficie in pianta in relazione alla zona sismica e del numero di piani, per ciascuna delle due direzioni (Tabella 2.3);
- deve risultare, per ogni piano

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0.25 \frac{f_k}{\gamma_m},$$

dove

N carico totale alla base del piano;

A area totale dei muri portanti i carichi verticali allo stesso piano;

f_k resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale.

Dunque sono semplici quegli edifici che posseggono regolarità in pianta ed in altezza, dotati di elementi resistenti lungo due direzioni, opportunamente spazati, che si collocano su tutta la pianta dell'edificio, che presiedono ai carichi orizzontali essendo caricati in senso verticale, con interpiani contenuti e con estensione netta compatibile con la superficie in pianta.

Debbono essere quindi evitate situazioni pericolose come:

²Ovvero le pareti che soddisfano gli spessori di Tabella 2.1.

³Si confronti con il punto 2.4 che richiede distanza massima tra solai successivi pari a 5 m.

Muratura ordinaria – Area % delle pareti resistenti rispetto alla sez. in pianta										
Np	Accelerazione di picco del terreno $a_g * S * S_T$									
	0.07 g	0.1 g	0.15 g	0.20 g	0.25 g	0.30 g	0.35 g	0.40 g	0.45 g	0.4725 g
1	3.5	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.0	6.0	6.5
2	4.0	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	6.5	6.5	7.0
3	4.5	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	Non ammesso		
Muratura armata – Area % delle pareti resistenti rispetto alla sez. in pianta										
Np	Accelerazione di picco del terreno $a_g * S * S_T$									
	0.07 g	0.1 g	0.15 g	0.20 g	0.25 g	0.30 g	0.35 g	0.40 g	0.45 g	0.4725 g
1	2.5	3.0	3.0	3.0	3.5	3.5	4.0	4.0	4.5	4.5
2	3.0	3.5	3.5	3.5	4.0	4.0	4.5	5.0	5.0	5.0
3	3.5	4.0	4.0	4.0	4.5	5.0	5.5	5.5	6.0	6.0
4	4.0	4.5	4.5	5.0	5.5	5.5	6.0	6.0	6.5	6.5

Tabella 2.3: Area delle pareti resistenti per edifici semplici (Np = Numero piani)

- brusche variazioni di massa e rigidezza;
- strutture portanti in falso;
- strutture resistenti collocate in una porzione della pianta e assenti altrove;
- strutture troppo rade;
- strutture troppo esili (rispetto alla pianta);
- strutture suscettibili di ribaltamento;
- interpiani eccessivi.

2.5.1 Edifici in zona 4

Seguendo l'OPCM al §8.4, è possibile calcolare gli edifici in zona 4 seguendo le regole valide per la progettazione “non sismica” purché:

1. valga quanto descritto al §2.4.1 per la muratura ordinaria;
2. se l'edificio è semplice, secondo quanto descritto al §2.5, nessuna ulteriore verifica è richiesta;

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

Tabella 2.4: Fattori d'importanza

3. in caso contrario, sarà necessario disporre un carico sismico semplificato come segue, essendo $S_d(T_1) = 0.07g$ per muratura ordinaria e $S_d(T_1) = 0.04g$ per muratura armata.

Le sollecitazioni di verifica valgono

$$S = \gamma_I E + G_K + P_K + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{Ki}), \quad (2.1)$$

dove

γ_I fattore di importanza (Tabella 2.4);

E azione sismica;

G_K carichi permanenti;

P_K azione di precompressione;

Q_K carichi accidentali;

Ψ_{2i} coefficiente di combinazione quasi-permanente (Tabella 2.5).

I pesi delle masse sismiche sono date da

$$W = G_K + \sum_i (\Psi_{Ei} Q_{Ki}) \quad (2.2)$$

Destinazione d'uso	Ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture con neve	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	0,80
Vento, variazione termica	0,00

Tabella 2.5: Coefficienti di combinazione

Carichi ai piani	φ
Copertura	1,0
Archivi	1,0
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

Tabella 2.6: Coeff. φ per edifici

dove Ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi Q_{Ki} siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene dalla formula

$$\Psi_{Ei} = \Psi_{2i}\varphi \quad (2.3)$$

essendo φ dato dalla Tabella 2.6.

Infine, le azioni orizzontali da applicare al piano i -esimo valgono

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (2.4)$$

dove

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

W_i, W_j pesi delle masse sismiche al piano i e j -esimo;

z_i, z_j altezza dei piani *rispetto alle fondazioni*;

$S_d(T_1)$ ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W peso complessivo della costruzione;

$\lambda = 0.85$ se la costruzione ha almeno tre piani e $T_1 < T_c$, vale 1 altrimenti;

g accelerazione di gravità.

Bibliografia

- [1] DM 20 Novembre 1987. *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.*
- [2] DM 16 Gennaio 1996. *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*
- [3] DM 9 Gennaio 1996. *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- [4] OPCM 3274 20 Marzo 2003. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*
- [5] OPCM 3431 10 Maggio 2005. *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.3274 del 20/3/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".*
- [6] ANDIL (assolaterizi), www.laterizio.it. *La corretta esecuzione delle murature in laterizio.*
- [7] Luigi Caleca. *Architettura tecnica*. Dario Flaccovio Editore, 4a edizione, 2000.
- [8] legge 5 Novembre 1971 n.1086. *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.*