

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE

Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative,
federalismo burocratico ed un percorso verso
la delegiferazione della norma tecnica

Milano – 18 Marzo 2015

L'evoluzione delle Norme Tecniche dal 2008 ad oggi

Ing. Luciano Migliorini, Consigliere ISI, Vice Presidente AMV



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

MADEexpo
Milano Architettura Design Edilizia
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho



https://www.tuttoingegnere.it/PortaleCNI/it/news_view.page?contentId=NEW111921



CONSIGLIO NAZIONALE INGEGNERI

[Torna alla home page](#)

08/03/2015 **Revisione delle Norme tecniche per le costruzioni 2008**

Testo approvato dall'assemblea del CSLLP

A seguito dell'Assemblea del CSLLP del 14 novembre 2014, è stato approvato il testo di revisione delle NTC del 2008, inviato al Ministero delle Infrastrutture per l'iter legislativo, che prima della pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale prevede:

- Concerto tra Ministero delle Infrastrutture e Ministero dell'Interno ✓
- Parere del Dipartimento della Protezione Civile ✓
- Conferenza Stato-Regioni ✓
- Verifica di coerenza con la normativa in sede europea ✓

Nell'impossibilità di prevedere i tempi sulla conclusione dell'iter si considera ragionevole ipotizzare che la pubblicazione del Decreto possa avvenire entro la fine del corrente anno.

NTC 2014

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 per le quali è stata progettata.

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 ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero 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.

NTC 2008

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 ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero 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;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

VITA NOMINALE

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 ⁽¹⁾	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

NTC 2014

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

NTC 2008

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

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

NTC 2012

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

VALORE CARATTERISTICO DELLE AZIONI → TEMPO DI RITORNO

2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

omissis

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

COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI

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

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

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

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

omissis

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

CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

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

VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

2.7. VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

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

Limitatamente alle costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II (Tab. 2.4.Ia e 2.4.Ib), per le quali, agli SLV, $a_g S \leq 0,07g$, nei riguardi dello Stato Limite di Salvaguardia delle Vita (SLV) definito al §3.2.1, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al DM LLPP 14 febbraio 1992, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al DM LLPP 20 novembre 1987, per le strutture in muratura e al DM LLPP 11 marzo 1988 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.

VALORI DEI SOVRACCARICHI

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento)	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, alberghi e ospedali, atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN).	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

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

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

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

SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

I sovraccarichi verticali concentrati Q_k riportati nella Tab. 3.1. Il formano oggetto di verifiche locali distinte e non si applicano contemporaneamente ai carichi verticali ripartiti utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse, i parcheggi e le aree di transito (categorie F e G). Per le costruzioni di categoria F. I carichi si applicano su due impronte di 100 x 100 mm, distanti assialmente 1,80 m. Per le costruzioni di categoria G i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente 1,80 m.

RIDUZIONE SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

Analogamente ai carichi permanenti non strutturali definiti al § 3.1.3 ed in linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i sovraccarichi potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

Per le categorie d'uso A, B, C, D, H e I, i sovraccarichi verticali distribuiti che agiscono su di singolo elemento strutturale facente parte di un orizzontamento (ad esempio una trave), possono essere ridotti in base all'estensione dell'area di influenza A [m²] di competenza dell'elemento stesso. Il coefficiente riduttivo α_A è dato da

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{10}{A} \leq 1,0 \quad [3.1.1]$$

essendo ψ_0 il coefficiente di combinazione (Tab. 2.5.I). Per le categorie C e D, α_A non può essere minore di 0,6.

Analogamente, per le sole categorie d'uso da A a D, le componenti di sollecitazione indotte dai sovraccarichi agenti su membrature verticali, tra i quali pilastri o setti, facenti parte di edifici multipiano con più di 2 piani, possono essere ridotti in funzione del numero di piani caricati n, essendo il coefficiente riduttivo α_n dato da

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad [3.1.2]$$

I due coefficienti riduttivi α_A e α_n non possono essere combinati.

Circ. 04/07/1996 n. 156

C.5.5. COEFFICIENTE DI RIDUZIONE

In relazione alla possibilità di ridurre i sovraccarichi, prevista nell'ultimo capoverso del paragrafo 5.2., quando si verificano elementi strutturali quali travi, pilastri, pareti portanti, fondazioni, interessati da carichi variabili su superfici ampie, da presumersi non caricate per intero contemporaneamente col massimo sovraccarico, il valore del sovraccarico, purché, appartenente tutto alla stessa categoria, potrà essere mediamente ridotto su tali superfici, rispetto a quello indicato nel prospetto 5.1., in funzione della estensione della superficie caricata complessiva di spettanza dell'elemento verificato.

Detta A la superficie caricata complessiva, espressa in m², sulla quale agisce il sovraccarico che compete all'elemento considerato e che può estendersi su uno o più piani, potrà assumersi un coefficiente di riduzione del sovraccarico stesso, come segue:

Cat. 1, 2, 6, 8: $1 \geq \alpha \geq 0,50 + 10/A$
Cat. 3, 4: $1 \geq \alpha \geq 0,75 + 10/A$

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

MADEexpo
Milano Architettura Design Edilizia
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho



AZIONE DEL VENTO

3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

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

dove:

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

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

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

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

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

AZIONE DEL VENTO

3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

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

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

dove

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

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

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

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

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

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

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche e del vento sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	II	III	IV	
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

AZIONE DEL VENTO

Classe di rugosità

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

AZIONE DEL VENTO

3.3.10. AVVERTENZE PROGETTUALI

Le azioni del vento sui ponti lunghi, sugli edifici alti e più in generale sulle costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica, possono dare luogo a forze trasversali alla direzione del vento e a momenti torcenti di notevoli intensità. Tali azioni possono essere ulteriormente amplificate dalla risposta dinamica della struttura.

Agli ultimi piani degli edifici alti, le azioni del vento possono causare oscillazioni (soprattutto accelerazioni di piano) le cui conseguenze variano, nei riguardi degli occupanti, dalla non percezione sino al fastidio e, in alcuni casi, all'intollerabilità fisiologica.

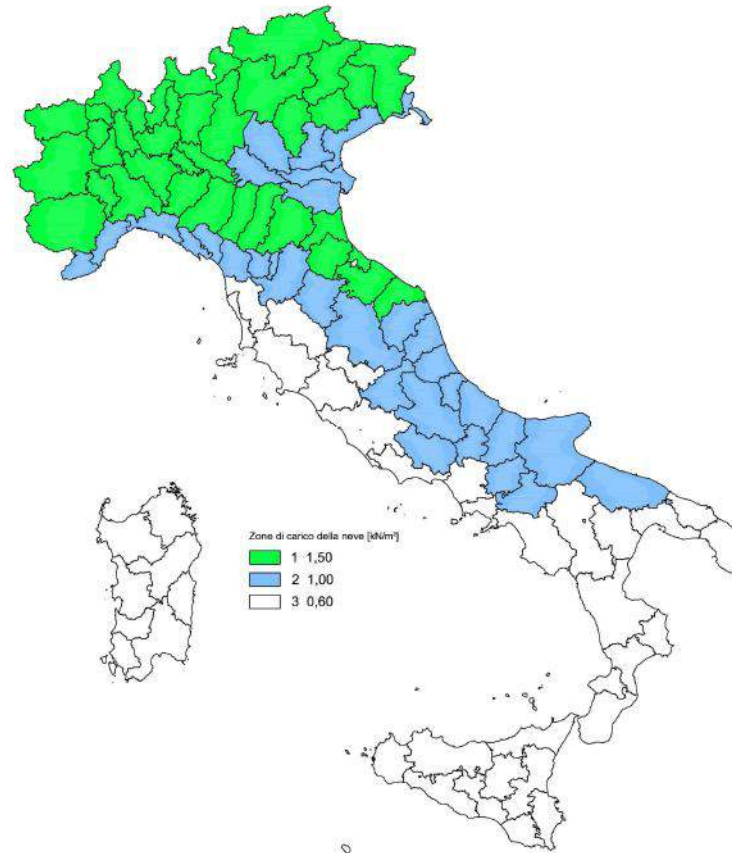
Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiere, torri di telecomunicazioni o singoli elementi di carpenteria si deve tenere conto degli effetti dinamici indotti al distacco alternato dei vortici dal corpo investito dal vento. Tali effetti possono essere particolarmente severi quando la frequenza di distacco dei vortici uguaglia una frequenza propria della struttura, dando luogo a un fenomeno di risonanza. In questa situazione le vibrazioni sono tanto maggiori quanto più la struttura è leggera e poco smorzata. L'occorrenza di fenomeni di risonanza in corrispondenza di velocità del vento relativamente piccole e quindi frequenti richiede particolari attenzioni nei riguardi della fatica.

Per strutture particolarmente deformabili, leggere e poco smorzate, l'interazione del vento con la struttura può dare luogo ad azioni aeroelastiche, i cui effetti modificano le frequenze proprie e/o lo smorzamento della struttura sino a causare fenomeni di instabilità, fra i quali il galoppo, la divergenza torsionale ed il flutter. Il galoppo è tipico di cavi ghiacciati o percorsi da rivoli d'acqua, di elementi di carpenteria e più in generale di elementi strutturali di forma non circolare. La divergenza torsionale è tipica in generale di lastre molto sottili. Il flutter è tipico di ponti sospesi o strallati o di profili alari.

Per strutture o elementi strutturali ravvicinati e di analoga forma, ad esempio edifici alti, serbatoi, torri di refrigerazione, ponti, ciminiere, cavi, elementi di carpenteria e tubi, possono manifestarsi fenomeni di interferenza tali da modificare gli effetti che il vento causerebbe se agisse sulle stesse strutture o elementi strutturali isolati. Tali effetti possono incrementare le azioni statiche, dinamiche e aeroelastiche del vento in modo estremamente severo.

In tutti i casi sopra citati si raccomanda di fare ricorso a dati suffragati da opportuna documentazione, o ricavati per mezzo di metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

CARICO DA NEVE



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

MADEexpo
Milano Architettura Design Edilizia
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho



CARICO DA NEVE

3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

NTC 2008

Tempo di ritorno

I valori proposti dalla norma si riferiscono ad un tempo di ritorno di 50 anni. Come già per il vento le NTC 2014 forniscono indicazioni per le opere transitorie, ma non per tempi di ritorno maggiori (comunque la normativa nazionale può essere eventualmente di aiuto).

TEMPERATURA

3.5.2. TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

La temperatura dell'aria esterna, T_{est} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, T_{max} o T_{min} dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.



Fig. 3.5.1 – Zone della temperatura dell'aria esterna.

Tab. 3.5.II - Valori di ΔT_e per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_e
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Nelle espressioni seguenti, T_{min} o T_{max} sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento a_i (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I
Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{max} = 42 - 6 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.2]$$

Zona II
Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{min} = -8 - 6 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.4]$$

Zona III
Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{min} = -8 - 7 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{max} = 42 - 0.3 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.6]$$

Zona IV
Calabria, Sicilia:

$$T_{min} = -2 - 9 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_i / 1000 \quad [3.5.8]$$

COEFFICIENTI DI DILATAZIONE TERMICA

3.5.7. EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente α_T riportati in Tab. 3.5.III.

Tab. 3.5.III - Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente

Materiale	α_T [$10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

3.6. AZIONI ECCEZIONALI

E' stato aggiornato il capitolo riguardante le azioni eccezionali, in particolare per quanto riguarda il tema degli urti. Consultare il relativo paragrafo.

CAPITOLO 4 – COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

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

Tabella 4.1.I – Classi di resistenza

CLASSE DI RESISTENZA
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
NTC 2008 C 32/40
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

omissis

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.

TENSIONE DI ADERENZA

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

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

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

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

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

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

in cui

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

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

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

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

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

CALCESTRUZZO CONFINATO

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 σ_2 la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV mentre ε_{c2} ed ε_{cu} sono valutate in accordo al § 4.1.2.1.2.1.

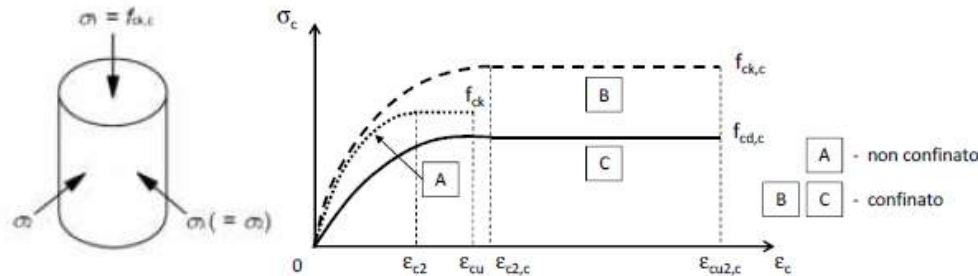


Fig. 4.1.2 - Modelli σ - ε per il calcestruzzo confinato

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

4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA’ ECCENTRICITA’ NEI PILASTRI

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno ad $1/200$ dell’altezza libera di inflessione del pilastro, -e comunque non minore di 20 mm.

4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA'

VERIFICA SEMPLIFICATA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA

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 α 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
α	1,0	1,5	2,0

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

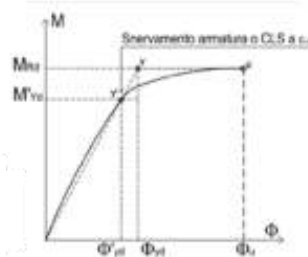
- per sezioni circolari ed ellittiche: $\alpha = 2$.

4.1.2.3.4.2 – VERIFICHE DI RESISTENZA E DUTTILITA'

DUTTILITA'

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ 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 ϕ_{yd} espressa dalla relazione seguente:

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



ϕ'_{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 (ϵ_{c2} se si usa il modello parabola-rettangolo oppure ϵ_{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 ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

4.1.2.3.5.4 – VERIFICHE AL PUNZONAMENTO

4.1.2.3.5.4 *Verifica al punzonamento*

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

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 distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della soletta.

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 fondazioni si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

4.1.10 – NORME ULTERIORI PER LE STRUTTURE PREFABBRICATE

- 4.1.10.1 **Prodotti prefabbricati non soggetti a marcatura CE**
- 4.1.10.2.1 **Prodotti prefabbricati in serie dichiarata**
- 4.1.10.5.2 **Realizzazione delle unioni e dei collegamenti**

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

OMISSIS....

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

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

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

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

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

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

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

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

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

E' stato rivisto l'argomento della fatica per le strutture in acciaio. Il paragrafo merita un'attenzione specifica.

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

UNIONI CON BULLONI

4.2.8.1 UNIONI CON BULLONI, CHIODI E PERNI SOGGETTI A CARICHI STATICI

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in “non precaricate” e “precaricate”.

Le unioni realizzate con chiodi si considerano sempre “non precaricate” e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio.

I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi

Nei collegamenti con bulloni “non precaricati” gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.1.

Nei collegamenti con bulloni “precaricati” gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.2.

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore. Il momento di serraggio M per tali unioni è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,c} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} \quad [4.2.65]$$

dove: d è il diametro nominale della vite, A_{res} è l'area resistente della vite e f_{tbk} è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV.

Tabella 4.2.XV - Classi funzionali per i bulloni

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore k_i del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio k_m del fattore e suo coefficiente di variazione V_k dichiarati sulla con-

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

11.3.4.6 BULLONI E CHIODI

11.3.4.6.1 Bulloni "non a serraggio controllato"

Agli assiemi Vite/Dado/Rondella impiegati nelle giunzioni 'non precaricate' si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 15048-1.

In alternativa anche gli assiemi ad alta resistenza conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1 sono idonei per l'uso in giunzioni non precaricate.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIII.a.

Tab. 11.3.XIII.a

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza	
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1
4.8			
5.6	5; 6 oppure 8		
5.8			
6.8	6 oppure 8		
8.8	8 oppure 10	100 HV min oppure 300 HV min.	
10.9	10 oppure 12		

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente Tab. 11.3.XIII.a sono riportate nella seguente Tab. 11.3.XIII.b:

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

CAPITOLO 4.2 – COSTRUZIONI IN ACCIAIO

UNIONI CON BULLONI (CAPITOLO 11) BULLONI PRECARICATI

11.3.4.6.2 Bulloni "a serraggio controllato"

Agli assiemi Vite/Dado/Rondella impiegati nelle giunzioni 'Precaricate' si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIV.

Tab. 11.3.XIV

Sistema	Viti		Dadi		Rondelle	
	Classe di resistenza	Riferimento	Classe di resistenza	Riferimento	Durezza	Riferimento
HR	8.8	UNI EN 14399-1	8	UNI EN 14399-3	300-370 HV	UNI EN 14399 parti 5 e 6
	10.9	UNI EN 14399-3	10	UNI EN 14399-3		
HV	10.9	UNI EN 14399-4	10	UNI EN 14399-4		

CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

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

omissis

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

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

CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

4.3.4.3.1.1 Disposizione e limitazioni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

CAPITOLO 4.3 – COSTRUZIONI COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.3.5.3 RESISTENZA DELLE SEZIONI

4.3.5.3.1 Resistenza della sezione per tensioni normali

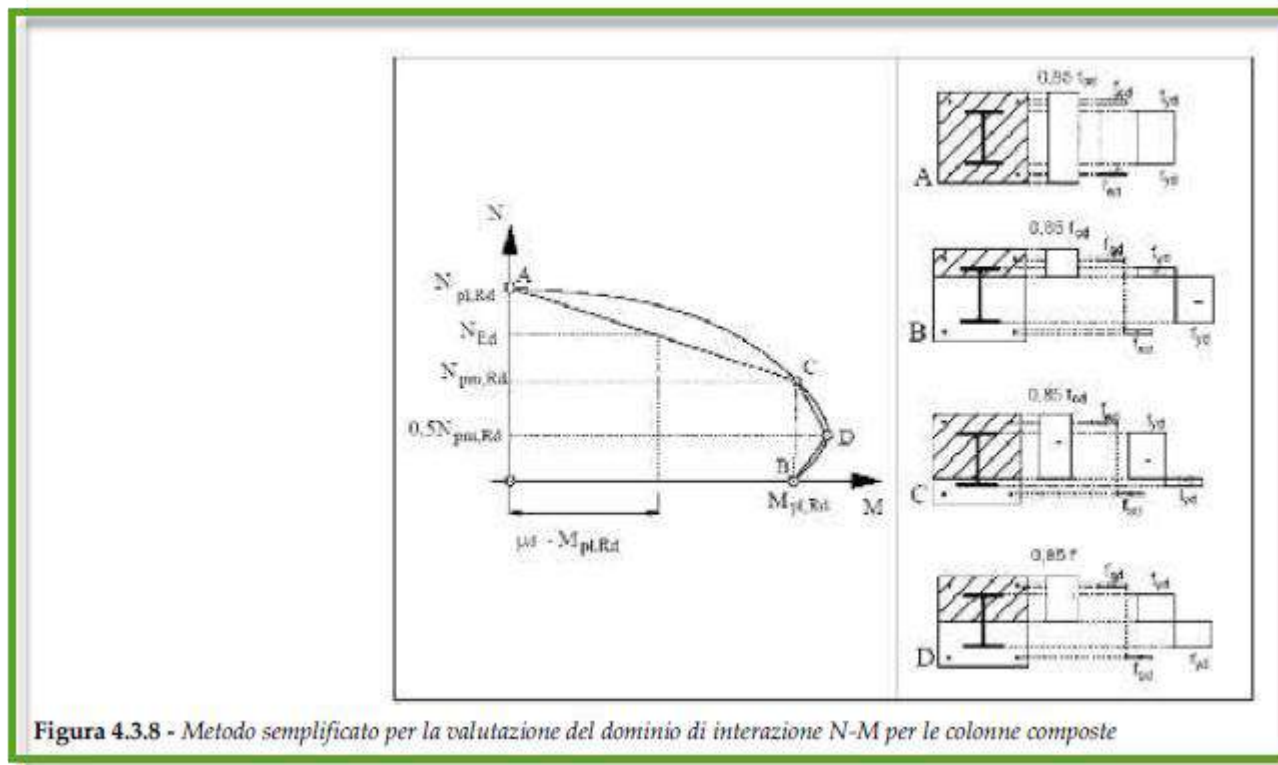


Figura 4.3.8 - Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

4.4.4. CLASSI DI DURATA DEL CARICO

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

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

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

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

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

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

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

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

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Tabella 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

(NTC, 2008)

Stati limite ultimi	γ_M
combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
combinazioni eccezionali	1,00

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

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

Tab. 4.4.IV -Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio Legno lamellare incollato (*) LVL	UNI EN 14081-1 UNI EN 14080 UNI EN 14374, UNI EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	UNI EN 636:2013	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 – OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
2	-		-	-	0,45	0,80		
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

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

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

CAPITOLO 4.4 – COSTRUZIONI IN LEGNO

4.4.7. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La freccia (valore dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento) netta di un elemento inflesso è data dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia (qualora presente).

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione di carico rara, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/300$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia finale, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/200$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Per il calcolo della freccia finale si potrà fare utile riferimento ai documenti di comprovata validità cui al capitolo 12.

I limiti indicati per la freccia costituiscono solo requisiti minimi indicativi. Limitazioni più severe possono rivelarsi necessarie in casi particolari, ad esempio in relazione ad elementi portati non facenti parte della struttura. In generale, nel caso di impalcati, si raccomanda la verifica della compatibilità della deformazione con la destinazione d'uso.

Tab. 4.4.V -Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio*	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00	
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00	
Compensato	UNI EN 636:2013	0,80	-	-	
		0,80	1,00	-	
		0,80	1,00	2,50	
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-

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

CAPITOLO 4.5 – COSTRUZIONI IN MURATURA

Tab. 4.5.Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Lo spessore minimo dei setti interni (distanza minima tra due fori) è il seguente:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 7 mm;
elementi in calcestruzzo: 18 mm;

Spessore minimo dei setti esterni (distanza minima dal bordo esterno al foro più vicino al netto dell'eventuale rigatura) è il seguente:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 10 mm;
elementi in calcestruzzo: 18 mm;

CAPITOLO 4.5 – COSTRUZIONI IN MURATURA

4.5.6.4 VERIFICHE SEMPLIFICATE

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al § 4.5.6.1, ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- a) le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- b) nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 metri;
- c) il numero di piani in muratura non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- d) la planimetria dell'edificio sia inscrittibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- e) la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.5.1], non sia in nessun caso superiore a 12;
- f) il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².
- g) devono essere rispettate le percentuali minime, calcolate coperta rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, di sezione resistente delle pareti, calcolate nelle due direzioni ortogonali, specificate in Tab. 7.8.II.

La verifica si intende soddisfatta se risulta:

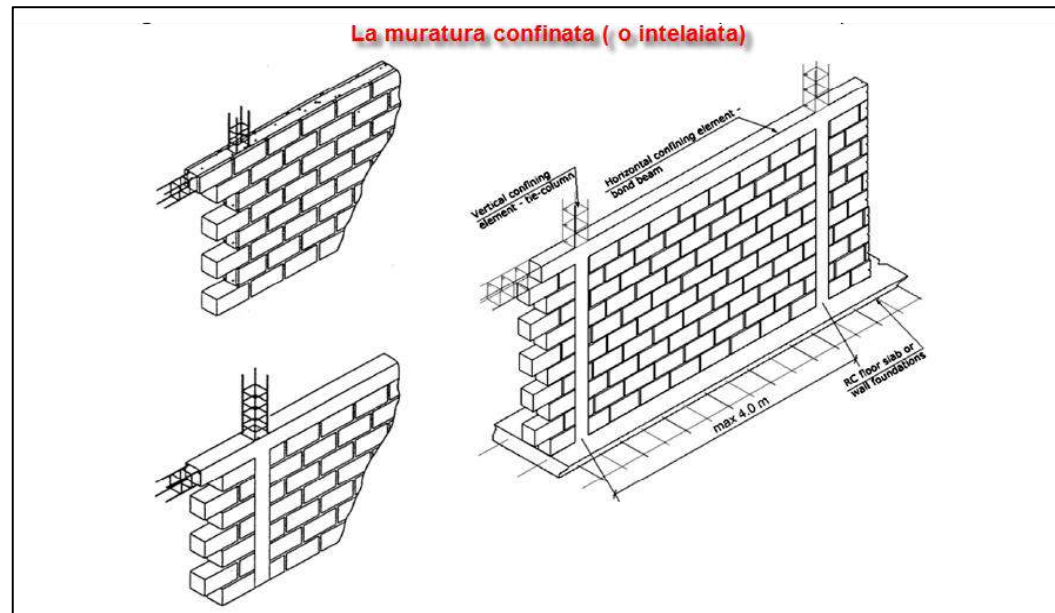
$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M \quad [4.5.12]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$) della combinazione caratteristica e A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

CAPITOLO 4.5 – COSTRUZIONI IN MURATURA

4.5.8. MURATURA CONFINATA

La muratura confinata è una muratura costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni, dotata di elementi di confinamento in calcestruzzo armato o muratura armata. Il progetto della muratura confinata può essere svolto applicando integralmente quanto previsto negli Eurocodici strutturali ed in particolare nelle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 con le relative appendici nazionali.



CAPITOLO 4.6 – ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

4.6. ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche, la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata, ai sensi dell'articolo 52, comma 2, del D.P.R. 380/01, dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio e previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

Si intendono per "sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche" quelli per cui le regole di progettazione ed esecuzione non siano previste nelle presenti norme tecniche o nei riferimenti tecnici e nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme tecniche.

In ogni caso, i materiali o prodotti strutturali utilizzati nel sistema costruttivo devono essere conformi ai requisiti di cui al Capitolo 11.

Per singoli casi specifici le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni ai sensi del DPR 380/2001 o le amministrazioni committenti possono avvalersi dell'attività consultiva, ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera b), del D.P.R. 204/2006, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

CAPITOLO 12.

RIFERIMENTI TECNICI

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.), previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sui documenti stessi.

Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche.