

# LE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

## Le principali novità delle NTC 2018

*(i commenti sono visualizzabili cliccando il fumetto in alto a sinistra)*

## ITER DI APPROVAZIONE E PUBBLICAZIONE DELLA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE

- le modifiche alle NTC 2008 sono state presentate ufficialmente al CSLP [il 26 luglio 2013](#);
- [nell'ottobre 2014](#) è stata avviata la discussione della bozza delle nuove NTC;
- [nel novembre 2014](#) il CSLP ha dato il primo via libera alle nuove NTC;
- il testo approvato nel novembre 2014 è stato [diffuso a marzo 2015](#);
- alla fine del 2014 il CSLP ha [avviato la stesura della circolare applicativa](#) delle nuove NTC;
- Il 9 settembre 2016 è stata trasmessa alla Conferenza Unificata la [bozza aggiornata delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni](#);
- Il 27 settembre 2016 è stata pubblicata [la relazione illustrativa del Decreto Ministeriale di approvazione della revisione ed aggiornamento](#);
- Il 22 dicembre 2016 [la Conferenza Unificata ha espresso l'intesa sullo schema di Decreto](#), approvando definitivamente la revisione delle Norme tecniche per le Costruzioni;
- il 6 febbraio è stata [ricevuta dalla Commissione europea](#) la bozza delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni per la verifica della coerenza con la normativa comunitaria.
- La Commissione europea si è espressa a metà primavera 2017.

# Le principali novità delle NTC 2018

## DECRETA

### *Articolo 1*

#### *(Approvazione)*

1. È approvato il testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186, allegato al presente decreto. Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

### *Articolo 2*

#### *(Ambito di applicazione e disposizioni transitorie)*

1. Nell'ambito di applicazione del decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50, per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui all'articolo 1, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi. Con riferimento alla seconda e alla terza fattispecie del precedente periodo, detta facoltà è esercitabile solo nel caso in cui la consegna dei lavori avvenga entro cinque anni dalla data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui all'articolo 1. Con riferimento alla terza fattispecie di cui sopra, detta facoltà è esercitabile solo nel caso di progetti redatti secondo le norme tecniche di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
2. Per le opere private le cui opere strutturali siano in corso di esecuzione o per le quali sia già stato depositato il progetto esecutivo, ai sensi delle vigenti disposizioni, presso i competenti uffici prima della data di entrata in vigore delle Norme tecniche per le costruzioni di cui all'articolo 1, si possono continuare ad applicare le previgenti Norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi.

### *Articolo 3*

#### *(Entrata in vigore)*

1. Le norme tecniche di cui all'articolo 1 entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Infine, l'Assemblea ha evidenziato la necessità del tempestivo aggiornamento della Circolare n. 617/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008" per renderla coerente nei contenuti ed omogenea, anche sotto il profilo redazionale rispetto all'attuale revisione delle Norme tecniche; tale Circolare dovrebbe essere emanata pressoché contemporaneamente alla pubblicazione delle NTC.

# Le principali novità delle NTC 2018

## PUNTI CONDIVISI DA MIT E REGIONI DA INSERIRE IN CIRCOLARE ESPLICATIVA E LINEE GUIDA

### Punti da inserire nella circolare esplicativa

Si chiede che nella Circolare esplicativa dell'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni siano specificati i seguenti aspetti:

- In relazione al Punto 7.2.3. Fornire i valori indicativi per i due coefficienti  $S_a$  e  $q_a$  e indicare i criteri per poterli dedurre dalle condizioni di progetto (§7.2.3.).
- In relazione al Punto 7.3. Facendo richiamo al punto 7.2 "Comportamento strutturale" e in considerazione della Tab. 7.3.I, allo SLV, si nota che per le strutture definite non dissipative è  $q < 1,5$ . Questo significa che allo SLV una struttura progettata con  $q \leq 1,5$  può essere considerata non dissipativa e quindi considerata in campo elastico (o sostanzialmente elastico) e quindi anche non esplicitamente soggetta ai dettagli costruttivi previsti nel cap. 7 (vedi 7.4.1 primo paragrafo). Chiarire perché si debba usare  $q=1$  o  $q < 1,5$  per le verifiche SLE.
- In relazione al Punto 7.3.1. Descrivere, anche con schemi grafici semplici, le tipologie costruttive di cui alla Tab. 7.3. È opportuno, inoltre, chiarire a quale tipologia di pareti in c.a. ci si riferisce. Le pareti presenti nell'edificio possono avere varie funzioni oltre che essere limitate a parte della struttura. Ad esempio nel caso di pareti presenti solo al piano interrato (spesso controterra) ma non presenti in elevazione. Oppure pareti in elevazione ma presenti solo ai piani inferiori. Non è chiaro, infine, cosa si intenda per "strutture monolitiche a cella" oppure per "Strutture con pilastri incastrati (dove?) e orizzontamenti incernierati".
- In relazione al Punto 7.4.3.1. Descrivere, anche con schemi grafici semplici, le tipologie costruttive. Inoltre dovrà essere chiarita la definizione delle strutture a pareti estese "debolmente armate".
- In relazione al Punto 8.4.2. Chiarire cosa si intende per "variazione di classe d'uso", particolarmente per quanto riguarda i casi nei quali all'interno di un edificio siano previste varie destinazioni d'uso e/o varie Classi. Andrà quindi chiarito anche il caso di "cambio di classe d'uso parziale" di un edificio (ad esempio cinema a piano terra e abitazioni ai piani superiori).
- In relazione al Punto 8.4.3. Chiarire cosa si intenda per "sopraelevazione" e per "ampliamento".
- In relazione al Punto 8.7.1. Al fine di definire l'US minima cui estendere l'analisi e la progettazione degli interventi, all'interno degli aggregati strutturali, si chiede di individuare gli edifici o unità strutturali, che sono omogenee da cielo a terra e, in genere distinguibili dalle altre adiacenti per almeno una delle seguenti caratteristiche che possono individuare un comportamento dinamico distinto:
  - tipologia costruttiva;
  - differenza di altezza;
  - irregolarità planaltimetrica con parti non collegate efficacemente;
  - età di costruzione;
  - sfalsamento dei piani;
  - ristrutturazione completa da cielo a terra di una porzione di edificio.

### Chiarimenti da fornire con apposite Linee Guida

Si chiede al Ministero Infrastrutture e dei Trasporti di emanare, con apposito Decreto emanato su proposta del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e d'intesa con la Conferenza Unificata, delle Linee Guida volte a chiarire, tra l'altro i seguenti punti:

- individuazione, dal punto di vista strutturale, delle cd. "costruzioni e interventi di modesta rilevanza" e delle cd. "opere prive di rilevanza per la pubblica incolumità".
- caratterizzazione delle tipologie di cd. "piccoli musei" e di cd. "spazi espositivi" che possano essere compresi nella Categoria C1 (Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento) della Tab. 3.1.
- specificazione dei criteri e delle tipologie di intervento che possono essere classificati come "riparazioni" e come "interventi locale".

**Documento finale Regioni**  
**Allegato al parere del 22/12/2016**



## BOZZA DI REVISIONE DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

*Al fine di consentire la massima comprensione del testo, la presente versione del documento riporta in maniera tracciabile tutte le modifiche intercorse, nel corso della procedura di concerto interministeriale e di intesa presso la Conferenza Unificata, rispetto al testo Allegato al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell'Adunanza dell'Assemblea Generale del 14 novembre 2014.*

*In rosso sono le modifiche intercorse a seguito della procedura di concerto interministeriale, prima della trasmissione alla Conferenza Unificata.*

*In blu (grassetto sottolineato) quelle richieste a livello tecnico nel corso della procedura di intesa presso la Conferenza Unificata.*

*In verde (grassetto) modifiche editoriali o di dettagli, non in contrasto con il Parere del Consiglio Superiore dei LL.PP. e con quanto definito a livello tecnico con la Conferenza Unificata, che si sono intanto rese necessarie.*

## VALORE CARATTERISTICO DELLE AZIONI → TEMPO DI RITORNO

### 2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

*omissis*

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente:  $Q_{k1}$  rappresenta l'azione variabile di base e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

## COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

omissis

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

## CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## CAPITOLO 3

### Capitolo 3 - Azioni sulle costruzioni

Il Capitolo 3, *Azioni sulle costruzioni*, del testo in questione la si pone in sostanziale continuità con il testo normativo vigente, osservando che le modifiche apportate rispetto alle NTC 2008 si limitano, sostanzialmente, ai seguenti aspetti:

- il titolo del paragrafo 3.1.4, *Carichi variabili*, delle NTC 2008, è stato modificato in *Sovraccarichi*, termine in linea sia con la tradizione tecnica nazionale, sia con le più recenti traduzioni ufficiali degli Eurocodici; inoltre il relativo articolato è stato parzialmente modificato, inserendo opportune precisazioni ed eliminando alcune indicazioni pleonastiche; la Tabella 3.1.II *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni* è stata anch'essa rivista ed integrata per quanto concerne la definizione delle categorie d'uso;
- sono stati aggiunti i paragrafi 3.1.4.2 e 3.1.4.3, nei quali, così come nel paragrafo 3.1.4.1, è stata effettuata una distinzione più netta fra i carichi verticali uniformemente distribuiti, i carichi verticali concentrati ed i carichi orizzontali;

## AZIONE DEL VENTO

- al paragrafo 3.3, *Azioni del vento* ed ai relativi paragrafi 3.3.1 e 3.3.2, è stata ridefinita in maniera più esplicita la dipendenza della velocità di riferimento del vento dall'altitudine s.l.m. e dal periodo di riferimento, assunto coincidente con il periodo di ritorno; inoltre nella Tabella 3.3.III sono state inserite precisazioni anche in termini quantitativi riguardo alle classi di rugosità del terreno;
- al paragrafo 3.3.10 Avvertenze progettuali, le indicazioni relative all'azione del vento sono state semplificate, precisate e rese maggiormente operative per il progettista;

### 3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$c_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

$a_0, k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}, a_0, k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

## AZIONE DEL VENTO

### 3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

$v_b$  è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

$c_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$ .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

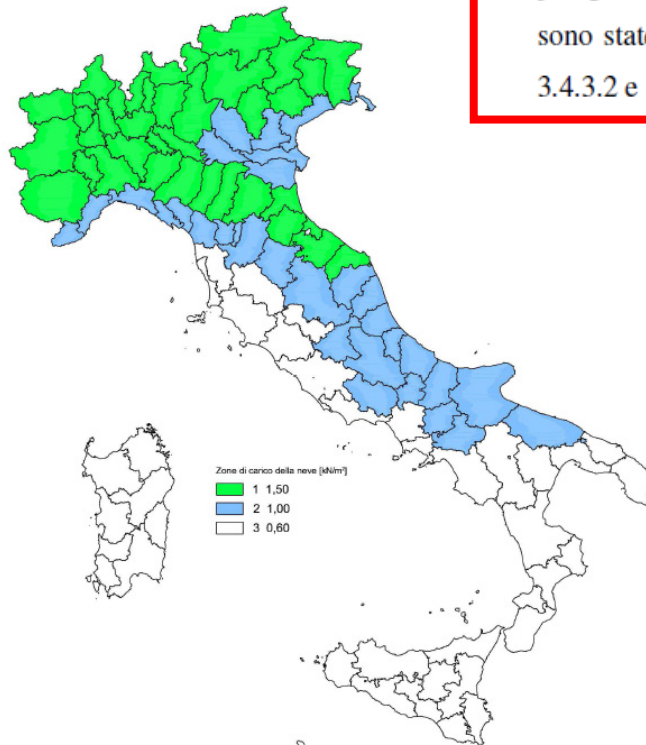
dove  $T_R$  è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ .



## CARICO DA NEVE

- al paragrafo 3.4.1 *Carico della neve sulle coperture*, è stata inserita una definizione del carico della neve più coerente con quelle dell'azione sismica e del vento; inoltre, al paragrafo 3.4.2 si è provveduto ad aggiungere alcune Province nella zonazione della neve e sono state dissociate le condizioni di carico della neve dalla presenza del vento (paragrafi 3.4.3.2 e 3.4.3.3);



Carichi da Neve

Provincia:

Altitudine (m):

Coefficiente di esposizione:

Coefficiente termico:

< Indietro **Avanti** > Annulla

## TENSIONE DI ADERENZA

### 4.1.2.1.1.4 *Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo*

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad [4.1.6]$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad [4.1.7]$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$  in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0,7$  in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, -in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$  per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$  per barre di diametro superiore

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copriferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2005.

## CALCESTRUZZO CONFINATO

- nel paragrafo 4.1.2.1.2.1, *Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo*, è stata introdotta, in accordo con l'Eurocodice 2, la relazione tensione - deformazione per il calcestruzzo confinato; al riguardo si evidenzia la necessità di aggiornare conseguentemente il testo della Circolare applicativa delle NTC;

In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad [4.1.9]$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad [4.1.10]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad [4.1.11]$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad [4.1.12]$$

essendo  $\sigma_2$  la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV mentre  $\varepsilon_{c2}$  ed  $\varepsilon_{cu}$  sono valutate in accordo al § 4.1.2.1.2.1.

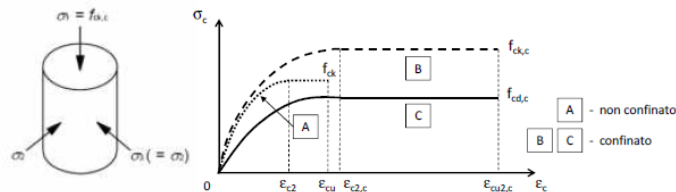


Fig. 4.1.2 – Modelli  $\sigma$ - $\varepsilon$  per il calcestruzzo confinato

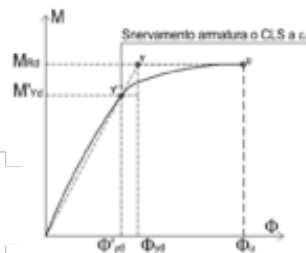
Nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non deve essere considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato.

## 4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA'

### DUTTILITA'

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$  può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione  $\phi_{yd}$  espressa dalla relazione seguente:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd} \quad \text{dove:}$$

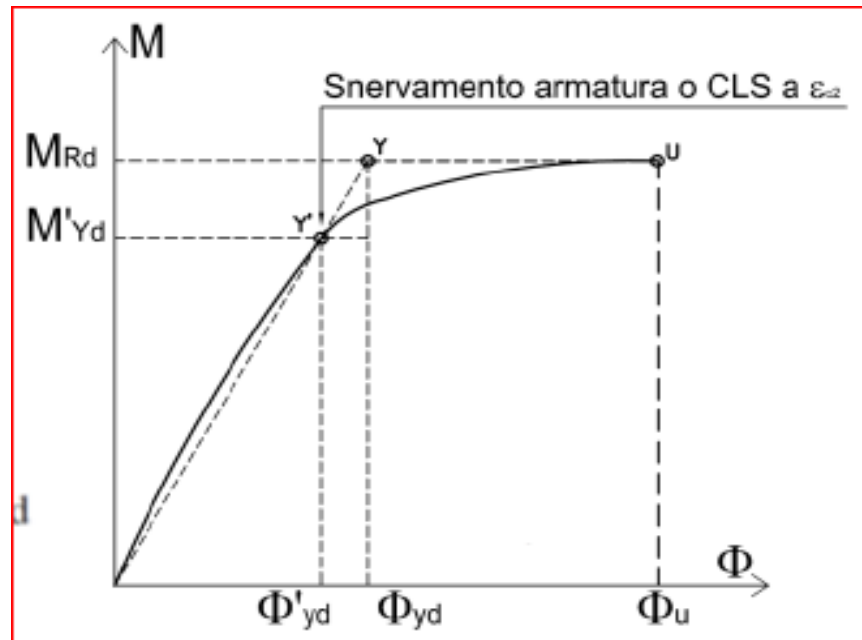


$\phi'_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ( $\epsilon_{c2}$  se si usa il modello parabola-rettangolo oppure  $\epsilon_{c3}$  se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

$M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione allo SLU;

$M'_{yd}$  è il momento corrispondente a  $\phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

## 4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA' DUTTILITA'



$M'_{Yd}$  è il momento corrispondente a  $\Phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

## CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

### 4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

OMISSIS....

Il coefficiente di snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_Y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad [4.2.51]$$

in cui  $M_{cr}$  è il momento critico elastico di instabilità flessione-torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella tabella Tab. 4.2.IX (b)

Il fattore  $f$  considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[ 1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \quad [4.2.53]$$

in cui il fattore correttivo  $k_c$  assume i valori riportati in Tab. 4.2.X. In particolare nel caso di variazione lineare del momento flettente  $\psi$  ( $-1 \leq \psi \leq 1$ ) rappresenta il rapporto tra il momento in modulo minimo ed il momento in modulo massimo presi entrambi con il loro segno.

Nel caso generale, si può assumere  $f=1$ ,  $\beta=1$ ,  $K_\chi=1$  e  $\bar{\lambda}_{LT,0}=0,2$ .

## CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

### 4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

#### **omissis**

Il concetto di connessione a completo o parziale ripristino si applica solo a travi nelle quali la verifica di resistenza delle sezioni critiche è effettuata con il metodo plastico. Un sistema di connessione si definisce a completo ripristino quando un incremento di resistenza della connessione non produce un incremento di capacità portante della trave. In caso contrario la connessione viene definita a parziale ripristino.

Il grado di connessione  $\eta$  è inteso, perciò, come il rapporto tra il numero effettivo di connettori a taglio presenti,  $N$ , e il numero di connettori che assicurano il completo sviluppo del momento resistente plastico della sezione composta,  $N_f$ .



## CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

### 4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

#### 4.3.4.3.1.1 Disposizione e limitazioni

I connettori a piolo devono essere duttili per consentire l'adozione di un metodo di calcolo plastico della connessione e per applicare il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave.

Tale requisito di duttilità della connessione si ritiene soddisfatto se essi hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm, ma tale valore deve essere convalidato da apposite prove o comunque certificato dal produttore dei pioli. In alternativa, il comportamento dei pioli può essere assunto come "duttile" sull'intera luce di una trave d'impalcato se:

- i pioli hanno una altezza minima dopo la saldatura pari a 76 mm ed un diametro pari a 19 mm;
- la sezione in acciaio ad I o H è laminata a caldo;
- quando, nel caso si utilizzino lamiera grecate per il solaio, queste siano continue sulla trave;
- in ogni greca sia disposto un unico piolo;
- la lamiera grecata soddisfi le limitazioni  $b_0/h_p \geq 2$  e  $h_p \leq 60$  mm (vedi Figure 4.3.4.a e 4.3.4.b);
- la forza agente in soletta sia calcolata utilizzando il metodo per il calcolo del momento plastico.

In ogni caso il grado di connessione  $\eta$ , definito al § 4.3.4.3, deve soddisfare le seguenti limitazioni

$$\eta \geq \max \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{355}{f_{yk}} \right) \cdot (1,0 - 0,04 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \text{ per } L_e \leq 25m \quad [4.3.7]$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25m$$

dove con  $L_e$  si è indicata la distanza, in metri, tra i punti di momento nullo nella parte di trave soggetta a momento positivo.

Alternativamente possono essere considerati come "duttili" i pioli aventi altezza non inferiore a 4 volte il loro diametro, un diametro compreso tra 16 mm e 25 mm, saldati su un profilo a piattabande uguali, ed un grado di connessione che rispetta le seguenti limitazioni:

$$\eta \geq \max \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{355}{f_{yk}} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \text{ per } L_e \leq 25m \quad [4.3.8]$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25m$$

Per una casistica più generale, si rimanda a normative di comprovata validità.

## CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

### 4.4.4. CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di progetto devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I.

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo  $q_{sk}$ , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento  $a_s$  inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini  $a_s$  superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

## CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Il coefficiente  $\gamma_M$  è valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7.

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A $\gamma_M$	Colonna B $\gamma_M$
<b>combinazioni fondamentali</b>		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
<b>combinazioni eccezionali</b>	1,00	1,00

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

Tabella 4.4.III - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

(NTC 2008)

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<b>- combinazioni fondamentali</b>	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
<b>- combinazioni eccezionali</b>	1,00

## CAPITOLO 4.5 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Con riferimento al paragrafo 4.5, *Costruzioni in muratura*, si rileva che, oltre ad aver reso più chiara l'interpretazione del testo normativo, sono state apportate essenzialmente le seguenti modifiche al testo delle NTC 2008, sulla base di quanto previsto negli Eurocodici e ampliamente sostenuto da ricerche e indagini sperimentali condotte su materiali prodotti in Italia:

- è stata considerata, fra i sistemi costruttivi, la muratura confinata, progettata con riferimento a quanto indicato nelle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 (Eurocodici 6 ed 8) con le relative Appendici nazionali;
- al § 4.5.2.2 *Elementi resistenti in muratura*, sono stati introdotti spessori minimi dei setti dei blocchi forati, ai fini del controllo dei meccanismi di rottura;
- al § 4.5.6.4 *Verifiche semplificate*, le regole costruttive sono state integrate con la prescrizione di percentuali minime di area resistente di muratura portante nelle due direzioni principali dell'edificio, caratteristica molto importante e non garantita dal controllo tensionale; è stato altresì modificato il titolo del paragrafo, che nelle NTC 2008 era intitolato impropriamente "*Verifica alle tensioni ammissibili*": si tratta del paragrafo riguardante gli edifici semplici, per i quali si effettua un controllo di tipo tensionale che non è riconducibile ad una verifica "alle tensioni ammissibili". Per quanto concerne il § 4.5.1 "Costruzioni in muratura" l'Assemblea ha concordato con l'opportunità di inserire in tale paragrafo, come proposto dalla Commissione Relatrice, l'avvertenza che, qualora vengano utilizzate tipologie murarie o materiali diversi da quelli esplicitamente richiamati nel testo, devono essere applicate le procedure di cui ai paragrafi 4.6 e 11.1 delle norme stesse;
- al § 4.5.2.3 *Murature*, rispetto al corrispondente testo delle NTC 2008 è stato aggiunto il seguente periodo: "*L'uso di giunti di malta sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) e/o di giunti verticali a secco va limitato ad edifici con numero di piani fuori terra non superiore a quanto specificato al § 7.8.1.2 ed altezza interpiano massima di 3.5 m.*"

## CAPITOLO 6 – GEOTECNICA



**6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**



**6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI**  
**6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**NTC 2018**

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

**Approccio 1:**

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

**Approccio 2:**

(A1+M1+R3).

**NTC 2008**

## CAPITOLO 6 – GEOTECNICA

STABILITA' DEI PENDII	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1		
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	
FONDAZIONI SUPERFICIALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
FONDAZIONI SU PALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
MURI DI SOSTEGNO	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
PARATIE	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1	DA1	
	A1+M1+R1	A1+M1+R1	A1+M1+R1 (R1=1.0)
TIRANTI DI ANCORAGGIO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA2		
	A1+M1+R3		
OPERE IN SOTTERRANEO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1		
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	(R1=R2=1.0)

Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi,  
esclusi EQU, UPL e HYD

## SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

### **3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

#### **3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE**

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad  $a_g \geq 0,15g$ .



## SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

### 3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

### 3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo  $\eta = 1$ , nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali)  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.I).

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

## 7.2.2 – CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Al §7.2.2, *Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali*, le modifiche apportate chiariscono il concetto di comportamento "dissipativo" e "non dissipativo" delle costruzioni; è stato inoltre inserito il concetto di "progettazione in capacità", più generale ed estensivo del termine "gerarchia delle resistenze", in esso ricompreso, già introdotto nel testo delle NTC 2008. Inoltre, nella Tabella 7.2.I, per ogni tipologia strutturale e relativi elementi strutturali e per le singole verifiche, sono stati raggruppati e dettagliatamente riportati i *fattori di sovreresistenza*  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nella progettazione in capacità, che nelle NTC 2008 erano citati ciascuno in un diverso paragrafo. L'inserimento di tali coefficienti in un'unica tabella sinottica risulta particolarmente utile a mostrare all'utilizzatore delle norme il quadro di insieme dei *fattori di sovreresistenza* attribuibili alle varie tipologie ed elementi strutturali per le diverse prestazioni richieste.

Comportamento strutt.:	<input type="text" value="Dissipativo"/>
Probabilità superamento p	<input type="text" value="Dissipativo"/>

## 7.2.2 – CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

### COMPORAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) comportamento strutturale non dissipativo,

oppure

b) comportamento strutturale dissipativo.

Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento  $q$  (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

### CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD "A"), a elevata capacità dissipativa, oppure;
- Classe di Duttività Media (CD "B"), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

# Le principali novità delle NTC 2018

## 7.2.2 – FATTORI DI SOVRARESISTENZA $\gamma_{Rd}$

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovreresistenza  $\gamma_{Rd}$  (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Rd}$	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrini (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastrini incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovreresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovreresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovreresistenza definiti al § 7.9.5			

In nessun caso la domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla può superare la domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere dimensionati progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) ed avere attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo.

## 7.2.3 – ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

Al § 7.2.3, *Criteri di progettazione di elementi strutturali "secondari" ed elementi non strutturali*, sono stati maggiormente chiariti, rispetto al testo delle NTC 2008, i seguenti aspetti:

- *Elementi secondari*: per gli elementi secondari ed i loro collegamenti è stato precisato che essi devono essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando sono soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC stato limite di collasso*;
- *Elementi costruttivi non strutturali*: sono stati chiariti i compiti delle varie figure coinvolte (progettista, direttore lavori e fornitore /installatore) per ciò che concerne la progettazione e l'installazione antisismica degli elementi costruttivi non strutturali.

In merito ai contenuti del suddetto § 7.2.3, in particolare riguardo alla valutazione della domanda sismica sugli elementi non strutturali, l'Assemblea ha ritenuto opportuno che tale problematica venga ulteriormente trattata nella nuova Circolare esplicativa delle NTC., nella quale dovrebbe essere inserita anche una Tabella esplicativa relativa agli *elementi costruttivi non strutturali*.

### 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 rigidità 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 rigidità ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari.



## ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI

### ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

### 7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l'installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

## 7.2.3 – ELEMENTI NON STRUTTURALI

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali **non appositamente progettati come collaboranti** (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidezza e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

$S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $S_a$  e  $q_a$  può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_s / T_i)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

Tabella 7.2.1 – Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	
Tramezzature e fasciate	2,0
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

NTC 2008



## 7.2.5 – REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

### FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

### FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci diametri; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidezza molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

omissis

## 7.3 – METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

# Le principali novità delle NTC 2018

## 7.3.1 – ANALISI LINEARE

**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*

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_u / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_u / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

## 7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

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 tavole incollate 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

## 7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

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	$3,0 \alpha_U / \alpha_1$

Ponti (§ 7.9.2.1)		
<b>Pile in calcestruzzo armato</b>		
Pile verticali inflesse	3,5 $\lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 $\lambda$	1,2
<b>Pile in acciaio:</b>		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
<b>Spalle</b>		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

## 7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

- a) Qualora la domanda in resistenza allo *SLV* risulti inferiore a quella allo *SLD*, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo *SLD* invece che allo *SLV*. In tal caso il fattore di comportamento allo *SLV* deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo *SLV* siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo *SLD*.
- b) Il valore di  $q$  utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .
- c) Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD" B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$



## 7.3.3.2 – ANALISI LINEARE STATICA

Al § 7.3.3.2, *Analisi lineare statica*, la formula inserita nelle NTC 2008 è stata sostituita con una formula conforme all'Eurocodice, che consente una stima più accurata del periodo fondamentale di vibrazione  $T_1$ .

### 7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza,  $T_1$  (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6c]$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

### NTC 2008

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove:  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

MasterSap  
Software per l'ingegneria  
Analisi, Verifiche e Disegno strutturale

Eccentricità accidentale:  %

Periodi principali: Valori utente

T1or1:  T1or2:

$\lambda$ : Valore calcolato

Fattori di struttura q per sisma orizzontale:  
Specifica qor1 e qor2

qor1:  qor2:

Duttilità:

AMV SOFTWARE COMPANY

Periodi principali: Valori automatici

T1or1:  T1or2:  Nf.:

## 7.3.4.2 – ANALISI NON LINEARE STATICA

### 7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

Il diagramma  $F_b-d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

#### *Gruppo 1 - Distribuzioni principali:*

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
  - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
  - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_C$

#### *Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:*

- distribuzione **uniforme** di forze, **da-intendersi-come derivata desunta** da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

## 7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

### 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.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

## 7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

### 7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

#### VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU I* e *II* ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \text{ per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \text{ per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r < 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r < 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

$h$  è l'altezza del piano.

## 7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

### 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.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello  $SLV$ , nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo  $SLC$ , nel caso si utilizzino modelli non lineari.



## 7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

### 7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B" contenute nel § 7.4.4.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo *SLC*, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative. **Il rispetto delle presenti norme è volto a garantire tali principi.**

Se tamponature di muratura appositamente progettate come collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che la loro progettazione e realizzazione siano eseguite in accordo con documenti di comprovata validità.



## 7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

Una struttura a pareti, nei termini sopra definiti, è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_C$ .

## 7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

### 7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo *SLC* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.

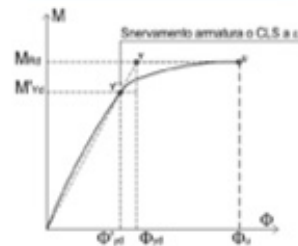
La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$  sussiste la relazione  $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$  (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  e il fattore di comportamento  $q$  sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

## 7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$  può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione  $\phi_{yd}$  espressa dalla relazione seguente:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd} \quad \text{dove:}$$



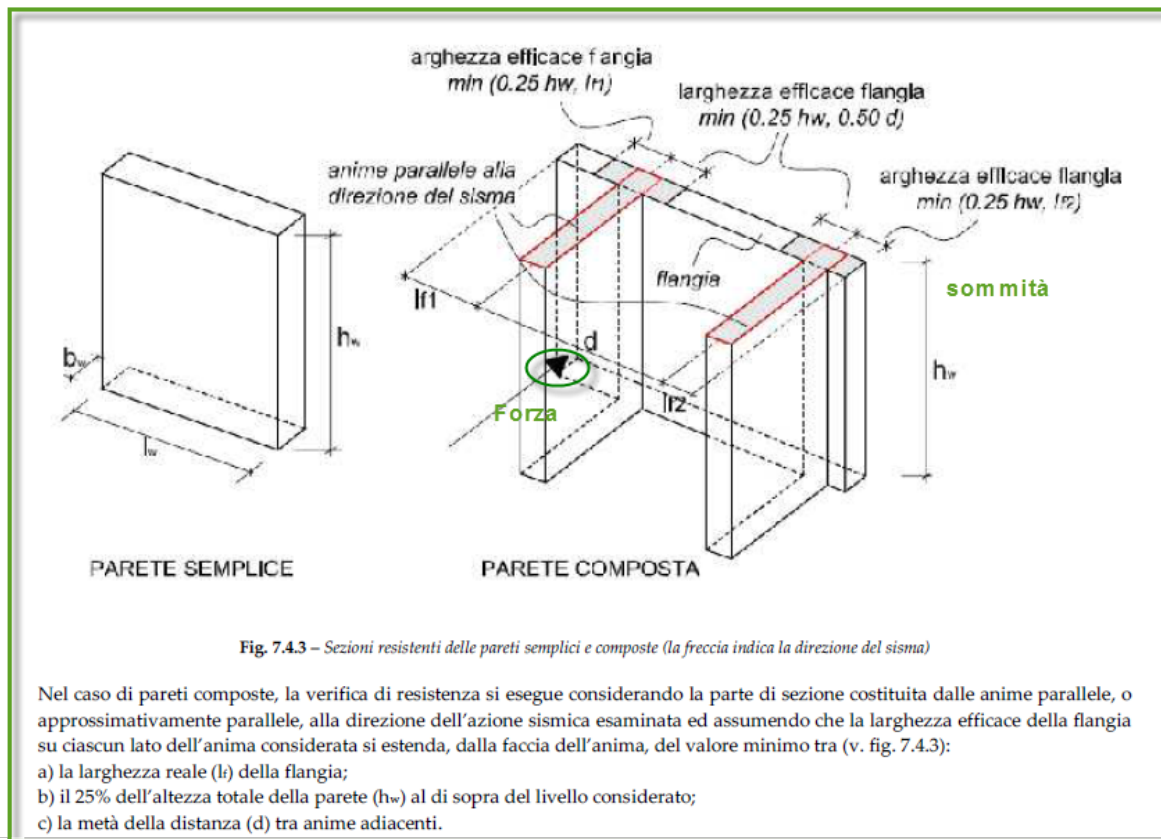
$\phi'_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ( $\epsilon_{c2}$  se si usa il modello parabola-rettangolo oppure  $\epsilon_{c3}$  se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

$M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione allo SLU;

$M'_{yd}$  è il momento corrispondente a  $\phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

## 7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO: PARETI COMPOSTE

- Al § 7.4.4.5, *Pareti*, le regole di progetto delle pareti in c.a. sono state riviste ed allineate a quelle dell'Eurocodice 8, distinguendo le verifiche in resistenza (flessione, taglio) di cui al § 7.4.4.5.1, dalle verifiche in duttilità, che sono state introdotte al §7.4.4.5.2.



## 7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

### 7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a  $\mu_\phi$  i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di  $q$  in queste espressioni ridotto del fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$ , dove  $M_{Ed}$  è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto e  $M_{Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata, in termini di fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , come rapporto tra la curvatura  $\phi_u$  cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale  $\phi_{ys}$  di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

Nelle sole regioni di estremità della sezione trasversale, dette “elementi di bordo”, si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento purché congiuntamente all'espulsione dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%); gli elementi di bordo (zone campite di fig. 7.4.6) si assumono di lunghezza  $l_c$  pari alla larghezza  $b_w$  della sezione diminuita dello spessore dei copriferri e di lunghezza  $l_c$  pari all'estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera  $\epsilon_{cu2}=0,35\%$ . In ogni caso:  $l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$

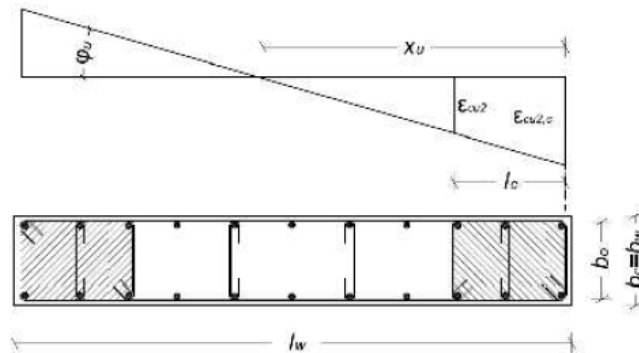


Fig. 7.4.6 – Elementi di bordo di una parete, diagramma delle corrispondenti curvature, schema esemplificativo delle armature di confinamento

Il valore di  $x_u$  si ricava dalla condizione di equilibrio della sezione nella combinazione di progetto sismica facendo riferimento, per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo  $\epsilon_{cu2}$ , alla quantità di armatura di confinamento effettivamente presente (v. § 4.1.2.1.2.1).

Nel caso si utilizzi la formulazione semplificata indicata al § 7.4.6.2.4 per eseguire la verifica di duttilità, si può porre  $l_c \geq \max(0.20 \cdot l_w, 1.5 \cdot b_w)$ .

## 7.4.6 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

### 7.4.6.2.2 Pilastrì

#### *Armature trasversali*

Alle estremità di tutti i pilastrì 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 consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

**A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.**

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 pilastrì 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 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:

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

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

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

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

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  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.

### 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:

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

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

- Al § 7.4.6.2.4, *Pareti*, sono state introdotte nuove prescrizioni sui quantitativi minimi di armatura da garantire nelle pareti al di fuori delle zone dissipative, raccomandando in particolare di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale  $\rho \geq 0,5\%$ , in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione  $\epsilon_c$  è maggiore dello 0,2%.
- Al § 7.4.6.2.4, *Dettagli costruttivi per la duttilità*, per le zone dissipative di base delle pareti primarie, è stato prescritto di eseguire le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2, precisando che, 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 di cui alle formule [7.4.3.2] e [7.4.3.3].

## 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.

## 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.

### *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 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 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:

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

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



# Le principali novità delle NTC 2018

## 7.5 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Ra}$  (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 sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30

Tabella 7.5.I - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  (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 sovrarresistenza 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.

## 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:

$$\mu = \theta_w / \theta_y$$

## 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

- Il § 7.5.3.2, *Verifiche di duttilità*, è stato ampliato e maggiormente dettagliato.
- Al § 7.5.4.2, *Collegamenti trave-colonna*, sono state inserite le prescrizioni riguardanti la progettazione in capacità trave-colonna.

## 7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Con riferimento al § 7.7, *Costruzioni di legno*, è stato stabilito che anche le costruzioni sismoresistenti di legno, coerentemente con le altre tipologie strutturali, devono essere progettate con una concezione strutturale in accordo con il comportamento dissipativo o non dissipativo.

Al § 7.7.1, *Aspetti concettuali della progettazione* relativi alle costruzioni di legno, è stato chiarito che ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda, mentre le componenti non dissipative (gli elementi strutturali) adiacenti devono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovrarresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per la classe di duttilità "A" e a 1,1 per la classe di duttilità "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali;

Al § 7.7.3, *Tipologie strutturali e fattori di comportamento*, è stato precisato che, nel caso di strutture con comportamento dissipativo, è obbligo del progettista giustificare la scelta dei valori assunti nei calcoli per il fattore  $q_0$ , sulla base della capacità dissipativa del sistema strutturale nonché dei criteri di dimensionamento dei collegamenti.

## 7.7 – COSTRUZIONI IN LEGNO

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 <b>tavole incollate</b> 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

Per le *Costruzioni di muratura*, di cui al § 7.8, sono state riviste le regole di progettazione. Al riguardo, in particolare, si evidenzia quanto segue.

- Al § 7.8.1.3, *Modalità costruttive e fattori di comportamento*, sono stati ricalibrati i fattori  $\alpha_{11}$  /  $\alpha_1$  per le diverse tipologie di costruzioni in muratura;
- Al § 7.8.1.4, *Criteri di progetto e requisiti geometrici*, la tabella 7.8.I *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma*, è stata ampliata per ricomprendere tutte le tipologie murarie considerate dalla norma.
- Al § 7.8.6.3, *Costruzioni di muratura confinata*, sono stati forniti i dettagli costruttivi per le costruzioni in muratura confinata, introdotte al par. 7.8.4.



## 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)
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>

## 7.11 – 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.

## CAPITOLO 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

### 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.

## CAPITOLO 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

### 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.



## CAPITOLO 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

- Al § 8.3, confermando che le verifiche sugli edifici esistenti vanno generalmente effettuate per i soli SLU, è stato precisato che per edifici di classe IV sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti;  
Si è inoltre precisato che *“Nelle verifiche 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...”*:

### 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.

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



## CAPITOLO 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

---

- Al § 8.4.1, ora denominato *Riparazione o intervento locale*, sono state maggiormente specificate le finalità degli interventi locali, precisando altresì che “*Il progetto e la valutazione della sicurezza (...)*” devono dimostrare “*che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti*”; ciò a differenza del testo del 2008, che stabiliva che “*Il progetto e la valutazione della sicurezza (...)*” devono dimostrare “*che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.*”  
E’ stata però introdotta la precisazione che “*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 di sicurezza*”.

## CAPITOLO 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

### 8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

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 III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore 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.

## CAPITOLO 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

### 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 destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla Equazione 2.5.2 includendo i soli carichi gravitazionali. 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.
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

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.

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

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.

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.

## CAPITOLO 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

### 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 8.

## COSTRUZIONI ESISTENTI

- Al § 8.5.3 dedicato alla *Caratterizzazione meccanica dei materiali*, oltre ad aver meglio definito i “beni culturali” da un punto di vista giuridico e introdotto anche la fattispecie relativa agli “insediamenti storici”, si è precisato che in relazione alle indagini e prove da effettuarsi ai fini della caratterizzazione predetta “*Le prove di cui alla Circolare 8 settembre 2010, n. 7617/STC, il prelievo dei campioni dalla struttura e l’esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all’articolo 59 del DPR 380/2001*”.
- Al § 8.5.4 sono stati meglio definiti i livelli di conoscenza, articolati in tre livelli progressivi da LC1 a LC3.
- al § 8.7.5 sono state precisate le verifiche da effettuare nel caso di interventi locali, prima limitate ai soli interventi di miglioramento e adeguamento.

A riguardo, come osservato dall’Assemblea, le modifiche sopra evidenziate costituiscono un primo passo in un auspicabile processo di revisione dell’approccio tecnico, scientifico e normativo nei confronti delle costruzioni esistenti, volto ad una più diffusa riduzione del rischio sismico del vastissimo patrimonio edilizio e infrastrutturale che caratterizza l’Italia. In tal senso l’Assemblea ha raccomandato che in tale processo di revisione, in riferimento alla valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti, l’approccio desumibile dal testo in esame possa essere esteso a tutte le azioni.

## 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

Per quanto concerne il Capitolo 11 il testo è stato sostanzialmente rivisto in accordo con le disposizioni del Regolamento UE sui prodotti da costruzione n. 305/2011 (nel seguito Regolamento), entrato integralmente in vigore in data 1.07.2013, che “*fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione ed abroga la Direttiva 89/106/CEE*”. Tale revisione è avvenuta anche in base all’esperienza acquisita nell’ambito delle attività istituzionali del Servizio Tecnico Centrale e delle Sezioni del Consiglio Superiore, nonché a seguito di osservazioni al testo pervenute dai settori professionali e produttivi.

## 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.

## 11.10. 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.

# Le principali novità delle NTC 2018

## 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.