



---

# AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE (NTC 2018)

---

Roma, 17 marzo 2018

**GIOVANNI CARDINALE**

Vice Presidente CNI

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

Spediz. abb. post. - art. 1, comma 1  
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA  UFFICIALE  
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA

Roma - Martedì, 20 febbraio 2018

SI PUBBLICA TUTTI I  
GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA  
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00186 ROMA - CENTRALINO 06-85001 - LIBRERIA DELLO STATO  
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00186 ROMA

N. 8

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE  
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

**Aggiornamento delle «Norme tecniche per  
le costruzioni».**

Art. 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'art. 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'art. 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'art. 1, si possono continuare ad applicare le previgenti Norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi.

Art. 3.

*Entrata in vigore*

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

Il presente decreto ed i relativi allegati sono pubblicati nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Roma, 17 gennaio 2018

## 2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- *robustezza*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Capitolo 8.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, i sistemi e i prodotti edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito prescritti.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a documenti, normativi e non, di comprovata validità.

**NOVITA' NTC2018:**  
INTRODOTTI I  
REQUISITI DI  
SICUREZZA  
ANTINCENDIO E  
DURABILITA'



**NOVITA' NTC2018:  
NUOVI ARTICOLI  
INTEGRALMENTE  
INSERITI**

➔ **2.2.3. SICUREZZA ANTINCENDIO**

Quando necessario, i rischi derivanti dagli incendi devono essere limitati progettando e realizzando le costruzioni in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti, nonché da limitare la propagazione del fuoco e dei fumi.

➔ **2.2.4. DURABILITA'**

Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione, e la specifica manutenzione, in modo tale che il degrado della struttura, che si dovesse verificare durante la sua vita nominale di progetto, non riduca le prestazioni della costruzione al di sotto del livello previsto.

Tale requisito può essere soddisfatto attraverso l'adozione di appropriati provvedimenti stabiliti tenendo conto delle previste condizioni ambientali e di manutenzione ed in base alle peculiarità del singolo progetto, tra cui:

- a) scelta opportuna dei materiali;
- b) dimensionamento opportuno delle strutture;
- c) scelta opportuna dei dettagli costruttivi;
- d) adozione di tipologie costruttive e strutturali che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti strutturali;
- e) pianificazione di misure di protezione e manutenzione; oppure, quando queste non siano previste o possibili, progettazione rivolta a garantire che il deterioramento della costruzione o dei materiali che la compongono non ne causi il collasso;
- f) impiego di prodotti e componenti chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche, indispensabili alla valutazione della sicurezza, e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Capitolo 11;
- g) applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali, soprattutto nei punti non più visibili o difficilmente ispezionabili ad opera completata;
- h) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

Le condizioni ambientali devono essere identificate in fase di progetto in modo da valutarne la rilevanza nei confronti della durabilità.

➔ **2.2.5. ROBUSTEZZA**

Un adeguato livello di robustezza, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, può essere garantito facendo ricorso ad una o più tra le seguenti strategie di progettazione:

- a) progettazione della struttura in grado di resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale, combinando valori nominali delle azioni eccezionali alle altre azioni esplicite di progetto;
- b) prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali alle quali la struttura può essere soggetta o riduzione della loro intensità;
- c) adozione di una forma e tipologia strutturale poco sensibile alle azioni eccezionali considerate;
- d) adozione di una forma e tipologia strutturale tale da tollerare il danneggiamento localizzato causato da un'azione di carattere eccezionale;
- e) realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili è possibile;
- f) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

**NOVITA' NTC2018:**  
VIENE INTRODOTTO IL  
TERMINE  
«CONVENZIONALMENTE»



## 2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

### 2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a  $P_N$ , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a  $P_N$  e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

**NOVITA' NTC2018:**  
NUOVO TESTO INSERITO



**NOVITA' NTC2018:**  
ELIMINAZIONE DEL  
CAPITOLO 2.7 CHE ERA  
PRESENTE NELLE NTC 2008

## 2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.01.92 per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### NTC 2008

#### 4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

##### 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

- 4.1.1 Valutazione della sicurezza e metodi di analisi
- 4.1.2 Verifiche agli stati limite
  - 4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi
  - 4.1.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio
- 4.1.3 Verifiche per situazioni transitorie
- 4.1.4 Verifiche per situazioni eccezionali
- 4.1.5 Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli
- 4.1.6 Dettagli costruttivi
- 4.1.7 Esecuzione

### NTC 2018

#### 4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

##### 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

- 4.1.1 Valutazione della sicurezza e metodi di analisi
- 4.1.2 Verifiche agli stati limite
  - 4.1.2.1 Materiali**
  - 4.1.2.2 Stati limite di esercizio**
  - 4.1.2.3 Stati limite ultimi**
- 4.1.3 Verifiche per situazioni transitorie
- 4.1.4 Verifiche per situazioni eccezionali
- 4.1.5 Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove**
- 4.1.6 Dettagli costruttivi
- 4.1.7 Esecuzione





#### 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

[...]

Nel seguito si intendono per calcestruzzi ordinari i calcestruzzi conformi al presente cap. 4.1 ed al 11.2, con esclusione dei calcestruzzi di aggregati leggeri (LC), di cui al cap. 4.1.12, e di quelli fibrorinforzati.

[...]

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza della Tab. 4.1.I.

Tabella 4.1.I – Classi di resistenza

NTC 2008

CLASSE DI RESISTENZA
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
C 32/40
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

Tab. 4.1.I – Classi di resistenza

Classe di resistenza
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

NTC 2018

Oltre alle classi di resistenza riportate in Tab. 4.1.I si possono prendere in considerazione le classi di resistenza già in uso C28/35 e C32/40.

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

#### 4.1.1.1. ANALISI ELASTICA LINEARE

[...]

I valori di  $\delta$  si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \epsilon_{cu}) x / d \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad [4.1.1]$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \epsilon_{cu}) x / d \quad \text{per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad [4.1.2]$$

dove  $x$  è l'altezza della zona compressa dopo la redistribuzione,  $d$  è l'altezza utile della sezione (Fig.4.1.4) ed  $\epsilon_{cu}$  è definita in § 4.1.2.1.2.1.

**Per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, il rapporto  $x/d$  nelle sezioni critiche non deve comunque superare il valore 0,45 per  $f_{ck} \leq 50$  MPa e 0,35 per  $f_{ck} > 50$  MPa.**

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.1. MATERIALI

NTC 2008

#### 4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

##### 4.1.2.1.1 Resistenze di calcolo dei materiali

In accordo con il Cap. 11, le resistenze di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_c \quad (4.1.3)$$

dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;

$\gamma_M$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

##### 4.1.2.1.1.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (4.1.4)$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a  $0,80 f_{cd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

NTC 2018

#### 4.1.2.1 MATERIALI

##### 4.1.2.1.1 Resistenze di progetto dei materiali

##### 4.1.2.1.1.1 Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad [4.1.3]$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a compressione va ridotta a  $0,80 f_{cd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.1. MATERIALI

NTC 2008

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

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

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad (4.1.7)$$

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:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$  mm

$\eta = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

NTC 2018

##### 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 1992-1-1:2015.

4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

4.1.2.1. MATERIALI

NTC 2008

NTC 2018

4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

4.1.2.1.2.1 Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione;

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  ed alla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .

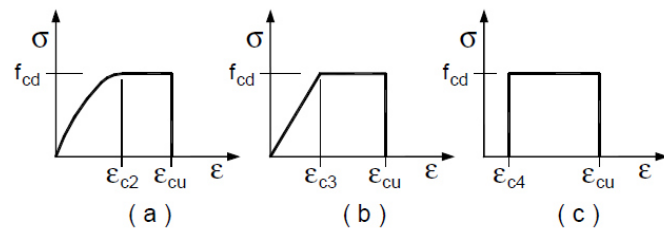
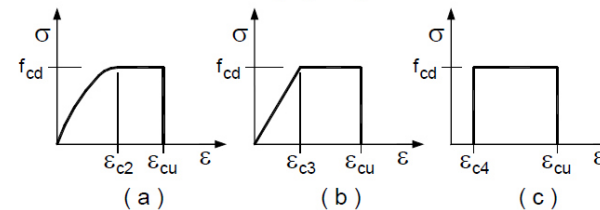


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

4.1.2.1.2 Diagrammi di progetto dei materiali'

4.1.2.1.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base alla resistenza di progetto  $f_{cd}$  e alla deformazione ultima di progetto  $\epsilon_{cu}$ .



ELIMINATO



## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.1. MATERIALI

##### *Calcestruzzo confinato*

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato triassiale. Questi modelli possono essere adottati nel calcolo sia della resistenza ultima sia della duttilità delle sezioni e devono essere applicati alle sole zone confinate della sezione.

Il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne, che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato. Le altre caratteristiche meccaniche si possono considerare inalterate.

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:

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

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

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

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

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

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.

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
CAPITOLO  
INSERITO

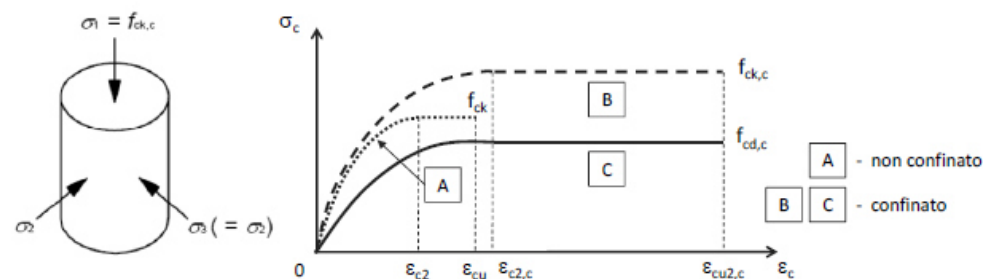


Fig. 4.1.2 - Modelli  $\sigma$ - $\varepsilon$  per il calcestruzzo confinato

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.1. MATERIALI

##### Calcestruzzo confinato

La pressione efficace di confinamento  $\sigma_2$  può essere determinata attraverso la relazione seguente:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l \quad [4.1.12.a]$$

dove  $\alpha$  è un coefficiente di efficienza ( $\leq 1$ ), definito come rapporto fra il volume  $V_{eff}$  di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume  $V_c$  dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e  $\sigma_l$  è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.

La pressione laterale può essere valutata, per ogni direzione principale della sezione, direttamente da considerazioni di equilibrio sul nucleo confinato, in corrispondenza della tensione di snervamento dell'armatura trasversale, come di seguito indicato.

a) Per sezioni rettangolari

Per le due direzioni principali della sezione  $x$  e  $y$  valgono, rispettivamente, le relazioni:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}; \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s} \quad [4.1.12.b]$$

dove  $A_{st,x}$  e  $A_{st,y}$  sono il quantitativo totale (aree delle sezioni) di armatura trasversale in direzione parallela, rispettivamente, alle direzioni principali  $x$  e  $y$ ,  $b_x$  e  $b_y$  sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe),  $s$  è il passo delle staffe,  $f_{yk,st}$  è la tensione caratteristica dell'acciaio delle staffe.

La pressione laterale equivalente  $\sigma_l$  può essere determinata attraverso la relazione:

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y}} \quad [4.1.12.c]$$

b) Per sezioni circolari

$$\sigma_l = \frac{2A_{st} \cdot f_{yk,st}}{D_0 \cdot s} \quad [4.1.12.d]$$

dove:  $A_{st}$  è l'area della sezione della staffa,  $D_0$  è il diametro del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe).

Il coefficiente di efficienza  $\alpha$  può essere valutato come prodotto di un termine relativo alla disposizione delle armature trasversali nel piano della sezione e di un termine relativo al passo delle staffe, attraverso la relazione:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad [4.1.12.e]$$

con:

a) per sezioni rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y) \quad [4.1.12.f]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_x)] \cdot [1 - s / (2 \cdot b_y)] \quad [4.1.12.g]$$

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
CAPITOLO  
INSERITO

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.1. MATERIALI

*Calcestruzzo confinato*

dove:  $n$  è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_s$  è la distanza tra barre consecutive contenute.

b) per sezioni circolari

$$\alpha_n = 1 \quad [4.1.12.h]$$

$$\alpha_s = \left[ 1 - s / (2 \cdot D_0) \right]^\beta \quad [4.1.12.i]$$

dove:  $\beta = 2$  per staffe circolari singole,  $\beta = 1$  per staffa a spirale.

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.

Nel caso di utilizzo di rinforzi appositamente progettati per il confinamento degli elementi è possibile considerare i modelli di comportamento riportati in riferimenti tecnici di comprovata validità.

**NOVITA'**  
**NTC2018:**  
NUOVO  
CAPITOLO  
INSERITO



4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO  
4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE  
4.1.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

NTC 2008

4.1.2.2.3 *Verifica delle vibrazioni*

Quando necessario:

- al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
- in tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature,

si effettuerà la verifica delle vibrazioni.

NTC 2018

4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

Quando richiesto, devono essere individuati limiti per vibrazioni:

- al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
- al fine di evitare possibili danni che compromettano il funzionamento di macchine e apparecchiature.

4.1.2.2.4.3 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

NTC 2008

4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO  
4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE  
4.1.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.1.2.2.4.4 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

NTC 2018

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.1.2.3.1 Generalità

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza,
- duttilità.

##### 4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale,
- resistenza a taglio e punzonamento,
- resistenza a torsione,
- resistenza di elementi tozzi,
- resistenza a fatica,
- stabilità di elementi snelli.

##### 4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità

Si deve verificare, ove richiesto al § 7.4 delle presenti norme, il rispetto del seguente stato limite:

- duttilità flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale.

##### 4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale

##### 4.1.2.3.4.1 Ipotesi di base

Per la valutazione della resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi monodimensionali, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

➔  
**NOVITA'**  
**NTC2018:**  
**NUOVO**  
**CAPITOLO**  
**INSERITO**

4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO  
4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE  
4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, , **in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle assie ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi di calcolo** e dai modelli  $\sigma - \epsilon$  e di cui nei punti precedenti, **la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:**

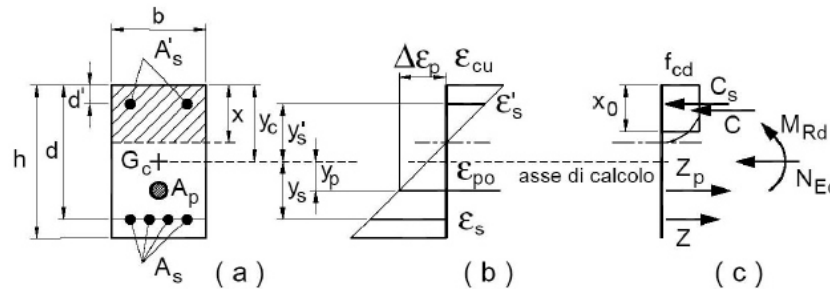


Fig. 4.1.4 - Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

**NOVITA' NTC2018**

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

**NOVITA' NTC2018**

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo:

$$M_{Ed} = e \times N_{Ed}$$

con eccentricità e pari almeno a  $0,05h \geq 20mm$  (con h altezza della sezione) **1/200 dell'altezza libera di inflessione del pilastro e comunque non minore di 20 mm.**

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità ~~4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione~~

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}}\right)^\alpha \leq 1 \quad [4.1.19]$$

dove

$M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$  sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$  sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi y e z.

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd} \quad [4.1.20]$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd}/N_{Rcd} \quad [4.1.21]$$

con  $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$ .

In mancanza di una specifica valutazione, può assumersi:

- per sezioni rettangolari:

$N_{Ed}/N_{Rcd}$	0,1	0,7	1,0
$\alpha$	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori diversi di  $N_{Ed}/N_{Rcd}$ ;

- per sezioni circolari ed ellittiche:  $\alpha = 2$ .

NOVITA'  
NTC2018



4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO  
4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE  
4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità ~~4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione~~

NOVITA'  
NTC2018



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:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd}$$

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 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

###### ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Senza escludere specifici approfondimenti, ~~necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55~~, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti e **delle resistenze ultime per punzonamento**, si deve considerare quanto segue.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{ctd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

NOVITA'  
NTC2018



## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

###### ELEMENTI CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

[...]

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_1 \leq \text{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\text{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$  mentre  $\tau$  e  $\sigma_1$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0 \quad (4.1.22)$$



#### 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

##### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

##### 4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

###### 4.1.2.1.3.4 Verifica al PUNZONAMENTO di lastre soggette a carichi concentrati

**Solette piene, solette nervate a sezione piena sopra alle colonne e fondazioni** Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

TESTO COORDINATO

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante  $2d$  dall'impronta caricata, con  $d$  altezza utile (media) della piastra stessa.

~~Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura.~~

**Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si può fare utile riferimento al § 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature al taglio, al § 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature al taglio.**

Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

###### Sollecitazioni composte

a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa all'armatura longitudinale richiesta dalla sollecitazione di flessione e sforzo normale, deve essere aggiunta l'armatura richiesta dalla torsione;
- nella zona compressa, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione e allo sforzo normale, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1 \quad (4.1.32)$$

I calcoli per il progetto delle staffe possono ~~effettuarsi~~ **ELIMINATO** separatamente per la torsione e per il taglio, sommando o sottraendo su ogni lato le aree richieste sulla base del verso delle relative tensioni.

Per l'angolo  $\theta$  delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto un unico valore per le due verifiche di taglio e torsione.

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.3. STATI LIMITE ULTIMI

#### 4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

##### NTC 2018

##### 4.1.2.3.9.2 Verifiche di stabilità per elementi snelli

##### Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$  non supera il valore limite

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{25}{\sqrt{v}} \quad [4.1.41]$$

dove

$v = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}})$  è l'azione assiale adimensionalizzata.

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione,  $l_0$ , ed il raggio d'inerzia,  $i$ , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad [4.1.42]$$

dove in particolare  $l_0$  va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Per le pareti il calcolo di  $l_0$  deve tenere conto delle condizioni di vincolo sui quattro lati e del rapporto tra le dimensioni principali nel piano.

NOVITA'  
NTC2018

##### NTC 2008

$$\lambda_{\text{lim}} = 15,4 \frac{C}{\sqrt{v}} \quad (4.1.33)$$

dove

$v = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}})$  è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$  dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ( $0,7 \leq C \leq 2,7$ );

$r_m = M_{01} / M_{02}$  è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ ).

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.5 PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

~~La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo norme di comprovata validità.~~

**I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).**

**Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.**

TESTO COORDINATO

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI

#### 4.1.6.1. ELEMENTI MONODIMENSIONALI: TRAVI E PILASTRI

##### 4.1.6.1.1 Armatura delle travi

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

TESTO COORDINATO

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, ~~calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.~~ **calcolata coerentemente con il modello a traliccio adottato per il taglio e quindi applicando la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute al momento flettente, in funzione dell'angolo di inclinazione assunto per le bielle compresse di calcestruzzo.**

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

**Eventuali armature longitudinali compresse di diametro  $\phi$  prese in conto nei calcoli di resistenza devono essere trattenute da armature trasversali con spaziatura non maggiore di  $15\phi$**

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI

#### 4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature; a tale scopo si può fare utile riferimento alla UNI EN 1992-1-1. ←

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

#### 4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Le armature longitudinali devono essere interrotte oppure sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di quanto prescritto al § 4.1.2.3.10. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldatura, eseguita in conformità alla norma UNI EN ISO 17660-1:2007. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali giunzioni sono qualificate secondo quanto indicato al § 11.3.2.9.

Per barre di diametro  $\varnothing > 32$  mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

Nell'assemblaggio o unione di due barre o elementi di armatura di acciaio per calcestruzzo armato possono essere usate giunzioni meccaniche mediante manicotti che garantiscano la continuità. Le giunzioni meccaniche possono essere progettate con riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

NOVITA'  
NTC2018

NOVITA'  
NTC2018!

NTC2008:  
«.. Non minore  
di 20 volte il  
diametro della  
barra»

NOVITA'  
NTC2018

UNI EN 1992 – 1 – 1

<b>SEZIONE 4</b>	<b>DURABILITÀ E COPRIFERRI</b>	<b>36</b>
4.1	Generalità	36
4.2	Condizioni ambientali	36
prospetto 4.1	Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1	37
4.3	Requisiti di durabilità	38
4.4	Metodi di verifica	38
4.4.1	Coprifero	38
4.4.1.1	Generalità	38
4.4.1.2	Coprifero minimo, $c_{min}$	38
prospetto 4.2	Coprifero minimo, $c_{min,b}$ , richiesto con riferimento all'aderenza	39
prospetto 4.3N	Classificazione strutturale raccomandata	39
prospetto 4.4N	Valori del coprifero minimo, $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080	40
prospetto 4.5N	Valori del coprifero minimo, $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione	40
4.4.1.3	Margine di progetto per gli scostamenti	41

prospetto 4.4N Valori del coprifero minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N Valori del coprifero minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

prospetto 4.2 Coprifero minimo,  $c_{min,b}$ , richiesto con riferimento all'aderenza

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Coprifero minimo $c_{min,b}$ <sup>*)</sup>
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente ( $\phi_n$ ) (vedere punto 8.9.1)

<sup>\*)</sup> Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare  $c_{min,b}$  di 5 mm.

## 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 4.1.7. ESECUZIONE

TESTO COORDINATO

Tutti i progetti devono contenere la descrizione delle specifiche di esecuzione in funzione della particolarità dell'opera, del clima, della tecnologia costruttiva.

In particolare il documento progettuale deve contenere la descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la maturazione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali.

**Analoga attenzione dovrà essere posta nella progettazione delle armature per quanto riguarda: la definizione delle posizioni, le tolleranze di esecuzione e le modalità di piegatura.**

Si potrà a tal fine fare utile riferimento alla norma UNI EN 13670-1: ~~2001~~ [“Esecuzione di strutture in calcestruzzo – Requisiti comuni”](#).



#### 5.1.2.4 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto ~~devrà~~ **deve** essere corredato da **uno studio di compatibilità' idraulica costituito da** una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento ~~della relazione dello studio~~ e delle indagini che ne costituiscono la base ~~saranno~~ **devono essere** commisurati all'importanza del problema **ed al livello di progettazione.**

**Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno  $T_r$  pari a 200 anni ( $T_r = 200$ ).**

**Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:**

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;
- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisoriale e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- l'esame delle conseguenze di urti ed abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

TESTO COORDINATO

~~Di norma~~ il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati **la sezione del #** corso d'acqua ~~attivo~~ **interessata dalla piena di progetto** e, se arginato, i corpi arginali.

Qualora ~~eccezionalmente~~ fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce **netta** minima tra pile contigue, **o fra pila e spalla del ponte**, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non ~~devrà~~ **deve** essere inferiore a 40 metri.

**Per i ponti esistenti eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore è ammesso l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato.**

**In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione dell'** ~~Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'~~ Autorità competente, **che si esprime** previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

#### 5.1.2.4 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni **in corrispondenza delle fondazioni dell'alveo** e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle **tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.**

**TESTO COORDINATO**  
~~La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni. Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte. Il franco idraulico, definito come la distanza liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m e comunque dovrà essere scelto~~ **tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza tra l'intradosso delle strutture ed il fondo alveo.**

**Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per un'ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.**

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

**Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (si assuma  $T_r = 1,001$ ) devono essere combinate con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente  $\Psi_0$  unitario.**

**Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione  $\Psi_1$ .**

## 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE GERARCHIA DELLE RESISTENZE

### 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).

La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.

Nei casi precisati in § 3.2.4.1 si deve inoltre tener conto della variabilità spaziale del moto sismico.

Gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da consentire la redistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Eccetto che per i ponti, deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, salvo che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura, deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali e di fondazioni dirette o miste, salvo che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità.

#### COMPORTEMENTO 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).

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
CAPITOLO  
INSERITO

## 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE GERARCHIA DELLE RESISTENZE

### 7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

#### 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"), ad elevata capacità dissipativa;
- 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.

#### PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ E FATTORI DI SOVRARESISTENZA

Sia per la CD" A" sia per la CD" B", s'impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità. Nelle sole costruzioni di muratura, essi s'impiegano dove esplicitamente specificato.

Questa progettazione ha lo scopo di assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile ed opera come segue:

- distingue gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili;
- mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili;
- mira a localizzare le dissipazioni di energia per isteresi in zone degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "duttili", coerenti con lo schema strutturale adottato.

Tali fini possono ritenersi conseguiti progettando la capacità in resistenza allo *SLV* degli elementi/meccanismi fragili, locali e globali, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi. Per assicurare il rispetto di tale disequaglianza, a livello sia locale sia globale, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente  $\gamma_{Ra}$ , detto "fattore di sovrarresistenza"; a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.

Per ogni tipologia strutturale:

- occorre assicurare, anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Ra}$  da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale, un adeguato fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Ra}$  dei meccanismi globali fragili. Ove non esplicitamente specificato nella presente norma, tale fattore deve essere almeno pari a 1,25;
- i fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Ra}$  da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale per i diversi elementi strutturali e le singole verifiche, sono riassunti nella tabella seguente:

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
CAPITOLO  
INSERITO

## 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE GERARCHIA DELLE RESISTENZE

### 7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

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

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Ra}$	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 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 pilastrì 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 sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ 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 sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ 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 sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
CAPITOLO  
INSERITO

## 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE GERARCHIA DELLE RESISTENZE

### 7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

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

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono sostenere la domanda allo *SLV* (vedi § 7.3) maggiorata di un coefficiente  $\gamma_{ra}$  almeno pari a 1,5.

#### SPOSTAMENTI RELATIVI IN APPOGGI MOBILI

Gli appoggi mobili devono essere dimensionati per consentire, sotto l'azione sismica corrispondente allo *SLC*, uno spostamento relativo nella direzione d'interesse tra le due parti della struttura che essi collegano, valutato come:

$$\Delta = d_{Es} + d_{Eg}$$

dove:

$d_{Es}$  è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura, valutato come radice quadrata della somma dei quadrati dei massimi spostamenti orizzontali nella direzione d'interesse delle due parti; tali massimi spostamenti sono calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4; per i ponti, lo spostamento relativo così ottenuto deve essere moltiplicato per 1,25,

$d_{Eg}$  è lo spostamento relativo tra il terreno alla base delle due parti della struttura collegate dall'appoggio mobile, calcolato come indicato al § 3.2.4.2.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

#### ZONE DISSIPATIVE E RELATIVI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone dissipative, esse devono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia, garantendo la capacità in duttilità relativa alla classe di duttilità scelta.

I dettagli costruttivi delle zone dissipative e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, sono fondamentali per un corretto comportamento sismico e devono essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
CAPITOLO  
INSERITO

## 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE GERARCHIA DELLE RESISTENZE

$$R_{\text{ELEMENTI FRAGILI}} \geq \gamma_{\text{Rd}} \cdot R_{\text{ELEMENTI DUTILI}}$$

$\gamma_{\text{Rd}}$  = coefficiente di sovraresistenza che tiene conto delle incertezze sui materiali e di modello

## 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

### 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 rigidità (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 rigidità (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 <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

<sup>(\*)</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

<sup>(\*\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, si svolgono soltanto in termini di duttilità e solo qualora le verifiche in duttilità siano espressamente richieste (v.§7.3.6.1)



## 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

### 7.4. COSTRUZIONI DI 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 spiccatto 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 rigidezza 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.

### 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza ~~e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.~~

~~Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC) di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa.~~

**L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi anche locali.**

La valutazione della sicurezza, **argomentata con apposita relazione**, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- ~~sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante~~ **sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi**

~~Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a~~ La valutazione della sicurezza **deve effettuarsi** quando ricorra anche una **sola** delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ~~ad~~ a **danneggiamenti prodotti da** azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative ~~imposte da cedimenti del terreno di~~ **conseguenti anche a problemi in** fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o **passaggio ad una** ~~della~~ classe d'uso **superiore della costruzione**;
- esecuzione interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità ~~e~~ **e/o** ne modifichino la rigidità.
- **ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui all'art. 8.4**
- **opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abilitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.**

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, **posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.**

TESTO COORDINATO

### 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

TESTO  
COORDINATO

Nella ~~La~~ valutazione della sicurezza, ~~da dovrà~~ effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali **di miglioramento o adeguamento** di cui al punto 8.4, ~~e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento~~ il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, **esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda**, i livelli di sicurezza ~~attuali~~ **precedenti all'intervento** o raggiunti con l'intervento ~~e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.~~

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria 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 siano 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.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6

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 riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'*i*-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto  $\zeta_{v,i}$  tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
TESTO  
INSERITO

## 8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **RIPARAZIONI O INTERVENTI LOCALI** che interessino **singoli elementi strutturali** ~~elementi isolati~~, e che comunque ~~comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti~~ **non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti.**
- **INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO** atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli ~~richiesti dalle presenti norme~~; **di sicurezza fissati all'art. 8.4.3.**
- **INTERVENTI DI ADEGUAMENTO** atti ~~a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme~~ **ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati all'art. 8.4.3.**

TESTO  
COORDINATO

INVERSIONE  
DELL'ORDINE  
DEGLI  
INTERVENTI

**Solo** gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico. Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 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.

NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO  
TESTO  
INSERITO

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.

## 8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

### 8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

~~In generale~~, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura ~~e interesseranno porzioni limitate della costruzione.~~

**Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:**

**NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO TESTO  
INSERITO**



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

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi ~~comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.~~ **Non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.**

**NOVITA'  
NTC2018:  
NUOVO TESTO  
INSERITO**



La relazione di cui al par. ~~8-2~~ **8.3** che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

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

## 8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

### 8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

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

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

~~È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.~~

**NOVITA'**  
**NTC2018:**  
**NUOVO TESTO**  
**INSERITO**

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 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

## 8.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

È fatto obbligo di procedere ~~alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario,~~ all'adeguamento della costruzione, ~~a chiunque~~ **quando si** intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione **e tali da alterarne significativamente la risposta;**
- c) apportare variazioni ~~di classe e/o~~ di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali **verticali** in fondazione superiori al 10%, **valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 dell'art. 2.5.3, 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 ~~organismo edificio~~ **sistema strutturale** diverso dal precedente; **nel caso di 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.**

TESTO COORDINATO

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), d), per la verifica della struttura, si deve avere  $\zeta \geq 1$ . Nei casi c) ed e) si può assumere  $\zeta \geq 0,8$ .**

**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, per la realizzazione di cordoli sommitali **o variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile,** ~~sempre che resti immutato il numero di piani,~~ non è considerata ~~sopraelevazione o~~ ampliamento, ai sensi dei punti a) ~~e b).~~ In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano ~~le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).~~ **una o più condizioni di cui agli altri precedenti punti.**

## 9 COLLAUDO STATICO

### 9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il collaudo statico, **inteso come procedura disciplinata dalle vigenti leggi di settore, riguarda il è finalizzato alla valutazione e** giudizio sul ~~comportamento e~~ le prestazioni, **come definite dalle presenti norme, delle parti dell'opera che svolgono funzione portante. delle opere e delle componenti strutturali comprese nel progetto ed eventuali varianti depositate presso gli organi di controllo competenti. In caso di esito positivo, la procedura si conclude con l'emissione del certificato di collaudo statico.**

Il collaudo statico, tranne casi particolari, va eseguito in corso d'opera ~~quando vengono posti in opera elementi strutturali non più ispezionabili, controllabili e collaudabili a seguito del proseguire della costruzione.~~

Le opere non possono essere poste in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico.

Il collaudo statico di tutte le opere di ingegneria civile regolamentate dalle presenti norme tecniche, deve comprendere i seguenti adempimenti:

- a) controllo di quanto prescritto per le opere eseguite sia con materiali regolamentati dal DPR 6.6.2001 n. 380, leggi n. 1086/71 e n. 64/74 sia con materiali diversi;
- b) ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali ove il collaudatore sia nominato in corso d'opera, e dell'opera nel suo complesso, con particolare riguardo alle parti strutturali più importanti.

L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del Direttore dei lavori e del Costruttore, confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito.

[...]

TESTO COORDINATO



## 11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

### 11.3 ACCIAIO

#### 11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

Nell'ambito degli acciai per carpenteria metallica, per i prodotti e/o componenti strutturali per cui non sia applicabile la marcatura CE, si definiscono

- Centri di trasformazione per carpenteria metallica: i centri di prelaborazione e le officine di produzione di carpenterie metalliche. I Centri di trasformazione devono possedere tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, salvo diversamente specificato al punto 11.3.4.11.2.
- Centri di produzione di elementi in acciaio: i centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo, le officine per la produzione di bulloni e chiodi, le officine di produzione di elementi strutturali in serie. Ai produttori di elementi tipologici in acciaio si applicano le disposizioni previste al §11.3.4.1 ed al § 11.3.1.7 per i centri di trasformazione. Agli elementi seriali da essi fabbricati si applicano le disposizioni di cui al punto 11.1.

**Classificazione per tipologia dei trasformatori e produttori di carpenterie metalliche non soggette a marcatura CE secondo UNI EN 1090-1.**

È utile ricordare che non esiste un **elenco ufficiale di prodotti coperti da marcatura CE**. Esistono **linee guida** (linea guida CEN/TR 17052:2017) da utilizzare **per stabilire se un prodotto rientra o meno nel campo di applicazione della UNI EN 1090-1**.

**Si dice che il prodotto è coperto dalla norma EN 1090-1 se:**

- 1. soddisfa i requisiti della EN 1090-2 e -3** (Esecuzione strutture in acciaio e in alluminio);
- 2. può definirsi prodotto strutturale da costruzione secondo il Regolamento Europeo 305/11** e quindi **deve essere incorporato in maniera permanente nell'opera da costruire e deve contribuire ad assolvere i Requisiti di Base n. 1 e 2 dell'opera (il Requisito 1 riguarda la Resistenza meccanica e la Stabilità, mentre il Requisito n.2 riguarda la Sicurezza in caso di incendio).**

Comunque il prodotto non è coperto dalla norma EN 1090-1 se esiste un'altra Specifica tecnica europea che lo riguarda, sia essa una norma armonizzata, un ETAG, un EAD o un ETA.

## 11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

### 11.3 ACCIAIO

#### 11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

A seconda delle tipologie di materiali pervenute in cantiere il Direttore dei Lavori deve effettuare i seguenti controlli:

- Elementi di Carpenteria Metallica: 3 prove ogni 90 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di quantità di acciaio da carpenteria non superiore a 2 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori, che terrà conto anche della complessità della struttura.

- Lamiere grecate e profili formati a freddo: 3 prove ogni 15 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di lamiere grecate o profili formati a freddo non superiore a 0.5 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- Bulloni e chiodi: 3 campioni ogni 1500 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 100, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- Giunzioni meccaniche: 3 campioni ogni 100 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 10, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

I controlli di accettazione devono essere effettuati prima della posa in opera degli elementi e/o dei prodotti.

I criteri di valutazione dei risultati dei controlli di accettazione devono essere adeguatamente stabiliti dal Direttore dei Lavori in relazione alle caratteristiche meccaniche dichiarate dal fabbricante nella documentazione di identificazione e qualificazione e previste dalle presenti norme o dalla documentazione di progetto per la specifica opera. Questi criteri tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova. Tali criteri devono essere adeguatamente illustrati nella "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali" predisposta dal Direttore dei lavori al termine dei lavori stessi.

Il nuovo DM 17/01/2018 definisce nel dettaglio le frequenze di controllo in base al tipo di materiale da controllare.

---

**Grazie per l'attenzione**

---