

## 7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

### 7.4.5.3 ELEMENTI STRUTTURALI

Per gli elementi strutturali si applicano le regole progettuali degli elementi non prefabbricati.

#### Pilastrì

Per strutture a pilastrì incastrati alla base e orizzontamenti ad essi incernierati, le colonne devono essere fissate in fondazione con vincoli d'incastro.

Per le strutture a comportamento dissipativo, connessioni pilastro-pilastro all'interno delle zone dissipative sono permesse solo per strutture in CD"B".

Per strutture a comportamento dissipativo con pilastrì pluripiano incastrati alla base e con travi incernierate ai pilastrì stessi, deve essere considerato l'incremento del taglio, da valutarsi in accordo alla [7.4.14].

## 7.4.6 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

### 7.4.6.2.2 Pilastri

#### *Armature trasversali*

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate<sup>5</sup> consecutive deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$\max[6 \text{ mm}; (0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{yd,l}/f_{yd,st}})]$  per CD''A'' e 6 mm per CD''B'', dove  $d_{bl,max}$  è il diametro massimo delle barre

longitudinali,  $f_{yd,l}$  e  $f_{yd,st}$  sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD''A'' e CD''B'';
- 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B'';
- 5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto  $\omega_{wd}$  definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08.

## 7.4.6 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

### Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

dove:

$\omega_{wd}$  è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD "A".

$\mu_{\phi}$  è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  è la profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$  (con riferimento alla linea media delle staffe);

$\alpha$  è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , con:

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)] \quad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato  $D_0$  (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_n = 1 \quad [7.4.31c]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^{\beta} \quad [7.4.31d]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute,  $\beta = 2$  per staffe circolari singole,  $\beta = 1$  per staffa a spirale.

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{ct} \cdot b_w}{f_{td}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{ct} \cdot b_w}{f_{td}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad [7.4.28] \quad \text{NTC 2008}$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_w$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

## 7.4.6 – NODI TRAVE PILASTRO

### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza **NTC 2008**

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD"A".

### 7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

**NTC 2014**

### 7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro **NTC 2008**

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente **confinati**.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD"A" che in CD"B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (7.4.29)$$

nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse delle staffe, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;

se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

## 7.4.6.2.4 – DETTAGLI COSTRUTTIVI – PARETI

### 7.4.6.2.4 Pareti

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico  $\rho$  riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione  $\varepsilon_c$  è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale  $\rho \geq 0,5\%$ .

Le armature, sia orizzontali sia 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 9 legature ogni metro quadrato.

#### *Armature longitudinali*

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

#### *Armature trasversali*

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

#### *Armature inclinate*

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  $\frac{1}{2} h_w$  ed  $\frac{1}{2} l_w$ .

#### *Dettagli costruttivi per la duttilità*

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.32]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.33]$$

dove i simboli hanno il significato della [7.4.29] e  $\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$ , essendo  $\rho_v$  e  $f_{yd,v}$ , rispettivamente, il rapporto geometrico e la resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo.

**LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE**  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

# RIEPILOGO ELEMENTI SECONDARI

## 7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali primari è affidata l'intera capacità antisismica del sistema; gli elementi strutturali secondari sono progettati per resistere ai soli carichi verticali (v. § 7.2.3).

## 7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC*, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari.

## 7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

# RIEPILOGO ELEMENTI SECONDARI

## VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento  $q$  adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

### Armatore trasversali

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate<sup>5</sup> consecutive deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

### Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

## 7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Tab. 7.2.I - Fattori di sovraresistenza  $\gamma_{Ra}$  (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Rd}$		
			CD"A"	CD"B"	
Acciaio	Si impiega il fattore di sovraresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1				
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30	

Tabella 7.5.I - Fattori di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  (NTC 2008)

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

### 7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

La distribuzione delle proprietà del materiale, quali la tensione di snervamento e la tenacità, nella struttura deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

Ai fini della progettazione, il fattore di sovraresistenza del materiale,  $\gamma_{ov}$  è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE** expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho

**ISI**  
Ingegneria Sismica Italiana



## 7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

### 7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

I collegamenti in zone dissipative devono consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate, garantendo il soddisfacimento del seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad [7.5.1]$$

dove:

$R_{j,d}$  è la capacità di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$  è la capacità al limite plastico della membratura dissipativa collegata;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della capacità della membratura collegata.

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione deve risultare inferiore alla capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento; si deve quindi verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad [7.5.2]$$

essendo  $A$  l'area lorda e  $A_{res}$  l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori, integrata da un'eventuale area di rinforzo. I fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

### 7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)

In ogni zona o elemento dissipativo si deve garantire una capacità in duttilità superiore alla corrispondente domanda in duttilità. La verifica deve essere effettuata adottando le misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie indicate in § 7.5.2.1, si possono utilizzare le seguenti misure di deformazione locale  $\theta$ :

- elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate: rotazione alla corda;
- elementi prevalentemente tesi e compressi di strutture controventate: allungamento complessivo della diagonale;
- elementi sottoposti a taglio e flessione di strutture con controventi eccentrici (elementi di collegamento): rotazione rigida tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo.

La duttilità locale è definita come segue:

$$\mu = \theta_u / \theta_y$$

## 7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

### 7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)

omissis

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, in funzione della classe di duttilità e del valore di base del fattore di comportamento  $q_0$  utilizzato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali per le zone/elementi dissipativi riportate in Tab. 7.5.I nonché le prescrizioni specifiche di cui ai successivi paragrafi relativi a ciascuna tipologia strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.5.3]$$

dove  $N_{Ed}$  è il valore della domanda a sforzo normale e  $N_{pl,Rd}$  è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

Tab. 7.5.I - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di  $q_0$

Classe di duttilità	Valore di base $q_0$ del fattore di comportamento	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

## 7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

### 7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

#### Verifiche di resistenza (RES)

I pannelli d'anima devono essere progettati in modo da consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna evitando fenomeni di plasticizzazione e instabilizzazione a taglio.

Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad [7.5.13]$$

essendo  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rispettivamente la domanda a taglio, la capacità a taglio per plasticizzazione del pannello e la capacità a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

La domanda a taglio  $V_{vp,Ed}$  deve essere determinata assumendo il raggiungimento della capacità a flessione nelle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna, secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

### 7.5.5. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

### 7.5.6. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

## 7.6 – COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso  
verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE**expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho



## 7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

### 7.7.1. ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti di legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo a uno dei seguenti comportamenti, anche tenuto conto delle disposizioni di cui al § 7.7.7:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento strutturale dissipativo devono appartenere alla CD "A" o alla CD "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3, in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative devono essere localizzate, in accordo al meccanismo di collasso duttile globale prescelto, in alcuni dei collegamenti o in elementi specificatamente progettati; le membrature lignee devono essere considerate a comportamento elastico, salvo che non siano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovraresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o di parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al §4.4 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo

## 7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

**Tab. 7.3.II** – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti	2,5	
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali	1,5	

## 7.8 – COSTRUZIONI IN MURATURA

### 7.8.1.2 MATERIALI

#### omissis

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa.

Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti verticali possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento murario.

L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da  $a_g S \leq 0,15 g$ , con le seguenti limitazioni:

- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se  $a_g S \leq 0,075 g$ ; 7 m se  $0,075 g < a_g S \leq 0,15 g$
- numero dei piani in muratura da quota campagna:  $\leq 3$  per  $a_g S \leq 0,075 g$ ;  $\leq 2$  per  $0,075 g < a_g S \leq 0,15 g$

L'uso di giunti verticali non riempiti è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da  $a_g S \leq 0,075 g$ , costituiti da un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura di 7 m.

Gli elementi per murature con giunti sottili e/o giunti verticali a secco debbono soddisfare le seguenti limitazioni:

- spessore minimo dei setti interni: 7 mm;
- spessore minimo dei setti esterni: 10 mm;
- percentuale massima di foratura: 55% ;

Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo per costruzioni caratterizzate, allo SLV, da  $a_g S \leq 0,075 g$ .

## 7.8 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vk0}$  (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Elementi per muratura	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e $\leq 3$ mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

\* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_{bk} \geq 5.0$  N/mm<sup>2</sup>

\*\* valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_{bk} \geq 3.0$  N/mm<sup>2</sup>



## 7.8 – COSTRUZIONI IN MURATURA

**Tab. 7.3.II** – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

### Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)

Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_U/\alpha_1$
Costruzioni di muratura armata	$2,5 \alpha_U/\alpha_1$
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_U/\alpha_1$
Costruzioni di muratura confinata	$2,0 \alpha_U/\alpha_1$
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_U/\alpha_1$

I coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_U$  sono definiti come segue:

$\alpha_1$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha_U$  è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di  $\alpha_U/\alpha_1$  può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.2) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda a un'analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_U/\alpha_1$ :

- costruzioni di muratura ordinaria  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,3$

## 7.9 – PONTI

### 7.9.3. MODELLO STRUTTURALE

#### 7.9.3.1 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA E ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE**expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho



# 7.11 – OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

## 7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

### 7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

**Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

**NTC 2008**

**8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

**8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

**8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

**8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

omissis

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

$$\zeta_E = \frac{\text{azione sismica massima sopportabile dalla struttura}}{\text{azione sismica massima di una nuova costruzione}}$$

**8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione.

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,4, mentre per le costruzioni di classe III e II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .



**8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione.

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,4, mentre per le costruzioni di classe III e II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .

**8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO****NTC 2008**

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

**8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione.

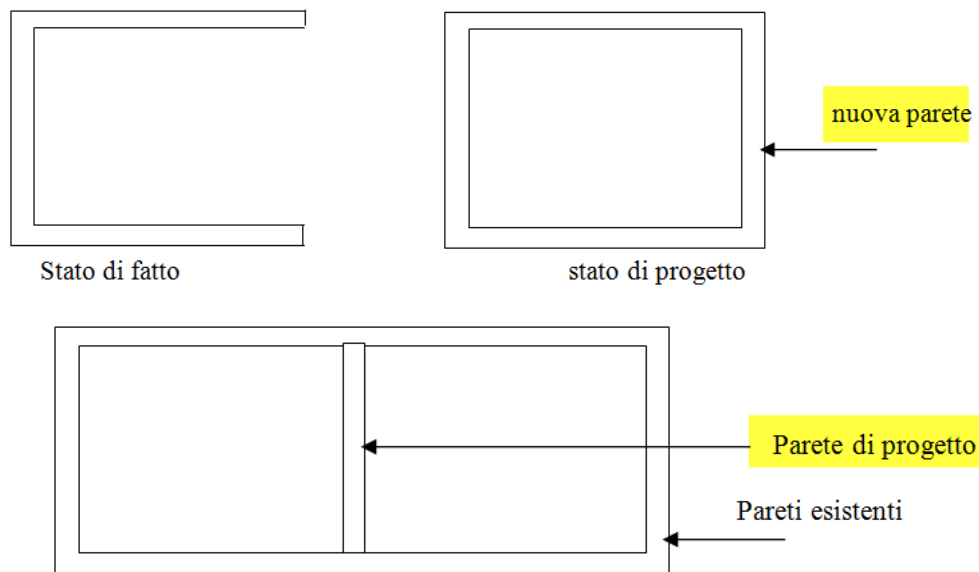
La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,4, mentre per le costruzioni di classe III e II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .

## CAPITOLO 8.

# COSTRUZIONI ESISTENTI



LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso  
verso la delegiferazione della norma tecnica.

**8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, valutati secondo la combinazione caratteristica per carichi gravitazionali di cui alla Equazione 2.5.2, superiori al 10%. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

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

Il valore di  $\zeta_E$  che deve essere raggiunto post operam dipende da quale sia la condizione sopra indicata che impone l'obbligo dell'adeguamento e dal livello di conoscenza che si vuole/può conseguire con le indagini.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere almeno  $\zeta_E=1,0$ . Nel caso c) si può assumere  $\zeta_E=0,80$ .

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

**8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, valutati secondo la combinazione caratteristica per carichi gravitazionali di cui alla Equazione 2.5.2, superiori al 10%. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere almeno  $\zeta_1=1,0$ . Nel caso c) si può assumere  $\zeta_1=0,80$ .

**8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;  $\zeta_E = 1$
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;  $\zeta_E = 1$
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, valutati secondo la combinazione caratteristica per carichi gravitazionali di cui alla Equazione 2.5.2, superiori al 10%. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;  $\zeta_E = 0,8$
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.  $\zeta_E = 1$

## CAPITOLO 8.

# COSTRUZIONI ESISTENTI

Tab. 2.4.Ib – Vita nominale  $V_N$  per i diversi tipi di costruzioni esistenti

TIPI DI COSTRUZIONI ESISTENTI		$V_N$ (anni)
1	Costruzioni provvisorie, provvisionali e di presidio	$\geq 2$
2	Costruzioni ordinarie	$\geq 30$
3	Costruzioni di durabilità straordinaria	$\geq 60$

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso  
verso la delegiferazione della norma tecnica.

**8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.



**8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura;

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

**8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

omissis

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

## CAPITOLO 9.

# COLLAUDO STATICO

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso  
verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE**expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho



CAPITOLO **10.**

**REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E  
DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

**LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE**  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE**expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho



## CAPITOLO **10.**

# REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

### **10.2. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO**

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista, dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Il progettista dovrà quindi esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. In tal senso la documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

## CAPITOLO 10.

# REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

### 10.2.1. RELAZIONE DI CALCOLO

omissis

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

E' opportuno che i tabulati generalmente forniti dai programmi automatici, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non facciano parte integrante della Relazione stessa, ma ne costituiscano un allegato.

## CAPITOLO 11.

# MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso  
verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE**expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho



## 11.2. CALCESTRUZZO

### 11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia; tali fibre possono essere realizzate in acciaio o materiale polimerico, e devono essere marcate CE in accordo alle norme europee armonizzate, quali la UNI EN 14889-1 ed UNI EN 14889-2 per le fibre realizzate in acciaio o materiale polimerico.

La miscela del calcestruzzo fibrorinforzato deve essere sottoposta a valutazione preliminare secondo le indicazioni riportate nel precedente § 11.2.3 con determinazione dei valori di resistenza a trazione residua  $f_{R1k}$  per lo Stato limite di esercizio e  $f_{R3k}$  per lo Stato limite Ultimo determinati secondo UNI EN 14651:2007.

■ Per la qualificazione del calcestruzzo fibrorinforzato e la progettazione delle strutture in FRC si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.



## **11.4. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE**

### **11.4.1. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE**

Per la qualificazione degli ancoranti per uso strutturale si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 001, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione. Con riferimento alla tabella 1.1 del paragrafo 1.2 dell'Annesso E della citata Linea guida ETAG 001, riguardante le categorie minime raccomandate per la qualificazione degli ancoranti in presenza di azioni sismiche, per tutte le classi d'uso di cui al punto 2.4.2 delle presenti norme, la categoria di prestazione da soddisfare è la C2, definita nella predetta Linea guida.

### **11.4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE STRADALE**

Per la qualificazione dei giunti di dilatazione si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 032, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione.

## **NTC 2008**

### **11.4 MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO**

Per l'impiego di materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura in strutture in cemento armato, si rimanda a quanto indicato nel § 4.6, tenendo anche conto di quanto specificato al § 11.1

## 11.8. COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

- 11.8.1. GENERALITÀ
- 11.8.3.1 CONTROLLO SUI MATERIALI PER ELEMENTI DI SERIE
- 11.8.3.2 CONTROLLO DI PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA
- 11.8.4.3 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA
- 11.8.4.4 SOSPENSIONI E REVOCHE
- 11.8.6. DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso  
verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE**expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho



## 11.10. MURATURA PORTANTE

### 11.10.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE

omissis

#### 11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante abbia dichiarato la resistenza media, il controllo sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m<sup>3</sup> di fornitura per elementi di Categoria II, e per ogni 650 m<sup>3</sup> per elementi di Categoria I. Ogni campione sarà costituito da  $n$  elementi ( $n \geq 6$ ) da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano  $f_1, f_2, \dots, f_n$  le resistenze a compressione degli elementi con  $f_1 < f_2 < \dots < f_n$ ; il controllo sul campione si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + \dots + f_n)/n \geq f_{bm} \quad [11.10.1]$$

$$f_1 \geq 0,80 f_{bm} \quad [11.10.2]$$

dove  $f_{bm}$  è la resistenza media a compressione dichiarata dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante non abbia dichiarato la resistenza media ma abbia dichiarato la sola resistenza caratteristica, il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m<sup>3</sup> di fornitura per elementi di Categoria II, innalzabili a 650 m<sup>3</sup> per elementi di Categoria I. Per ogni campione, siano  $f_1, f_2, \dots, f_6$  la resistenza a compressione dei sei elementi con  $f_1 < f_2 < \dots < f_6$ , il controllo si considera effettuato con esito positivo se risulta verificata la seguente disuguaglianza:  $f_1 \geq f_{bk}$ , dove  $f_{bk}$  è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal fabbricante.

Al Direttore dei Lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2011.

## 11.10. MURATURA PORTANTE

### 11.10.2. MALTE PER MURATURA

omissis

#### 11.10.2.4 PROVE DI ACCETTAZIONE

Le prove di accettazione sulle malte ad uso strutturale mirano a verificare che la resistenza della malta rispetti i valori di progetto assunti e specificati dal progettista.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

Il Direttore dei Lavori deve far eseguire prove di accettazione sulle malte, secondo quanto di seguito indicato.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e prevede il campionamento di almeno 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm ogni 350 m<sup>3</sup> di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a composizione prescritta o prodotte in cantiere, oppure ogni 700 m<sup>3</sup> di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a prestazione garantita, da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo quanto indicato nella norma UNI EN 1015-11:2007. Il valore medio delle resistenze a compressione misurate deve risultare maggiore o uguale del valore di progetto.

# GRAZIE PER L'ATTENZIONE!

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE  
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso  
verso la delegiferazione della norma tecnica.

**MADE**expo  
Milano Architettura Design Edilizia  
18\_21 | 03 | 2015  
Fiera Milano Rho

