

LA STATICA E LA SICUREZZA SISMICA

*in attesa di nuova
REVISIONE A CURA DI
UN'AZIENDA DEL GRUPPO
SAAD*

MURI PORTANTI

Il muro portante è costituito da un cassero a rimanere in polistirene espanso progettato in modo da consentire la realizzazione veloce ed efficiente di strutture a pareti portanti in conglomerato cementizio armato (Reinforced Concrete Walls).

I sistemi SAAD possono essere adattati a diverse tipologie di progetto, sia in relazione all'altezza dei setti da realizzarsi, che del loro spessore, che del quantitativo di armatura (orizzontale e verticale) da inserire al loro interno.

Costruttivamente è formato da due pannelli di polistirene espanso di alta densità uniti e distanziati fra loro da tralici metallici che costituiscono una parte (o tutta, a seconda delle esigenze) dell'armatura del cls gettato in opera al loro interno: gli elementi vengono posati accostati l'uno al fianco dell'altro e costituiscono una struttura rigida (autoportante) pronta a ricevere il getto in cls.

La presenza delle armature, oltre a consentire l'autoportanza dei pannelli in fase di getto, consente di soddisfare i requisiti previsti per i "Reinforced Concrete Walls" sia dell'Eurocodice 2 (conglomerato cementizio) che dell'Eurocodice 8 (costruzioni in zona sismica), che dalle Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008).

Le caratteristiche specifiche delle armature con cui vengono realizzati i pannelli consentono di considerarle completamente nel calcolo delle armature, realizzando, così una ottimale efficienza del sistema costruttivo.

Per zone caratterizzate da bassa sismicità il quantitativo di armatura già previsto nel sistema costruttivo può risultare sufficiente a garantire le necessarie resistenze strutturali per l'azione del sisma.

I "tralici" verticali, oltre a favorire il contenimento del getto nelle cassature in polistirene, consentono un agevole posizionamento delle armature orizzontali, qualora necessarie nella progettazione in conformità alle normative sismiche. I copriferri che si vengono a realizzare, sono già predisposti per soddisfare i requisiti sia delle vigenti normative italiane che degli Eurocodici. Sia le armature verticali che i tralici orizzontali predisposti consentono poi una elevatissima qualità e precisione nella posa degli elementi di armatura essendo le armature a inserimento o "guidate" nel loro posizionamento.

Per quanto riguarda il getto di calcestruzzo si consiglia: l'utilizzo di Slump "S4", inerti con dimensioni massime 18 mm ed una vibratura (se necessaria) effettuata in modo da evitare danneggiamenti ai casseri.

SOLAI

I solai consistono di pannelli in EPS con casseri autoportanti a geometria variabile per la formazione dei solai da armare e gettare in opera.

PANNELLI DIVISORI

I pannelli divisori armati sono realizzati in polistirene espanso sinterizzato (EPS) di larghezza variabili, possono avere spessore da 6 a 20 cm e la loro lunghezza varia a seconda della richiesta. All'interno dei pannelli sono posizionati i profili metallici, in lamiera zincata di spessore 8/10 di mm e sagomati a C.



I MURI

Le pareti portanti in conglomerato cementizio armato gettate in opera rappresentano una soluzione strutturale caratterizzata da ottimali proprietà di comportamento, strettamente correlate alle loro caratteristiche geometriche.

In particolare, queste strutture, si caratterizzano per una "esuberanza" dell'elemento portante stesso in termini di quantità di conglomerato cementizio armato. Ne consegue che strutture siffatte si caratterizzano per superiori capacità portanti (resistenza e duttilità) se paragonate a manufatti analoghi, però realizzati con metodologie più tradizionali quali pareti muratura o telai a travi e pilastri. Queste superiori capacità portanti sono evidenti sia nei confronti dei carichi verticali (gravità) che nei confronti dei carichi orizzontali (vento e sisma). Le pareti portanti, in virtù delle loro caratteristiche di resistenza intrinseche, consentono poi in molti casi (costruzioni di non particolare altezza e collocate in zone a bassa sismicità) di rispondere ai requisiti imposti dalla progettazione antisismica, senza dover inserire armature aggiuntive rispetto a quanto costruttivamente previsto per le soluzioni "standard" (tale proprietà dovrà in ogni modo essere verificata per ciascun caso esaminato dal progettista). Al momento attuale la normativa in vigore in Italia (D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni") consente e prevede l'utilizzo di costruzioni a pareti portanti sia in zona sismica che non.

LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

La progettazione di strutture a pareti portanti si sviluppa in modo del tutto analogo a quella con cui vengono progettate le strutture a telaio, sinteticamente riassunta nelle seguenti fondamentali fasi:

1. Individuazione di una modellazione fisico/ matematica della struttura che si vuole realizzare.

Tale modellazione spesso chiamata "modello di calcolo" viene sviluppata in autonomia dal progettista con metodi "tradizionali" (a mano) o con metodi numerici automatici (al calcolatore). In questa fase le normative non forniscono particolari indicazioni essendo questa operazione specifica competenza del progettista. Una modellazione della struttura a comportamento elastico lineare (la più semplice e diffusa) conduce a risultati a favore di sicurezza. Anche storicamente la modellazione più adottata è quella elastico lineare. Per questo tipo di modellazioni, le normative consentono, al fine di tenere in debito conto dello stato fessurato delle membrature strutturali in condizioni sismiche, di abbattere il modulo elastico del calcestruzzo sino al 50%. Tenendo conto delle caratteristiche meccaniche delle pareti portanti, si consiglia ai progettisti di adottare la massima riduzione del modulo elastico consentita dal D.M. 14 Gennaio 2008.

2. Individuazione dei carichi da adottare nella progettazione della struttura.

La normativa vigente (D.M.14/01/2008) fornisce indicazioni precise su quali carichi debbano essere adottati nella progettazione delle strutture (carichi statici quali pesi propri e permanenti portati, sovraccarichi variabili, azioni accidentali e sismiche). Spetta comunque sempre al progettista l'individuazione delle "combinazioni" dei carichi più gravose in relazione alle membrature ed al tipo di verifica di sicurezza che si vuole sviluppare. Per quanto riguarda le azioni sismiche il progettista può fare riferimento ai coefficienti di struttura forniti dalle NTC 2008 per le così dette "strutture a pareti" (Sez. 7.4.3.1).

3. Risoluzione della struttura, individuazione della "domanda" strutturale.

In questa fase, viene "risolto" il modello strutturale sviluppato nella fase 2 in modo da determinare le azioni (al giorno d'oggi, spesso indicate come "domanda") che i carichi ingenerano nella struttura. La "risoluzione" della struttura può avvenire in modo manuale o automatico, e compito e responsabilità del progettista svilupparla. Tipicamente le normative forniscono scarse indicazioni in relazione a questa fase tranne alcune indicazioni (simili a quelle sulla modellazione) in relazione alla rappresentatività del modello e quindi del metodo di "risoluzione". In genere una risoluzione di un modello a comportamento elastico lineare (quella più comunemente adottata) porta a risultati a favore di sicurezza.

4. Individuazione della “capacità” della struttura.

In questa fase (e con riferimento allo stato di sollecitazione considerato) vengono valutate le così dette “capacità” delle membrature portanti (ovvero quanto ogni membratura è in grado di portare, con riferimento alla condizione di carico considerata). La verifica della capacità portante (sforzo normale, flessione e taglio) delle pareti portanti in conglomerato cementizio armato, vengono sviluppate con riferimento ai metodi “classici” della scienza delle costruzioni per membrature in conglomerato cementizio armato così come indicato nei capitoli 4.1 (progettazione statica) e 7.4.4 del D.M. 2008.

5. Verifiche di sicurezza.

In questa fase viene sviluppato il confronto fra le “capacità” delle varie membrature e le relative “domande” imposte dall’impegno strutturale dato dai carichi conduce alle verifiche di sicurezza. Le verifiche di sicurezza saranno condotte con successo se la capacità delle varie membrature risulta essere superiore alla domanda imposta dai carichi, così come genericamente indicato dalla seguente disequazione riportata nel D.M 14 Gennaio 2008 (sez. 2.3: valutazione della sicurezza).

$$R_d \leq E_d$$

dove:

con R_d si intende la capacità resistente di ciascuna membratura della struttura, così come individuata nel punto 4 di cui sopra; con E_d si intende la domanda (effetto) imposto sulla membratura della struttura in esame dagli specifici carichi considerati, così come individuati nel punto 3 di cui sopra.

Le varie normative forniscono, in genere, precise indicazioni sulle modalità con cui valutare le capacità portanti delle varie membrature a partire dalle caratteristiche di resistenza dei materiali da costruzione. In alcuni casi (ad esempio nel caso delle verifiche sismiche) alcune normative forniscono prescrizioni particolari nello sviluppo delle verifiche di sicurezza (a volte devono essere introdotti ulteriori fattori di sicurezza in aggiunta a quelli adottati sui materiali). Alcune normative, tra le quali il D.M. 14/01/2008, consentono verifiche sia con riferimento alla così detta “metodologia degli stati limite” che al metodo delle “tensioni ammissibili” (questi ultimi limitatamente a specifiche zone sismiche e classi d’uso delle costruzioni).

I SETTI PORTANTI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO GETTATO IN OPERA PREVISTI DALLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” (D.M. 14/01/08)

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14-01-2008) prevedono la realizzazione di strutture portanti a pareti realizzate sia in conglomerato cementizio normalmente armato che in conglomerato cementizio a “bassa percentuale di armatura” (punto 4.1.11: membrature con “quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo inferiore a 0,3 kN”).

Per quanto riguarda la progettazione di strutture a pareti portanti in **zona sismica**, tutti i requisiti e prescrizioni vengono presentati nel Capitolo 7 del DM:

Nella sezione 7.4.3.1 vengono definite le caratteristiche (definizioni) sia delle strutture “a pareti” (elementi normalmente armati) che di quelle a “pareti estese debolmente armate”.

La sezione 7.4.3.2 riporta poi i valori dei coefficienti di struttura (fattore “q”, da adottarsi in fase di definizione dell’azione indotta dal sisma) da adottarsi sia per le strutture “a pareti” normalmente armate che per quelle “estese debolmente armate”.

Entrambe le tipologie di pareti possono poi essere organizzate in modo da funzionare come “pareti accoppiate” (in tal caso sarà necessario predisporre opportune “travi di accoppiamento dei sistemi a pareti”) o come “pareti non accoppiate”.

La sezione 7.4.4.5 riporta i calcoli da svilupparsi per il dimensionamento e verifica (progettazione sismica) delle pareti sia “normalmente armate” che di quelle “estese a bassa percentuale di armatura”.

La sezione 7.4.4.6 fornisce indicazioni in merito alla progettazione sismica delle così dette “travi di accoppiamento dei sistemi a pareti”, da considerarsi qualora si intenda utilizzare una progettazione basata su di un comportamento a “pareti accoppiate”.

La sezione 7.4.6.1.4 riporta le limitazioni geometriche relative alle pareti: spessore minimo non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e $1/20$ dell'altezza libera di interpiano.

La sezione 7.4.6.2.4 fornisce i quantitativi minimi di armatura per le pareti “normalmente armate”:

Le armature devono essere disposte:

- sia orizzontalmente che verticalmente,
- su entrambe le facce della parete,
- con un passo non superiore a 30 cm.

Devono inoltre:

- avere un diametro non superiore ad $1/10$ dello spessore della parete (max o 14 per pareti di spessore pari a 15 cm),
- essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato (ganci o staffe ogni 33 cm minimo).

Devono essere in un quantitativo tale da raggiungere (al di fuori delle zone confinate di cui qui nel seguito), sia in pianta che in altezza, un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio (regole per condizioni non sismiche).

Vengono poi fornite indicazioni specifiche per le armature da utilizzarsi nelle così dette “zone confinate” da individuarsi all'interno della così detta zona critica (zone di estremità delle pareti di sviluppo approssimativamente pari a 1,5 volte lo spessore delle pareti). In queste zone sono previste percentuali di armatura verticale più elevate (percentuale p $1\% \leq p \leq 4\%$) ed una più fitta legatura (armatura trasversale costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm.

Le barre non fissate devono poi trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

La sezione 7.4.6.2.5 fornisce i quantitativi minimi di armatura per le “travi di accoppiamento fra sistemi di pareti”.

In una ottica di sintesi e semplificazione, in situazioni di pericolosità sismica molto bassa (Zone sismiche 4) la normativa vigente (DM 14/01/08) ammette metodi di progetto-verifica semplificati. Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle tensioni ammissibili, secondo quanto specificato nella sezione 2.7 del DM 14/01/08.

Inoltre, per tutti i tipi di costruzione e le classi d'uso (sempre per zone a bassa sismicità, ovvero Zone sismiche 4), le verifiche di sicurezza sismiche nei confronti dello SLU possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a $0,07g$, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore comunque non superiore a $q =$

2,15. Tale metodo consente la progettazione della costruzione sotto l'azione sismica di cui sopra nei modi indicati nei Cap.4, 5, 6 delle norme tecniche (DM 14/01/08) a condizione che siano soddisfatti i tre requisiti seguenti:

- ai fini della ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra gli elementi strutturali resistenti, gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano; maggiori indicazioni al riguardo sono riportate nella sezione C7.2.6 della circolare applicativa del DM 14/01/2008 (Circolare n. 617 del 02/02/09 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/08")
- i particolari costruttivi sono quelli relativi alla classe di duttilità bassa "CDB" quale definita nella sezione 3.2.1 del DM 14/01/08, ossia le azioni sismiche convenzionali sono determinate ammettendo solo un danneggiamento limitato delle strutture.
- per le verifiche agli stati limite si utilizza la combinazione delle azioni definita alla sezione 3.2.4 del DM 14/01/08.

LE PARETI PORTANTI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO GETTATO IN OPERA PREVISTI DALL'EUROCODICE

Gli Eurocodici prevedono diverse tipologie di strutture da realizzarsi con pareti portanti in conglomerato cementizio armato gettati in opera. Stante le caratteristiche delle pareti che si possono realizzare risulta conveniente fare riferimento a due distinte tipologie:

1. pareti tipo "standard": nella dizione dell'Eurocodice "**Reinforced Concrete Walls**", RCW.

Tali pareti si caratterizzano (oltre che per il soddisfacimento di tutta una serie di requisiti geometrici sia sul posizionamento delle armature che dei setti stessi) sostanzialmente per la presenza di una armatura longitudinale superiore allo 0,2% dell'area trasversale. Indicativamente, i requisiti geometrici indicati dalla normativa sono soddisfatti da:

- barre verticali di diametro 8 mm posizionate ogni 20 cm (su entrambe le facce),
- barre orizzontali di diametro 8 mm posizionate ogni 40 cm (su entrambe le facce),
- barre di collegamento trasversale che devono essere posizionate alle estremità
- classe minima calcestruzzo Rck 250.

2. pareti "meno armato": nella dizione dell'Eurocodice "**Large Lightly Reinforced Concrete Walls**", LLRCW.

Tali pareti si caratterizzano (oltre che per il soddisfacimento di tutta una serie di requisiti geometrici sia sul posizionamento delle armature che dei setti stessi) sostanzialmente per la presenza di una armatura longitudinale inferiore allo 0,2% dell'area trasversale.

Indicativamente, i requisiti geometrici indicati dalla normativa sono soddisfatti da:

- - barre verticali diametro 6 mm posizionate ogni 20 cm (su entrambe le facce),
- - barre orizzontali diametro 8 mm posizionate ogni 40 cm (su entrambe le facce),
- - barre di collegamento trasversale devono essere posizionate alle estremità.
- - Classe minima calcestruzzo Rck 250.

PARETI PORTANTI IN CEMENTO ARMATO REALIZZATE CON PICCOLI ELEMENTI A RIMANERE

In presenza di solai considerabili infinitamente rigidi nel proprio piano e opportunamente collegati alle pareti portanti in c.a. con travi e cordoli che assicurano anche un'azione di cerchiaggio dell'impalcato, la struttura assumerà un comportamento scatolare nei confronti delle forze orizzontali che sollecitano l'edificio.

L'azione sismica verrà quindi assorbita principalmente dalle pareti disposte nella direzione della stessa garantendo in questo modo un'elevata resistenza e permettendo quindi di realizzare strutture anche in zone con elevata sismicità.

Requisiti previsti dalla Norma

Con riferimento alle nuove NTC (D.M. 14 gennaio 2008), si riportano i paragrafi relativi ai limiti geometrici e di armatura delle pareti in calcestruzzo.

7.4.6.1.4 Pareti (limitazioni geometriche)

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del §7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo. Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza.

7.4.6.2.4 Pareti (limitazioni di armatura)

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un **passo non superiore a 30 cm**, devono essere collegate con **legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato**.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete.

In tale zona il rapporto geometrico r dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq r \leq 4\%$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposte in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra altezza ed larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con **un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%**, per controllare la fessurazione da taglio.

Le nuove NTC, inoltre, contemplano anche la possibilità di realizzare **costruzioni in calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato** (vedi § 4.1.11) per le quali non sono previste particolari limitazioni di armatura.

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura e quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese (come per esempio gli edifici con struttura a pareti).

Una struttura a pareti e da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato

nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4 m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale (vedi § 7.4.3.1).

Le pareti in calcestruzzo armato, presenteranno un'armatura costituita da barre orizzontali e verticali opportunamente dimensionate.

Data la geometria e la disposizione dei distanziatori in polipropilene, le armature orizzontali, che verranno appoggiate su di essi, avranno un passo di 20 cm. Un modo pratico e consigliato per la loro posa in opera, e quello di posizionare sull'elemento superiore dei distanziatori, delle gabbie d'armatura costituite da quattro tondini del diametro voluto collegate da delle staffe che fungono da legature di collegamento (le nuove NTC prescrivono di collegare le armature sulle due facce con almeno nove legature a metro quadrato). Le armature verticali, invece, avranno il diametro e il passo voluto e verranno posizionate tra le barre orizzontali. Quindi, sulla base delle limitazioni imposte dal D.M. 14/01/08 e di quanto sopra scritto, le armature nelle zone non confinate delle pareti potranno essere realizzate in uno dei due modi riportati nel seguito:

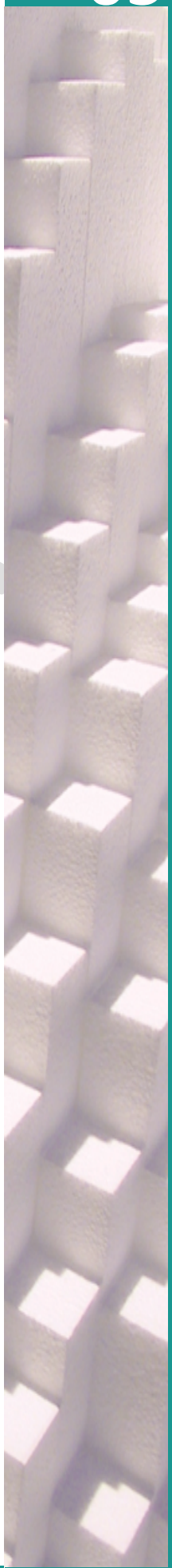
Con armatura orizzontale formata da gabbie (4 barre legate da staffe)			
Spessore parete	Armatura verticale su ogni lato	Armatura orizzontale su ogni lato	Staffe delle gabbie orizzontali
15 cm	1ø10/30	1ø8/20	1 st. ø6/50
20 cm	1ø10/30	1ø8/20	1 st. ø6/50

Con armatura orizzontale formata da barre sciolte			
Spessore parete	Armatura verticale su ogni lato	Armatura orizzontale su ogni lato	N° legature/mq (ganci)
15 cm	1ø10/30	1ø8/20	9
20 cm	1ø10/30	1ø8/20	9

Le armature indicate nelle precedenti tabelle sono quelle minime che derivano dai vincoli di normativa e devono essere opportunamente integrate negli angoli, nelle teste, intorno ai fori e nelle eventuali zone critiche.

Tale armatura costituisce solo una proposta e deve comunque essere verificata e confermata dal progettista delle strutture.

Se nella progettazione, invece, le pareti vengono considerate come delle strutture in calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato, la normativa non impone particolari limitazione di armatura.



CLASSIFICAZIONE SISMICA IN ITALIA

La prima fonte legislativa in materia è il D.M. LL.PP. del 19 marzo 1982, che classificava in modo molto generico il territorio nazionale in aree a basso e ad alto rischio sismico. Con l'ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, aggiornata al 16/01/2006 con le indicazioni delle regioni, venivano delegati gli enti locali ad effettuare la classificazione sismica di ogni singolo comune, in modo molto dettagliato, al fine di prevenire eventuali situazioni di danni a edifici e persone a seguito di un eventuale terremoto. Inoltre, in base alla zona di classificazione sismica, i nuovi edifici costruiti in un determinato comune, così come quelli già esistenti durante le fasi di ristrutturazioni, devono adeguarsi alle corrispondenti normative vigenti in campo edilizio.

Secondo il provvedimento legislativo del 2003, i comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie principali, in base al loro rischio sismico, calcolato in base al PGA (Picco di accelerazione gravitazionale) e per frequenza ed intensità degli eventi. La classificazione dei comuni è in continuo aggiornamento man mano che vengono effettuati nuovi studi in un determinato territorio, venendo aggiornata per ogni comune dalla regione di appartenenza.

- **Zona 1: sismicità alta**, PGA oltre 0,25g. Comprende 708 comuni.
- **Zona 2: sismicità media**, PGA fra 0,15 e 0,25g. Comprende 2.345 comuni (in Toscana alcuni comuni ricadono nella zona 3S che ha le medesime caratteristiche della zona 2).
- **Zona 3: sismicità bassa**, PGA fra 0,05 e 0,15g Comprende 1.560 comuni.
- **Zona 4: sismicità molto bassa**:, PGA inferiore a 0,05g. Comprende 3.488 comuni.

Tra esse la zona 1 e quella di pericolosità più elevata, potendosi verificare eventi molto forti, anche di tipo catastrofico. A rischio risulta anche la zona 2 (e zona 3S della Toscana), dove gli eventi sismici, seppur di intensità minore, possono creare gravissimi danni. La zona 3 è caratterizzata da una bassa sismicità, che però in particolari contesti geologici può vedere amplificati i propri effetti, come nel caso del terremoto di Tuscania del 1971 (il comune è classificato in tale zona). Infine, la zona 4 è quella che nell'intero territorio

Nazionale presenta il minor rischio sismico, essendo possibili sporadiche scosse che possono creare danni con bassissima probabilità. La normativa precedente sulle costruzioni in zona sismica (D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996) suddivideva il territorio nazionale nelle seguenti zone sismiche:

- zona di I categoria (S=12)
- zona di II categoria (S=9)
- zona di III categoria (S=6)
- zona non classificata.

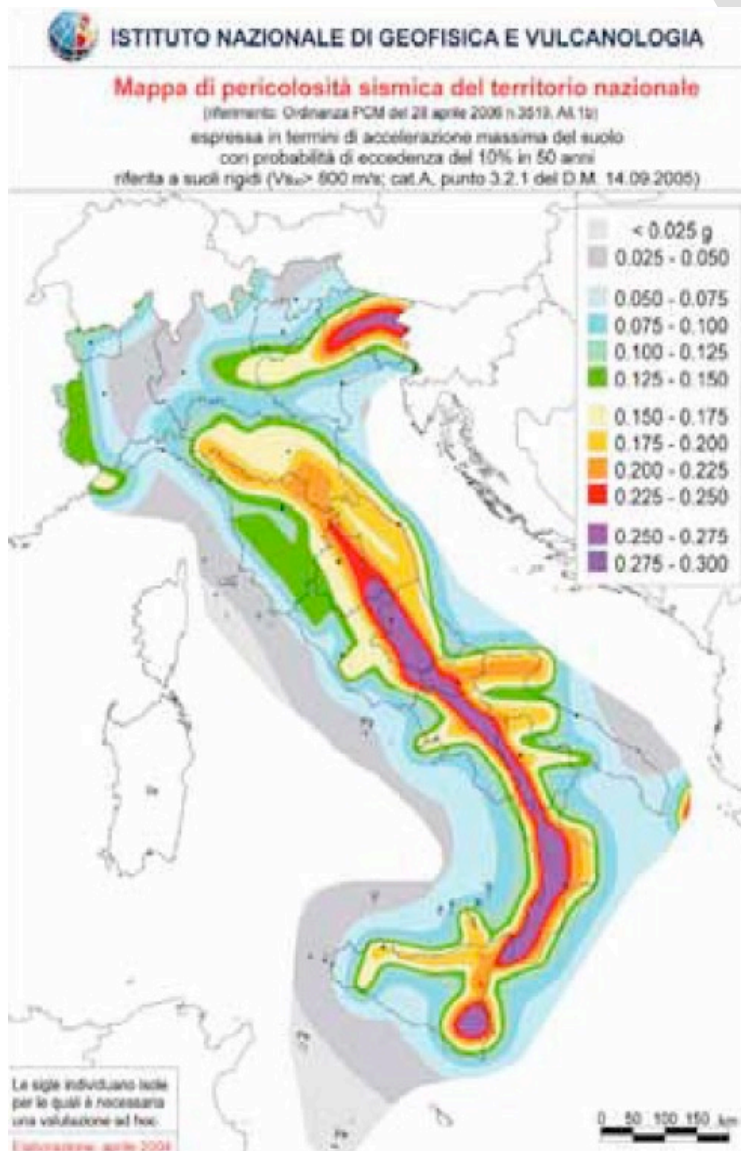
Il D.M. 14 gennaio 2008 permette ancora l'utilizzo delle tensioni ammissibili limitatamente a siti ricadenti in zona 4.

Le azioni sismiche devono essere calcolate utilizzando le modalità di calcolo previste nel D.M. del 16 gennaio 1996 LL.PP. utilizzando però un grado di sismicità pari a S=5

Normativa e classificazione sismica

L'aggiornamento della normativa sismica in Italia viene avviato nel 2003 con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, pochi mesi dopo il tragico crollo della scuola di San Giuliano di Puglia, fornendo una sostanziale evoluzione in materia di classificazione sismica del territorio nazionale e delle normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Il provvedimento citato rappresenta una disciplina transitoria in vista di un riordino organico della materia, necessario a colmare un vuoto normativo che si trascina ormai da molti anni.

L'Ordinanza ridefinisce le zone a rischio sismico, dopo quasi vent'anni dalla precedente classificazione, anche in considerazione degli eventi calamitosi accaduti in diverse regioni italiane. L'evoluzione della zonizzazione prevede la classificazione sismica di tutto il territorio nazionale attraverso l'individuazione di quattro zone a severità crescente. Viene introdotta la zona 4 (la meno pericolosa), comprendente tutti quei territori che prima non rientravano in nessuna classificazione sismica. Le zone classificate da 1 a 3, con la nuova mappatura, coprono quasi il 70% della nazione, mentre nella precedente classificazione, a seguito del terremoto irpino-lucano del 1980, le stesse categorie sismiche interessavano il 45% del territorio italiano (e solo il 25% prima del citato terremoto). L'Ordinanza recepisce le norme europee sulla progettazione antisismica di edifici, ponti e fondazioni (Eurocodice 8). L'OPCM 3274 sarebbe dovuta entrare in vigore l'8 novembre 2004, ma, nell'ottobre 2004, arriva la proroga di sei mesi (al 6 maggio 2005), necessaria per modificare il testo e renderlo più puntuale nei suoi contenuti.



Di fatto, il Gruppo di Lavoro incaricato semplifica, rispetto alla prima versione, le regole applicative e migliora i contenuti sulla base di sperimentazioni progettuali e confronti con quesiti posti da associazioni industriali, professionisti e ricercatori, pervenendo ad un documento normativo aggiornato emanato con una successiva Ordinanza (OPCM 3431/2005).

Dal confronto di queste norme con le precedenti (D.M. 16/01/1996), si passa da un approccio progettuale totalmente prescrittivo ad uno prestazionale, che dichiara espressamente quali siano gli obiettivi in considerazione del reale comportamento sismico della struttura. Nel frattempo, a giugno 2005 l'allora Ministro delle Infrastrutture, preannuncia l'uscita di un Testo Unico concernente le "Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)". Intanto, l'entrata in vigore dell'OPCM 3274 slitta ancora di tre mesi, all'8 agosto 2005, e poi di ulteriori due mesi per consentire l'emanazione delle Norme Tecniche messe a punto dal Ministero delle Infrastrutture. Il 23 settembre 2005 vengono pubblicate in Gazzetta Ufficiale le attese NTC, un provvedimento di oltre 400 pagine che contiene tutta la normativa italiana relativa alla progettazione, verifica e collaudo degli edifici.

E previsto che le NTC entrino in vigore un mese dopo: il 23 ottobre 2005; per la precisione, in tale data inizia un periodo di 18 mesi di applicazione sperimentale, durante il quale è possibile ancora far riferimento alla preesistente normativa (legge 1086/1971, legge 64/1974). In questa fase transitoria, un'apposita Commissione ministeriale è incaricata di monitorare le nuove norme apportandovi eventuali modifiche e correzioni. Dal 23 aprile 2007, le NTC del 23 settembre 2005 sono destinate, dunque, ad essere l'unica normativa applicabile. L'entrata in vigore dell'OPCM 3274 viene però ulteriormente prorogata al 23 ottobre 2005, decretando di fatto il sorpasso da parte delle NTC: nato per riformare le norme sismiche italiane, dopo oltre tre anni di lavoro, il provvedimento non è mai entrato in vigore, se non come metodo di calcolo facoltativo. Poche settimane prima del 23 aprile 2007, la fase sperimentale per l'applicazione delle NTC del 23 settembre 2005 viene prorogata al 31 dicembre 2007. Le correzioni alle NTC da parte della Commissione ministeriale diventano una vera e propria riscrittura organica e complessiva, necessaria per eliminare le criticità individuate e allinearle agli Eurocodici di progettazione strutturale. Dopo un mese di incertezze e di vuoto normativo, il 4 febbraio 2008 viene pubblicato in Gazzetta Ufficiale il DM 14 gennaio 2008 contenente una ulteriore versione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, la cui entrata in vigore viene fissata al 5 marzo 2008. Esse delineano i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, le prestazioni richieste in termini di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Molti degli elementi innovativi dell'OPCM 3274 (e s.m.i.) in materia di progettazione sismica vengono, sostanzialmente, trasferiti nelle nuove NTC: a partire dal principio della gerarchia delle resistenze (capacity design) e dalla individuazione dei quattro stati limite di operatività, danno, vita e collasso con riferimento ai quali, a seconda della classe d'uso, si procede alla verifica di funzionalità e sicurezza delle strutture, rispettivamente in condizione di esercizio e di stato limite ultimo. E chiaramente sancito l'obbligo di applicazione del metodo agli stati limite, ammettendo solo in una particolare condizione il vecchio metodo di verifica alle tensioni ammissibili ovvero, in zona sismica 4 per costruzioni di tipo 1 e 2 (rispettivamente, opere provvisorie e ordinarie) e classe d'uso I e II (costruzioni poco o normalmente affollate) considerando che per le azioni sismiche il grado di sismicità S sia pari a 5.

Nuova è invece l'assunzione di definizioni e regole procedurali disciplinate dalla Direttiva 89/106/CEE, attinente ai "prodotti da costruzione" ed alla relativa marcatura CE; di fatto, viene stabilito che qualsiasi materiale o prodotto per uso strutturale debba essere caratterizzato da specifiche proprietà controllate con fissate procedure di qualificazione in stabilimento ed accettazione in cantiere. Oltre all'identificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, le nuove NTC hanno introdotto

l'obbligo, per gli impianti, interni o esterni al cantiere, di dotarsi di un sistema di controllo della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto garantisca i requisiti previsti e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera. Per tutti quei prodotti/sistemi "non tradizionali" o che non siano trattati nelle nuove NTC, invece, è richiesto che il loro utilizzo sia autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale del Ministero competente che, sulla base di Linee Guida, potrà rilasciare il Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego, da richiedere direttamente al STC, corredando l'istanza della necessaria documentazione. In più, principale novità introdotta, vengono ridefinite le azioni sismiche di progetto, che recepiscono i risultati di un recentissimo studio dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) sulla pericolosità sismica, realizzato in collaborazione con la Protezione Civile.

L'azione sismica può essere, quindi, definita puntualmente considerando, non più la "zona sismica" di riferimento, bensì direttamente le specifiche coordinate geografiche del sito (dati pubblicati su <http://esse1.mi.ingv.it>) dove si intende costruire l'opera.

Poco prima del 5 marzo 2008 arriva puntuale una nuova proroga: con la conversione in legge del decreto "milleproroghe" 248/2007 slitta al 30 giugno 2009 la fase transitoria delle nuove NTC: fino ad allora potranno applicarsi, a scelta, le nuove NTC del 14 gennaio 2008, quelle del 14 settembre 2005 e le norme previgenti. Tuttavia, la proroga al 30 giugno 2009 non si applica alle verifiche tecniche e alle nuove progettazioni degli interventi relativi agli edifici di interesse strategico e alle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile. Lo stesso vale per gli edifici e le opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un loro eventuale collasso. Un ulteriore decreto "milleproroghe" del febbraio 2009 fa slittare ancora al 30 giugno 2010 il regime transitorio delle NTC, consentendo per ancora un anno e mezzo l'applicazione facoltativa delle nuove NTC del 14 gennaio 2008, di quelle del 14 settembre 2005 e delle norme previgenti. Negli stessi giorni, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti fornisce, con la Circolare 617/2009, le istruzioni per l'applicazione delle nuove NTC di cui al DM del 14 gennaio 2008, che rappresenta come dichiarato dallo stesso Ministero "la più avanzata espressione normativa a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni". La Circolare ribadisce che le nuove NTC hanno un'impostazione coerente con gli Eurocodici e contenuti all'avanguardia riguardo alla puntuale valutazione della pericolosità sismica del territorio nazionale e, quindi, alle esigenze di una moderna progettazione sismo-resistente delle opere di ingegneria civile da realizzare o ristrutturare in Italia: l'impostazione è condivisa dal mondo accademico, professionale e produttivo imprenditoriale. L'8 aprile 2009, alla luce dell'evento sismico del 6 aprile che ha drammaticamente colpito l'Abruzzo, la Commissione Ambiente della Camera impegna il Governo a rispettare la scadenza del 30 giugno 2009 per l'entrata in vigore del DM 14 gennaio 2008, abrogando l'ultima proroga al 30 giugno 2010.

Il calcolo strutturale degli edifici sottoposto alle azioni sismiche viene eseguito mediante l'analisi agli stati limiti di esercizio (SLE) e stati limiti ultimi (SLU).

Gli stati limiti di esercizio vengono suddivisi in:

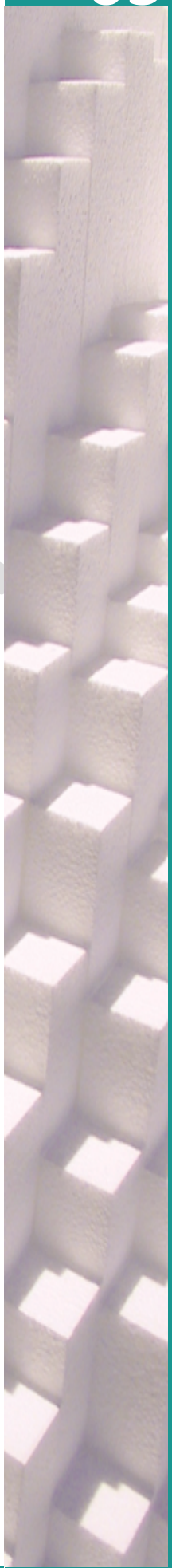
- Stati limiti di operatività (SLO)
- Stati limiti di danno (SLD)

Gli stati limiti ultimi invece vengono suddivisi in:

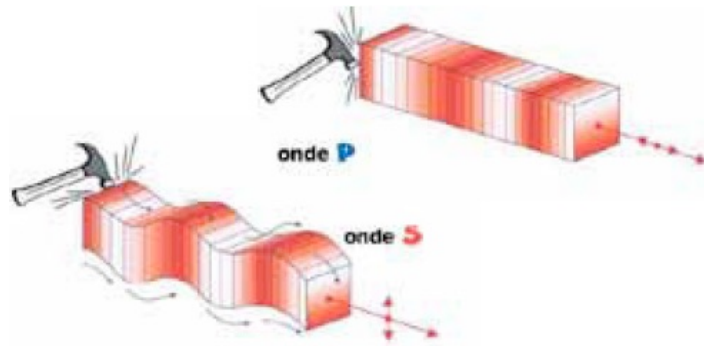
- Stati limiti di salvaguardia della vita (SLV)
- Stati limiti di prevenzione del collasso (SLC)

TERREMOTI: PERCHÉ, COME, DOVE E QUANDO

La "Sismologia" è la scienza che studia i movimenti rapidi ed improvvisi della Terra, detti "terremoti". Un terremoto si manifesta come moto vibratorio del terreno che ha origine in un punto più o meno profondo del pianeta (ipocentro, punto del sottosuolo



che, proiettato in superficie, corrisponde all'epicentro) da cui si sprigionano onde sismiche, e per questo può essere definito anche scossa sismica. Lo scuotimento della crosta terrestre è provocato dai movimenti delle zolle o placche, in cui è suddiviso l'involucro solido esterno della Terra; quando lo sforzo a cui sono sottoposte le rocce supera il loro limite di resistenza, queste si rompono lungo superfici chiamate faglie. L'energia accumulata, prima della rottura, si libera sotto forma di onde sismiche che si propagano, quindi, in tutte le direzioni. Le principali onde sismiche o elastiche sono dette di tipo P (onde prime) e S (onde seconde).



Le onde P sono le più veloci e sono definite “longitudinali”, perché fanno oscillare le particelle di roccia nella direzione di propagazione, determinando una successione continua di compressioni e dilatazioni; le onde S causano, invece, un moto vibratorio del materiale roccioso che avviene trasversalmente rispetto alla direzione di propagazione e creano variazione di volume al loro passaggio. Le onde P viaggiano a una velocità che è circa 1,7 volte superiore a quella delle onde S, precedendole, come si evince dalle registrazioni sismografiche.

La valutazione quantitativa della forza di un terremoto può avvenire mediante registrazione di strumenti - misurando la magnitudo - o con riferimento all'osservazione degli effetti che ha provocato - stimando l'intensità macrosismica.

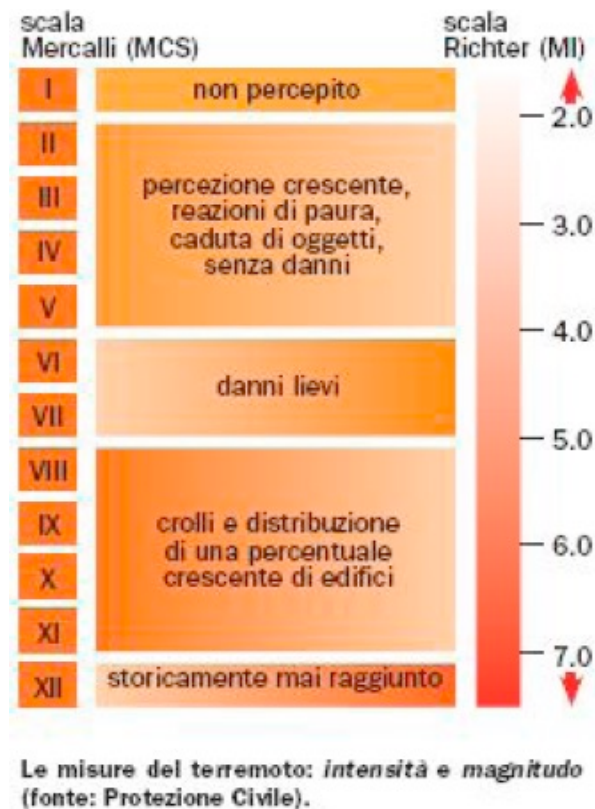
La magnitudo è stata definita nel 1935 dal famoso sismologo C.F. Richter come misura oggettiva della quantità di energia elastica rilasciata nel processo di rottura nella crosta terrestre; può essere calcolata a partire dall'ampiezza delle onde sismiche registrate dai sismografi, ed è espressa attraverso un numero puro. L'intensità di un terremoto, invece, quantifica e classifica esclusivamente gli effetti in superficie, generati sull'ambiente, sulle cose e sull'uomo. Pertanto, a differenza della magnitudo, per uno stesso terremoto essa può assumere valori diversi in luoghi diversi.

Di norma, l'intensità diminuisce con l'aumentare della distanza dall'epicentro. L'intensità di un terremoto viene espressa con la scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg). Magnitudo ed intensità macrosismica hanno significati diversi; tuttavia, è possibile stabilire una correlazione approssimativa. Gli effetti che una scossa sismica provoca dipendono non solo dalla forza del terremoto, ma anche da altri fattori, come la distanza dall'epicentro, le caratteristiche di resistenza e duttilità degli edifici, i requisiti dei terreni su cui essi sono costruiti, la morfologia del territorio, ecc. La registrazione di un sismogramma permette di ottenere numerose informazioni; ad esempio, la differenza tra il tempo di arrivo delle onde S e delle onde P consente la stima della distanza dell'epicentro dalla stazione di acquisizione.

I terremoti non avvengono ovunque, ma quasi esclusivamente lungo le superfici di contatto tra le placche con regimi tettonici differenti. La scienza, oggi, non è in grado di prevedere il tempo ed il luogo esatto in cui avverrà un eventuale terremoto: la sola previsione possibile è di tipo statistico, basata sulla conoscenza degli eventi sismici del passato, che permette di individuare le zone in cui la frequenza e l'entità siano state maggiori e quindi dove è più probabile che si verifichi un nuovo terremoto.

LA MURATURA ARMATA

Per completezza di trattazione si riportano le indicazioni relative alla muratura armata che può essere realizzata in laterizio o con altri materiali (punto 4.6 NTC 2008). La muratura armata in laterizio o in elementi assimilati è una struttura costituita da elementi resistenti pieni o semipieni, collegati tra loro mediante giunti continui di malta, nella quale sono inserite armature metalliche verticali concentrate, armature orizzontali anch'esse concentrate (coincidenti, per interpiani di normale altezza, con le armature dei cordoli di piano) e armature orizzontali diffuse.



Le armature verticali sono previste agli incroci dei muri, in corrispondenza delle aperture, ma anche lungo lo sviluppo della muratura a un limitato interesse, in modo da assorbire sforzi localizzati di trazione e compressione.

Particolare della realizzazione di una muratura armata.

Il nuovo testo normativo (D.M. 14/01/2008) non pone limiti di altezza alla muratura armata (mentre limita a due piani l'altezza degli edifici in muratura ordinaria in zona 1, nel caso in cui non sia tenuto in conto il comportamento "non lineare" del materiale). L'altezza massima per i nuovi edifici in muratura armata è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura, valutabili mediante le specifiche analisi e le verifiche di sicurezza previste. Per gli edifici "semplici" in muratura armata (ossia quelli che presentano precise condizioni di regolarità geometrica e determinate limitazioni costruttive), invece, sono ammesse verifiche in via semplificata e l'opportunità di costruire fino a quattro piani anche in zona ad alta sismicità (zona 1, con accelerazione di picco del terreno $a_g \geq 0,25 g$), tenendo conto della prevista sezione di parete resistente. La stessa normativa fissa in 24,0 cm lo spessore minimo per la muratura armata nelle zone di sismicità 1, 2 e 3; spessore che può però essere ridotto a 20,0 cm in zona 4. La snellezza è sempre limitata a 15.

Le costruzioni realizzate in muratura armata si caratterizzano per una concreta semplicità costruttiva, decisamente superiore rispetto alle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, comportando interessanti economie.

Requisiti strutturali in zona sismica

E il caso di ricordare qui, con esplicito riferimento al sistema “muratura armata”, alcune semplici prescrizioni che riguardano sia i materiali che le strutture, e più precisamente:

- a) devono essere impiegati esclusivamente elementi pieni o semipieni con resistenza minima di 5 MPa nella direzione dei fori e di 1,5 MPa in direzione perpendicolare ai fori;
- b) la malta per l'allettamento dei blocchi e per il riempimento delle cavità di alloggiamento delle armature deve essere di classe M10; in alternativa, può essere impiegato conglomerato di classe C12/15;
- c) le strutture costituenti gli orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, comprese quelle esercitate, ad esempio, da archi e volte, valutate tenendo conto dell'azione sismica, devono essere eliminate con tiranti o cerchiature, oppure riportate alle fondazioni mediante idonee disposizioni strutturali;
- d) i solai devono assolvere, oltre alla funzione di sostenere i carichi verticali, anche quella di ripartizione delle azioni sismiche orizzontali tra i muri portanti. Devono pertanto garantire un adeguato comportamento a diaframma;
- e) la distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m;
- f) i cordoli, in corrispondenza dei solai di piano e di copertura, devono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 ; le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm;
- g) nei solai, le travi metalliche ed i travetti prefabbricati vanno prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore a metà della larghezza del cordolo stesso, comunque non meno di 12,0 cm; le travi metalliche devono avere adeguati ancoraggi;
- h) agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di lunghezza non inferiore a 1,00 m;
- i) gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata;
- j) l'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

Disposizione delle armature

Le barre delle armature, esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e di diametro minimo di 5 mm, devono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa, possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

La conformazione degli elementi resistenti e la disposizione delle barre devono essere tali da permettere la realizzazione dello sfalsamento dei giunti verticali tra i blocchi, sia nel piano del muro che nel suo spessore.

Le norme, inoltre, forniscono precise indicazioni sull'area di armatura da impiegare. In particolare:

- la percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non può essere minore dello 0,03 %, nel caso debba contribuire al controllo della fessurazione o per garantire duttilità; non inferiore allo 0,04%, né superiore allo 0,5%, qualora debba aumentare la resistenza nel piano (con interasse non superiore a 60 cm, e quindi ogni due/tre corsi di muratura);
- la percentuale di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0,05%, né superiore all'1,0%;
- all'estremità delle pareti portanti, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura, e comunque a interasse non superiore a 4 m, dovranno essere collocate armature con una sezione non inferiore a 2 cm^2 .

In particolare, è bene che il progettista tenga sempre presente che:

- le armature verticali devono essere continue lungo l'intero sviluppo (verticale) del fabbricato. Esse devono, quindi, essere opportunamente giuntate (di solito per semplice sovrapposizione), oppure ancorate all'interno della fondazione e dei cordoli di piano;
- le staffe orizzontali disposte nei giunti di malta devono essere chiuse e "girare" attorno alle armature verticali ai bordi dei pannelli; nel caso di murature che convergono (angoli o incroci tra pareti), si consiglia di disporre le staffe orizzontali nei corsi dispari di una parete ed in quelli pari dell'altra, così da evitare sovrapposizioni di armatura nell'angolo o nell'intersezione;
- le armature verticali sono deputate ad assorbire gli sforzi di trazione derivanti dall'inflessione dei setti murari dovuta al momento generato dalle azioni sismiche; le armature orizzontali hanno lo scopo di conferire duttilità al sistema. Le prime devono essere dimensionate e verificate con il calcolo, mentre le seconde sono predefinite nella misura indicata dalla normativa;
- per quanto riguarda le armature verticali, è opportuno, infine, non utilizzare diametri eccessivamente elevati (si consiglia al massimo $\phi 20$), soprattutto in presenza di vani di alloggiamento non troppo ampi (in generale, più grande è il diametro della barra e più delicato diventa il riempimento del foro con la malta e meno certa è l'aderenza tra malta ed acciaio).

BOZZA

