

Antonio Ardolino

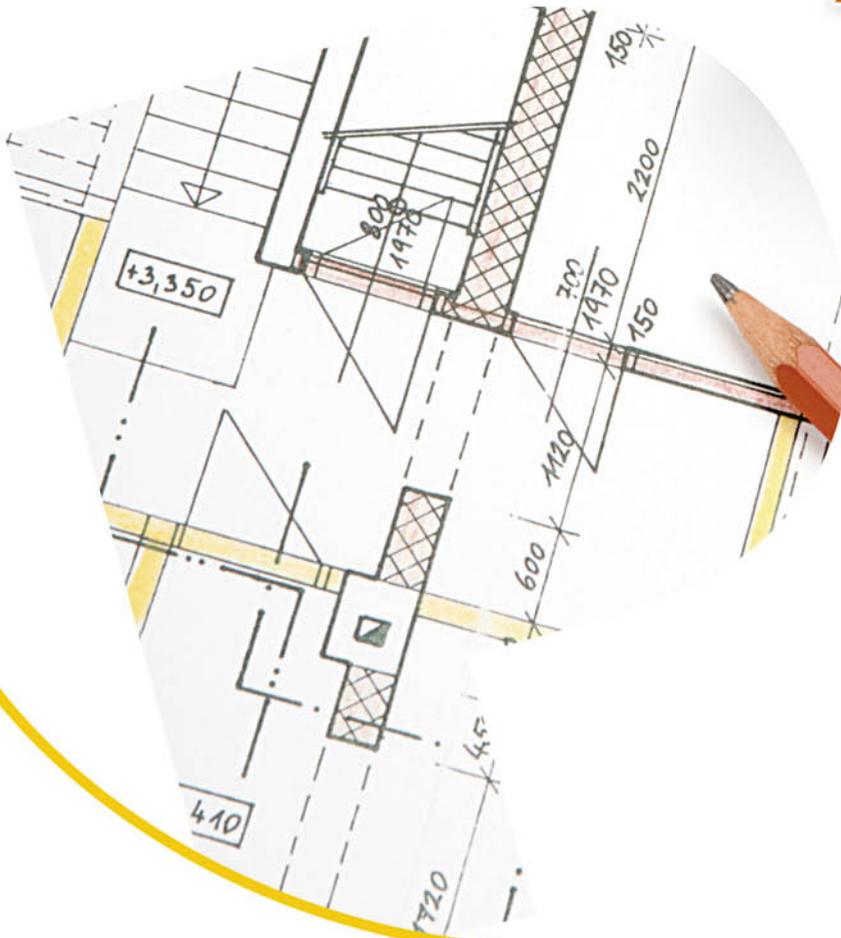


Dario Flaccovio Editore

Interventi locali su edifici in muratura

Guida pratica alla realizzazione di
aperture vani, piattabande, cerchiature, solai

[Scheda sul sito >](#)



- Apertura vani, calcolo dell'architrave ✓
- Verifica cerchiature, sostituzione solai ✓
- Apertura di nuovi vani o modifica di vani esistenti ✓
- Criteria per gli interventi di consolidamento ✓

ANTONIO ARDOLINO

INTERVENTI LOCALI SU EDIFICI IN MURATURA

Guida pratica alla realizzazione di apertura vani,
piattabande, cerchiature, solai



Dario Flaccovio Editore

Antonio Ardolino

INTERVENTI LOCALI SU EDIFICI IN MURATURA

ISBN 978-88-579-0159-6

© 2012 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: ottobre 2012

Ardolino, Antonio <1962->

Interventi locali su edifici in muratura : guida pratica alla realizzazione di apertura vani, piattabande, cerchiature, solai / Antonio Ardolino. - Palermo : D. Flaccovio, 2012.

ISBN 978-88-579-0159-6

1. Strutture in muratura.

693.1 CDD-22

SBN Pal0247028

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, ottobre 2012.

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

INDICE

Prefazione

1. Principi generali

1.1. Generalità.....	pag. 11
1.2. Elemento struttura portante.....	» 12
1.2.1. Carichi sulle strutture	» 12
1.2.2. Requisiti delle strutture.....	» 20
1.3. Elemento muro portante.....	» 21
1.3.1. Pietre naturali.....	» 22
1.3.2. Pietre artificiali	» 23
1.3.3. Caratteristiche delle pietre	» 24
1.3.4. Malte	» 25
1.3.5. Caratteristiche delle murature nuove	» 27
1.3.6. Caratteristiche delle murature esistenti	» 32
1.4. Definizione degli stati limite	» 38
1.5. Estratto dalla normativa	» 40
1.5.1. Estratto dal D.M. 14 gennaio 2008.....	» 40
1.5.2. Estratto dalla Circolare n. 617 del 2/2/2009.....	» 48

2. Costruzioni esistenti

2.1. Generalità.....	» 51
2.2. Costruzioni esistenti.....	» 52
2.3. Valutazione della sicurezza	» 54
2.4. Classificazione degli interventi.....	» 58
2.4.1. Intervento di adeguamento	» 59
2.4.2. Intervento di miglioramento	» 60
2.4.3. Riparazione o intervento locale	» 61
2.5. Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti....	» 61
2.5.1. Analisi storico-critica	» 62
2.5.2. Rilievo	» 62
2.5.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali	» 63

2.5.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	»	64
2.5.5. Azioni	»	64
2.6. Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche	»	65
2.6.1. Estratto dalla Circolare n. 617/2009	»	66
2.7. Criteri e tipi d'intervento	»	69
2.8. Progetto dell'intervento	»	70
2.9. Aggregati edilizi	»	70
2.10. Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura ..	»	73

3. Interventi locali

3.1. Generalità.....	»	75
3.2. Apertura vani	»	78
3.2.1. Rigidezza di un setto murario.....	»	78
3.2.2. Resistenza di una parete muraria	»	81
3.2.3. Curve caratteristiche	»	82
3.2.4. Verifiche da effettuare nel caso di apertura nuovo vano.....	»	83
3.3. Calcolo dell'architrave.....	»	84
3.4. Verifica cerchiatura vani	»	88
3.4.1. Calcolo delle sollecitazioni.....	»	88
3.4.2. Verifica di resistenza piedritti e traverso	»	89
3.4.3. Verifica delle unioni.....	»	92
3.4.4. Verifica della piastra di base.....	»	93
3.5. Sostituzione solai	»	95
3.5.1. Solaio in acciaio	»	96
3.5.2. Solaio in legno	»	100
3.6. Nozione di edificio semplice.....	»	103

4. Apertura nuovi vani o modifica di vani esistenti

4.1. Dati geometrici	»	107
4.2. Caratteristiche della muratura	»	108
4.3. Pesi sui setti	»	110
4.4. Rigidezza delle pareti.....	»	111
4.5. Calcolo della resistenza della parete	»	113
4.6. Curve caratteristiche	»	115
4.7. Modifica di un vano a piano terra	»	116
4.8. Inserimento di un ulteriore vano a piano terra.....	»	123

5. Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura

5.1. Generalità.....	» 129
5.2. Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti	» 129
5.3. Interventi sugli archi e sulle volte.....	» 132
5.4. Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai	» 133
5.5. Interventi in copertura.....	» 134
5.6. Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti	» 134
5.7. Interventi volti a incrementare la resistenza nei maschi murari	» 135
5.8. Interventi su pilastri e colonne.....	» 137
5.9. Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture.....	» 138
5.10. Interventi alle scale	» 138
5.11. Interventi volti ad assicurare i collegamenti degli elementi non strutturali	» 138
5.12. Interventi in fondazione	» 138
5.13. Realizzazione di giunti sismici	» 140

Prefazione

Gli edifici esistenti in muratura rappresentano un notevole patrimonio edilizio per l'Italia, e sono presenti in principal modo nei vecchi centri storici. Da un lato rappresentano un grande valore storico, architettonico e artistico; dall'altro lato spesso sono molto vulnerabili all'azione sismica. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali da cui deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte e una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto.

Per alcuni tipi di intervento la normativa viene in aiuto permettendo di evitare verifiche sismiche estese, e riducendo il lavoro a piccole verifiche locali. È il caso, ad esempio, dell'apertura di nuovi vani, della sostituzione di un solaio, della sostituzione di piattabande, ecc. Tali tipi di interventi nel passato venivano fatti in maniera sconsiderata senza tener conto delle conseguenze che l'edificio poteva subire. Oggi, invece, la normativa impone l'obbligo di verificare che l'intervento posto in essere non crei danni alla costruzione.

Nel presente testo si è riportata una descrizione teorica delle principali problematiche e delle caratteristiche degli edifici in muratura, con esempi di calcolo di alcuni tipi di intervento locale più significativi.

CAPITOLO 1

Principi generali

1.1. Generalità

La muratura è un sistema costituito da più elementi (oltre che da differenti materiali) il cui assemblaggio può variare non solo da muro a muro, ma anche da due punti vicinissimi dello stesso muro (trattandosi di un prodotto artigianale). L'intervento del muratore che utilizza due componenti (sufficientemente omogenei e isotropi) con caratteristiche ben definite, quali gli elementi lapidei e la malta, dà luogo a un prodotto risultante che non può essere considerato un materiale, quanto piuttosto una costruzione nella costruzione.

L'impossibilità di considerare la muratura come un vero e proprio materiale non è legata alla differente qualità della malta o degli elementi lapidei, ma a fattori come la geometria dell'assemblaggio e le modalità di posa in opera, assolutamente incontrollabili. Ad esempio la differente disposizione delle pietre, o il diverso spessore degli strati di malta sono solamente due delle innumerevoli variabili aleatorie che possono distinguere, profondamente, murature realizzate con gli stessi materiali.

Nei riguardi della murature, comunque, si è giunti alla stessa operazione di assimilazione a un materiale ideale, omogeneo e isotropo, condotta anche per altri materiali come il cemento armato, anche se per essa permane l'estrema aleatorietà dovuta alla modalità di posa in opera, pur avendo predeterminato la qualità della malta e degli elementi lapidei.

L'esigenza di ridurre la muratura a un materiale omogeneo e isotropo, il cui comportamento sia individuato attraverso determinati parametri meccanici ed elastici (costanti in ogni punto e direzione), è strettamente legata alla necessità di modellare l'edificio e di analizzarne lo stato di tensione e di deformazione attraverso le stesse metodologie che vengono impiegate per le altre tipologie costruttive.

In questo primo capitolo sono riportati i principi fondamentali sui quali si basa la teoria degli edifici in muratura. Ampio spazio è dedicato alle caratteristiche dei materiali e per comodità del lettore è stata riportata parte della normativa di riferimento relativa alle strutture in esame.

1.2. Elemento struttura portante

L'elemento struttura portante degli edifici è l'insieme degli elementi costruttivi destinati a portare i carichi e a resistere alle azioni esterne.

1.2.1. Carichi sulle strutture

È indispensabile riuscire a individuare correttamente i carichi che vengono portati dalla struttura, sia per il calcolo del dimensionamento, sia per la corretta valutazione della convenienza economica di una determinata struttura.

In genere i carichi vengono divisi in:

- permanenti, che sono invariabili e rappresentano il peso proprio della struttura. Nella nuova normativa vengono definiti come *carichi permanenti strutturali*;
- semipermanenti, che possono variare in un certo arco di tempo e che possono essere dovuti, ad esempio, a pavimento, tramezzi, impianti, ecc. Sono carichi che non possono variare durante il normale uso della struttura ma solo nell'ambito di un uso straordinario quale l'esecuzione di lavori di ammodernamento. Nella nuova normativa vengono definiti come *carichi permanenti non strutturali*;
- accidentali, che sono carichi variabili in un periodo di tempo molto ristretto e possono essere, ad esempio, persone, oggetti, veicoli, variazioni termiche, azioni sismiche.

Per valutare i carichi permanenti è necessario conoscere il peso specifico del materiale e la dimensione della struttura in modo da poter calcolare il suo volume. Mentre il peso specifico è ben determinato per ciascun materiale, il volume è determinato dal dimensionamento della struttura. Quindi occorre procedere per successive approssimazioni assegnando certe dimensioni di massima, basandosi su precedenti esperienze, e verificando che siano idonee a conferire alla struttura la capacità di resistere. La normativa fornisce i valori dei pesi specifici di alcuni materiali, che vengono riportati nella tabella 1.1.

Tabella 1.1. Pesì dell'unità di volume dei principali materiali strutturali

Materiali	Peso unità di volume (kN/m ³)
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi leggeri: da determinarsi caso per caso	14,0-20,0
Calcestruzzi pesanti: da determinarsi caso per caso	28,0-50,0
Malta di calce	18,0

segue

segue

Materiali	Peso unità di volume (kN/m ³)
Calcestruzzi cementizi e malte	
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0-6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0-8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.

Anche vari tipi di carichi non strutturali possono essere valutati mediante la conoscenza del peso specifico e delle dimensioni. Altri tipi di carichi possono essere spostati durante l'uso della struttura e, per loro, si ricorre alla determinazione di carichi equivalenti, cioè che producono lo stesso effetto sulle strutture. L'esempio più significativo di tali carichi è rappresentato dai tramezzi la cui disposizione può facilmente variare nel tempo. Per essi si considera un carico convenzionale ripartito sull'intera superficie del solaio.

I carichi accidentali possono essere molto vari, per cui il loro calcolo dovrebbe essere fatto caso per caso con apposite analisi. In realtà, per essi viene in aiuto la normativa stabilendo il carico accidentale a seconda della destinazione d'uso dei locali. Così, per un edificio per civili abitazioni il carico viene assegnato pari

a 200 kg/m^2 , per una sala spettacolo viene assegnato pari a 500 kg/m^2 , ecc. Lo specchio completo dato dalla normativa è riportato nella tabella 1.2, dove con q_k si intendono i carichi verticali uniformemente distribuiti, con Q_k i carichi verticali concentrati e con H_k i carichi orizzontali lineari.

Tabella 1.2. Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categoria	Ambienti		q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	H_k (kN/m)
A	Ambienti a uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (a esclusione delle aree suscettibili di affollamento)		2,00	2,00	1,00
B	Uffici	Cat. B1: Uffici non aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
		Cat. B2: Uffici aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento	Cat. C1: Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
		Cat. C2: Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
		Cat. C3: Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti a uso commerciale	Cat. D1: Negozi	4,00	4,00	2,00
		Cat. D2: Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5,00	5,00	2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti a uso industriale	Cat. E1: Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	6,00	1,00*
		Cat. E2: Ambienti a uso industriale, da valutarsi caso per caso			
F-G	Rimesse e parcheggi	Cat. F: Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	$2 \times 10,00$	1,00**
		Cat. G: Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso			
H	Coperture e sottotetti	Cat. H1: Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
		Cat. H2: Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		
		Cat. H3: Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso			

Note:

* Non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** Per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati e i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

Anche per i carichi da neve e da vento la normativa assegna carichi equivalenti in funzione della zona e dell'altitudine sul livello del mare.

Le variazioni termiche producono delle variazioni dimensionali degli elementi strutturali. Nel caso che tali variazioni di dimensioni vengano impedito si generano delle vere e proprie azioni che possono produrre l'effetto di un carico.

Infine, la struttura può essere soggetta a carichi dinamici dovuti al movimento del terreno a seguito di terremoti e che vengono definite come *azioni sismiche*. Tali azioni sono molto forti e possono portare al crollo dell'intera struttura se non vengono ben determinate.

La normativa fornisce le modalità di determinazione dei carichi sismici.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Questa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita alla tabella 1.4), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione a essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella tabella 1.3, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 delle NTC. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o^g = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali valori sono forniti dalla normativa per tutti i siti.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- stato limite di operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi;
- stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- stato limite di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali a cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella 1.3.

Tabella 1.3. Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} (probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R)
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indi-

cato nel § 7.11.3 delle NTC. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (tabella 1.4).

Tabella 1.4. Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (tabella 1.5).

Tabella 1.5. Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Ai fini delle NTC2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti trasla-

zionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e una verticale contrassegnata da Z , da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita a uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria S1 o S2.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 < T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B < T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C < T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D < T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione e accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (tabella 1.6)

η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} > 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ha valore minimo pari a 2,2

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove T_C^* è stato definito in precedenza e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot a/g + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o qualora si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di

categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella 3.2.V della normativa, nelle quali g è l'accelerazione di gravità e il tempo è espresso in secondi.

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella 1.6, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 1.6. Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

1.2.2. Requisiti delle strutture

La struttura portante deve rispondere anche a determinati requisiti, quali quelli di sicurezza, abitabilità, compositivi ed economici.

Tra i requisiti di sicurezza vi sono quelli di resistenza, equilibrio e stabilità. Infatti la struttura deve essere resistente, cioè tutti gli elementi che costituiscono la struttura devono avere la capacità di rimanere integri sotto le azioni dei carichi esterni. Il requisito dell'equilibrio fornisce la garanzia di immobilità dell'edificio e di stabilità. Le forze agenti devono essere, cioè, equilibrate dalle reazioni della struttura. La stabilità dell'edificio deve essere considerata sia a livello globale che locale. Ad esempio un edificio può slittare dalla sua posizione originaria rimanendo integro (instabilità globale), così come alcune aste possono imbarcarsi per il loro modesto spessore (instabilità locale).

Il requisito di abitabilità assicura la rispondenza della struttura agli scopi a cui è destinata.

In un edificio in muratura portante si possono individuare, come parti fondamentali del sistema strutturale: le fondazioni, la muratura in elevazione, i solai. La linearità delle murature, sulle quali vanno ad appoggiarsi gli impalcati, costituisce un vincolo sia per l'apertura dei vani esterni che per la continuità e la libertà planimetrica dello spazio interno. Infatti, aumentando la larghezza delle finestre, dei balconi e dei vani di passaggio, si viene a ridurre la superficie portante della muratura e si rende indispensabile un preciso calcolo per definire i limiti oltre i

quali verrebbe compromessa la statica dell'edificio. L'esigenza di sostenere le parti di muratura sovrastanti i vani, o parti del solaio, comporta l'introduzione dell'architrave, che un tempo veniva realizzata in legno o archivoltato in muratura, mentre oggi viene eseguita in calcestruzzo cementizio armato o in acciaio.

1.3. Elemento muro portante

L'elemento muro portante ha doppia funzione: quella di articolare lo spazio e quella della sicurezza. Nella funzione di articolare lo spazio funge da elemento verticale di confine o di partizione. Nella funzione di sicurezza deve dare stabilità all'edificio resistendo ai carichi verticali e orizzontali a cui quest'ultimo è soggetto.

I muri portanti sono generalmente costituiti da elementi di base preformati (pietre naturali o artificiali) legati da malta e possono realizzarsi in:

- pietra (lavorata o pietrame);
- mattoni pieni, semipieni e forati;
- calcestruzzo semplice o armato;
- blocchi prefabbricati di materiali inerti variamente agglomerati;
- pannelli di calcestruzzo armato prefabbricati;
- materiali misti.

I muri a secco, invece, possono definirsi come semplici materiali autoportanti, oppure al massimo possono sopportare modestissime spinte orizzontali.

Esistono anche altre tecniche di realizzazione di un muro portante:

- il muro a sacco è un muro misto di mattoni e pietrame ed è costituito da due muri paralleli tra i quali viene posizionato un agglomerato disomogeneo di pietre e altri materiali duri. È una tecnica per fare muri resistenti ed economici, molto utilizzata nel mondo romano. Gli stessi romani perfezionarono la tecnica del muro a sacco gettandovi all'interno del calcestruzzo, che produce un manufatto ancora più resistente;
- la muratura mista è un muro realizzato con diversi materiali alternati per stratificazioni orizzontali. Risulta utilizzato largamente nell'edilizia romana con il nome di *opus listatum*. Molto diffuso è il muro misto di mattoni in laterizio e pietre squadrate di tufo che abbassa il costo del muro senza comprometterne la resistenza e la durabilità, ma le quantità dei due materiali devono essere sapientemente dosate;
- con *muro misto* si intende anche una muratura costituita da pietra e mattoni non necessariamente alternati a stratificazioni orizzontali, ma mischiati, spesso in pezzature non molto grandi e regolari. Questo tipo di muratura veniva realizzata per economizzare sui materiali che spesso erano già stati precedentemente utilizzati (materiali di ripiego). Numerosi esempi si hanno nell'edilizia tradizionale;

- il muro di calcestruzzo è un muro realizzato con una gettata di cemento all'interno di una cassaforma che viene successivamente rimossa. Attualmente sono utilizzati come muri di sostegno o impiegati in situazioni strutturali particolarmente gravose.

1.3.1. Pietre naturali

Le pietre naturali che si usano per la realizzazione di strutture murarie sono le pietre da taglio e le pietre da costruzione.

Le pietre da taglio provengono da rocce che per caratteristiche di compattezza, lavorabilità e volume possono essere ridotte in forme regolari di opportune dimensioni. Possono anche essere utilizzate, oltre che come elemento strutturale, anche per rivestimenti o pavimentazione.

Le pietre da costruzione possono ottenersi solo in elementi di piccole dimensioni, non sono suscettibili di una perfetta lavorazione e non sono molto durezza. Si possono utilizzare per l'esecuzione di muratura con malta e protetti da rivestimenti esterni.

Le principali pietre naturali normalmente utilizzate in Italia per la realizzazione di strutture murarie sono i graniti, le sieniti, le dioriti, i gabbri, i porfidi, le andesiti, i basalti, i tufi vulcanici.

Le pietre naturali sono i primi materiali da costruzione usati nella storia, e oltre al fascino di esistere da milioni di anni hanno caratteristiche di resistenza, compattezza e durata che le rendono superiori ai prodotti di fabbrica. Tante costruzioni antiche sono testimonianze viventi di tale superiorità. Le pietre naturali sono ignifughe, igieniche, atossiche e per antonomasia biocompatibili essendo di esse costituita la terra.

In zona sismica sono ammesse solo murature con elementi naturali squadrati, mentre le murature con pietra non squadrata o listata sono ammesse solo in siti di IV categoria.

In tabella 1.7 sono riportate le caratteristiche tecniche di alcune rocce.

Tabella 1.7. Caratteristiche tecniche di alcune rocce

Materiale	Carico di rottura a compressione f_m (kg/cm ²)	Modulo di elasticità E (kg/cm ²)
Graniti	1000-2000	500000-600000
Basalto	2000-4000	900000-1200000
Porfido	1000-2500	500000-700000
Tufo calcareo	10-50	-
Tufo vulcanico	30-70	30000-150000
Calcarei teneri	100-400	200000-400000

segue

segue

Materiale	Carico di rottura a compressione f_m (kg/cm ²)	Modulo di elasticità E (kg/cm ²)
Calcarei compatti	500-1500	200000-800000
Conglomerati	800-1500	-
Arenarie	400-1300	50000-300000
Travertini	400-500	-
Marmi	1000-1400	400000-700000

1.3.2. Pietre artificiali

Le pietre artificiali che si usano per la realizzazione di strutture murarie sono i mattoni pieni, semipieni e forati.

I laterizi sono prodotti industrialmente e si ottengono dall'impasto con acqua di particolari argille, opportunamente essiccate e cotte.

La cottura è particolarmente importante ai fini della resistenza del laterizio. In base a essa si ottengono:

- mattoni crudi che sono cotti lontano dal fuoco e sono da scartare per le strutture;
- mattoni albasì che sono poco cotti e poco resistenti;
- mattoni dolci di media cottura e di media resistenza;
- mattoni forti che sono ben cotti, di colore rosso vivo, e di ottima resistenza ed elevata affinità con la malta;
- mattoni ferrioli che sono troppo cotti e inutilizzabili per la mancanza di affinità con le malte.

Le dimensioni dei mattoni variano di molto. A ogni modo per ottenere una muratura strettamente legata e connessa i mattoni vanno disposti in file orizzontali con giunti (strato di malta) sfalsati. Se a , b , c sono i valori dell'altezza, larghezza e lunghezza del mattone ed s è lo spessore dei giunti, occorre che sia:

$$c = 2b + s$$

In una muratura di mattoni pieni il numero n di questi per ogni metro cubo è dato da:

$$n = 10^6 / [(a + s) \cdot (b + s) \cdot (c + s)]$$

mentre il volume di malta formante i giunti è pari a:

$$V_m = 1 - n(a \cdot b \cdot c \cdot 10^{-6})$$

Conoscendo questi valori e noti i pesi specifici dei mattoni e della malta impiegata, si può ricavare il peso di un metro cubo di muratura.

Le murature formate da elementi resistenti artificiali si distinguono a seconda del tipo di foratura:

- elemento pieno per percentuale di foratura minore del 15%;
- elemento semipieno per percentuale di foratura compresa tra 15 e 45%;
- elemento forato per percentuale di foratura compresa tra 45 e 55%.

In tabella 1.8 si riportano le caratteristiche tecniche di alcuni elementi artificiali.

Tabella 1.8. Caratteristiche tecniche medie di alcuni elementi artificiali

Materiale	Carico di rottura a compressione f_m (kg/cm ²)	Modulo di elasticità E (kg/cm ²)
Mattoni pieni	> 180	100000
Mattoni di klinker	300-800	150000
Mattoni forati	> 25	-
Blocchi di calcestruzzo dosati 200 kg/m ³	60-160	100000-250000
Blocchi di calcestruzzo dosati 300 kg/m ³	20-280	220000-300000

1.3.3. Caratteristiche delle pietre

Le caratteristiche principali delle pietre naturali e artificiali sono:

- peso specifico;
- compattezza e porosità;
- resistenze meccaniche;
- lavorabilità;
- durezza;
- affinità con le malte.

Il peso specifico è il peso dell'unità di volume ed è molto importante per la determinazione dei carichi agenti sulla struttura. Il peso specifico si definisce *assoluto* se si riferisce alla sola parte solida, cioè al materiale privo di vuoti. Invece, il peso specifico si dice *apparente* se si riferisce al volume apparente, cioè a quello occupato dal materiale così come si presenta, comprensivo cioè della parte solida e dei vuoti in essa inclusi.

Il peso specifico apparente si determina sui blocchi di pietra così come verranno utilizzati, essiccandoli a peso costante e rapportando il peso così ottenuto al volume del blocco stesso ottenuto col prodotto delle tre dimensioni.

La compattezza è il rapporto tra il volume della parte solida del materiale e il volume che lo contiene. È un coefficiente minore dell'unità che esprime in quale percentuale un certo volume di materiale sia interamente solido. Il grado di compattezza è ricavabile dal rapporto tra il peso specifico apparente e quello assoluto. Il completamento all'unità del grado di compattezza rappresenta la porosità del materiale.

Molte caratteristiche importanti delle pietre sono legate al grado di compattezza. Ad esempio un materiale più compatto è più resistente alle sollecitazioni meccaniche, mentre un materiale poroso è più resistente alle trasmissioni termiche e acustiche.

Tra le resistenze meccaniche la più importante è quella a compressione. La resistenza a compressione di una muratura è ben diversa da quella del materiale costituente, in quanto è influenzata dal tipo di malta, dal grado di lavorazione delle pietre e dalla loro forma e volume.

La resistenza a trazione è molto più bassa di quella a compressione e varia tra valori di 1/10 e 1/50 di quest'ultima. È una proprietà legata alla composizione mineralogica e alla direzione della sollecitazione nei confronti di eventuali piani preferenziali di sfaldatura. Non è una proprietà molto importante perché si cerca di evitare la trazione nelle murature portanti.

Più importante è la resistenza a flessione che assume valori variabili tra 1/10 e 1/15 di quella a compressione, mentre la resistenza a taglio di una pietra è strettamente legata alla coesione del materiale. I valori della resistenza a taglio sono molto bassi e sono circa 1/10 di quelli a compressione. La resistenza a taglio di un setto murario è diversa dalla resistenza a taglio del materiale lapideo che costituisce il setto.

La lavorabilità è la proprietà di una pietra a lasciarsi ridurre alle forme e dimensioni volute e ad assumere il grado di finitura desiderato.

La durevolezza è la capacità di un materiale lapideo a resistere alle azioni degli agenti atmosferici, che provocano azioni di natura chimica, fisica e organica. Un materiale non durevole altera, col tempo, le proprie caratteristiche e può provocare la crisi della struttura.

Esempio di azioni degli agenti atmosferici possono essere quella abrasiva del vento, oppure quella dell'acqua eventualmente presente nella pietra quando passa allo stato solido se la temperatura diminuisce, ed è anche importante l'azione disgregatrice di alcuni muschi e licheni.

L'affinità con le malte è una proprietà della pietra di aderire col tipo di malta. Tale capacità dipende dalla scabrosità della superficie, dalla presenza d'acqua e dalla presenza di polvere.

Alcune pietre possono avere buona affinità con alcune malte e poca con altre. Il tufo, ad esempio, ha poca affinità con la malta cementizia.

È bene lavare le superfici delle pietre o immergere la pietra in acqua evitando, così, che la stessa sottragga alla malta l'acqua necessaria all'impasto.

1.3.4. Malte

La malta è un composto formato da materiale lapideo fino, legante e acqua. Si classificano in: malte aeree; malte idrauliche. Nelle prime il fenomeno di presa

e indurimento avviene in ambiente aerato; nelle seconde il fenomeno di presa e indurimento avviene anche in totale mancanza d'aria.

I materiali lapidei fini costituiscono l'ossatura della malta. Possono provenire dai fiumi, laghi, mare, oppure da cava o dalla frantumazione meccanica di rocce. La massima dimensione degli elementi lapidei è bene che non superi i 2 mm. Si adoperano quelli passanti allo staccio 2 UNI 2332. Per diminuire le tensioni trasversali di trazione i giunti non devono essere superiori ai 10-12 mm.

La sabbia marina si secca con difficoltà, perché s'inumidisce molto facilmente e scorre via, quindi non sopporta i pesi e non dà nessun affidamento. È invece ottima quella sabbia che strofinata o stretta nel pugno stride e quella che, raccolta in un panno, non macchia né vi lascia residui di terra. La sabbia più usata nelle costruzioni è quella prelevata dal letto dei fiumi (non contiene limo, e questo è uno dei maggiori vantaggi); la sabbia di cava è pure usata, ma risulta sempre un po' terrosa e quindi deve essere sottoposta a lavaggio.

I leganti si dividono in leganti aerei (calci aeree, gesso) e leganti idraulici (calci idrauliche, agglomerati cementizi, cementi). I primi hanno la proprietà di far presa solo in presenza d'aria.

Le calci aeree si ottengono dalla cottura di rocce calcaree. Si ottiene ossido di calcio che viene chiamato *calce viva*, che per poter essere utilizzato deve essere spento con apporto di acqua e con produzione di idrossido di calcio detto *calce spenta*.

Lo spegnimento può avvenire in stabilimento con apporto di acqua strettamente necessario, spruzzando sulla superficie delle zolle di calce viva acqua atomizzata in pressione. Si forma la polvere che si chiama *calce idrata da costruzione o fiore di calce*.

Lo spegnimento può avvenire anche in cantiere con apporto di acqua sovrabbondante. La calce spenta ottenuta si chiama *grassello* e per le murature può essere utilizzata dopo 15 giorni.

Altro legante aereo è il gesso che si presenta come polvere bianca e si ottiene da una roccia sedimentaria (selenite) mediante processo di cottura e successiva macinazione.

Per le murature si utilizza il gesso comune che impastato con acqua forma una pasta che fa presa in pochi minuti e raggiunge elevate resistenze. La malta di gesso, però, va posta in opera in ambienti asciutti e quando ci si vuole avvalere di una notevole rapidità di presa.

I leganti idraulici sono quelli che fanno presa anche senza la presenza dell'aria. Le calci idrauliche possono essere naturali e artificiali. Le naturali sono prodotte dalla cottura di calci argillose e poste in commercio in zolle o in polvere. Quelle in zolle devono essere spente in cantiere e, diversamente alle calci aeree, devono essere utilizzate entro un'ora. Le artificiali vengono trattate con sottoprodotti siderurgici oppure con la pozzolana.

Altro legante idraulico è il cemento che viene prodotto in diversi tipi, ma per il confezionamento delle malte per muratura si usano solo i cementi normali ad alta resistenza nei tipi Portland, d'altoforno e pozzolanico.

In definitiva ci sono numerosi tipi di malte e il tecnico deve essere capace di scegliere quella giusta per quel tipo di lavoro. Tra le varie malte quelle più resistenti sono quelle idrauliche e fra queste quella cementizia. La scelta della malta è anche determinata dall'affinità che essa presenta con la pietra da adoperare.

Riepilogando per le murature si possono ottenere i seguenti tipi di malte:

sabbia + grassello + acqua = malta aerea comune
 sabbia + calce idrata + acqua = malta aerea di calce idrata
 sabbia + calce idraulica + acqua = idraulica comune
 sabbia + cemento + acqua = malta idraulica cementizia
 sabbia + grassello e cemento + acqua = malta bastarda
 pozzolana + grassello + acqua = malta idraulica di pozzolana
 gesso + acqua = malta aerea di gesso

Secondo le NTC la classe di una malta può essere definita dalla sua composizione oppure dalla sua resistenza media a compressione.

A seconda della composizione si ottiene la tabella 1.9. La malta M2,5 non è ammessa in zona sismica.

Tabella 1.9. Classifica delle malte secondo la loro composizione

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M2,5	Idraulica	-	-	1	3	-
M2,5	Pozzolonica	-	1	-	-	3
M2,5	Bastarda	1	-	2	9	-
M5	Bastarda	1	-	1	5	-
M8	Cementizia	2	-	1	8	-
M12	Cementizia	1	-	-	3	-

La classe M2,5 ha una resistenza a compressione di 25 kg/cm² (2,5 N/mm²).

La classe M5 ha una resistenza a compressione di 50 kg/cm² (5 N/mm²).

La classe M10 ha una resistenza a compressione di 100 kg/cm² (10 N/mm²).

La classe M15 ha una resistenza a compressione di 150 kg/cm² (15 N/mm²).

La classe M20 ha una resistenza a compressione di 200 kg/cm² (20 N/mm²).

1.3.5. Caratteristiche delle murature nuove

La resistenza caratteristica a rottura per compressione f_k di una muratura può

essere valutata sperimentalmente su campioni ma può anche essere dedotta dalle proprietà dei componenti che compongono la muratura stessa.

Nel primo caso si prendono almeno 6 provini di campioni, si portano a rottura ottenendo la resistenza a rottura per compressione di quel determinato provino.

I provini (muretti) devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame e ognuno di essi deve essere costituito almeno da tre corsi di elementi resistenti e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- lunghezza (b) pari ad almeno due lunghezze di blocco;
- rapporto altezza/spessore (l/t) variabile tra 2,4 e 5.

La confezione è eseguita su di un letto di malta alla base e la faccia superiore è finita con uno strato di malta. Dopo una stagionatura di 28 giorni a 20 °C, 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova, la faccia superiore di ogni provino viene eventualmente livellata con gesso; il muretto può anche essere contenuto fra due piastre metalliche rettificate, utili per gli spostamenti e il suo posizionamento nella pressa.

Il provino viene posto fra i piatti della macchina di prova (uno dei quali articolato) e si effettua quindi la centratura del carico. In proposito è consigliabile procedere anche a un controllo estensimetrico. Il carico deve essere applicato con una velocità di circa 0,5 MPa ogni 20 secondi.

La resistenza caratteristica f_k a compressione della muratura si ottiene con la relazione:

$$f_k = f_m - ks$$

dove

f_m = media dei valori di resistenza a compressione dei singoli provini

k = coefficiente probabilistico che dipende dal numero di provini considerato.

Per 6 provini $k = 2,33$; per 8 provini $k = 2,19$; per 10 provini $k = 2,10$; per 12 provini $k = 2,05$

s = scarto quadratico della media, pari a:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_n (f_m - f_i)^2}{n - 1}}$$

Come detto, però, la resistenza caratteristica f_k della muratura può anche essere dedotta dalle resistenze dei singoli elementi che compongono la muratura stessa, e cioè dalla resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento e dalla resistenza della malta.

Nella tabella 1.10 viene indicata la resistenza caratteristica f_k della muratura per elementi artificiali in funzione, appunto, dei due elementi che la compongono.