

Capitolo 1 - Oggetto

Capitolo 1 - Oggetto

PREMESSA

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni sono emesse ai sensi delle leggi 5 novembre 1971, n. 1086, e 2 febbraio 1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al DPR 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del DL 28 maggio 2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii..

1.1 OGGETTO

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentire 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:

- 1 - *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;
- 2 - *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- 3 - *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- 4 - *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;
- 5 - *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.

Stati Limite

Ogni requisito (robustezza, funzionalità, ...) può essere espresso in termini di **stato limite**.

L'Eurocodice 0 definisce **stati limite tutti quegli stati oltre i quali la struttura non soddisfa più le richieste di prestazione di progetto**.

In altre parole, uno stato limite è una situazione pericolosa per una costruzione, raggiunta la quale una costruzione non è più in grado di assolvere le funzioni per le quali è stata progettata.

Il superamento di un stato limite può essere definito come il raggiungimento di una condizione non desiderabile per la struttura (Melchers 1999).

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.2. REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- a)* perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b)* spostamenti o deformazioni eccessive;
- c)* raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d)* raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e)* raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- f)* raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- g)* rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h)* rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i)* instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a)* danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b)* spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c)* spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d)* vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e)* danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f)* corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1.



diluiti qua e là !!!

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

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.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

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.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

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.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.2.6. VERIFICHE

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme - in base a specifiche indagini. Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI

a) *dirette*:

forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;

b) *indirette*:

spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.

c) *degrado*:

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;

- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE

a) *statiche*: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

b) *pseudo statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

c) *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel §2.3.

In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

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.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

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

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

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 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tab. 2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali γ_F da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'*Approccio 1*, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti γ_M e γ_R sono definiti nei capitoli successivi.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

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.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

2.6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Capitolo 4, per le condizioni non sismiche, e nel Capitolo 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

Capitolo 3 – Azioni sulle costruzioni

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]
	Ambienti ad uso residenziale			
A	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), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
	Uffici			
B	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
	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
C	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii 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

Capitolo 3 – Azioni sulle costruzioni

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.	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.

I valori riportati nella Tab. 3.1.II sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

CAPITOLO 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

4.1. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

4.1.1.2 ANALISI PLASTICA

4.1.1.3 ANALISI NON LINEARE

4.1.1.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

4.1.2. VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE

4.1.2.1 MATERIALI

4.1.2.1.1 Resistenze di calcolo dei materiali

4.1.2.1.1.1 *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo*

4.1.2.1.1.2 *Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo*

4.1.2.1.1.3 *Resistenza di calcolo dell'acciaio*

4.1.2.1.1.4 *Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo*

4.1.2.1.2 Diagrammi di calcolo dei materiali

4.1.2.1.2.1 *Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo*

Calcestruzzo confinato

4.1.2.1.2.2 *Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio*

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.1.2.2.1 Generalità

4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

4.1.2.2.4.1 *Combinazioni di azioni*

4.1.2.2.4.2 *Condizioni ambientali*

4.1.2.2.4.3 *Sensibilità delle armature alla corrosione*

4.1.2.2.4.4 *Scelta degli stati limite di fessurazione*

4.1.2.2.4.5 *Verifica dello stato limite di fessurazione*

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Stato limite di apertura delle fessure

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

- 4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI
 - 4.1.2.3.1 Generalità
 - 4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza
 - 4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità
 - 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*
 - 4.1.2.3.4.2 *Verifiche di resistenza e duttilità*
 - 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti
 - 4.1.2.3.5.1 *Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*
 - 4.1.2.3.5.2 *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio*
 - 4.1.2.3.5.3 *Casi particolari*
 - Componenti trasversali*
 - Carichi in prossimità degli appoggi*
 - Carichi appesi o indiretti*
 - 4.1.2.3.5.4 *Verifica al punzonamento*
 - 4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti
 - Sollecitazioni composte*
 - 4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi
 - 4.1.2.3.8 Resistenza a fatica
 - 4.1.2.3.9 Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti
 - 4.1.2.3.9.1 *Pilastri cerchiati*
 - 4.1.2.3.9.2 *Verifiche di stabilità per elementi snelli*
 - Snellezza limite per pilastri singoli*
 - Effetti globali negli edifici*
 - 4.1.2.3.9.3 *Metodi di verifica*
 - Analisi elastica lineare*
 - Analisi non lineare*
 - 4.1.2.3.10 Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

4.1. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme le strutture di:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato)
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso)
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato

con riferimento a calcestruzzi di peso normale e con esclusione di quelle opere per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Al § 4.1.12 sono date inoltre le norme integrative per le strutture in calcestruzzo di inerte leggero.

Nel seguito si intendono per calcestruzzi ordinari i calcestruzzi conformi al presente § 4.1 ed al § 11.2, con esclusione dei calcestruzzi di aggregati leggeri (LC), di cui al §4.1.12, e di quelli fibrorinforzati (FRC), di cui al §11.2.12.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniasiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa (§ 11.2).

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206 e nella UNI 11104.

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

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

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

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.

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II, fatti salvi i limiti derivanti dal rispetto della durabilità.

Per classi di resistenza superiore a C70/85 si rinvia al caso C) del § 11.1.

Per le classi di resistenza superiori a C45/55, la resistenza caratteristica e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato devono essere accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità.

Tab. 4.1.II – *Impiego delle diverse classi di resistenza*

Strutture di destinazione	Classe di resistenza minima
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

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.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

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.

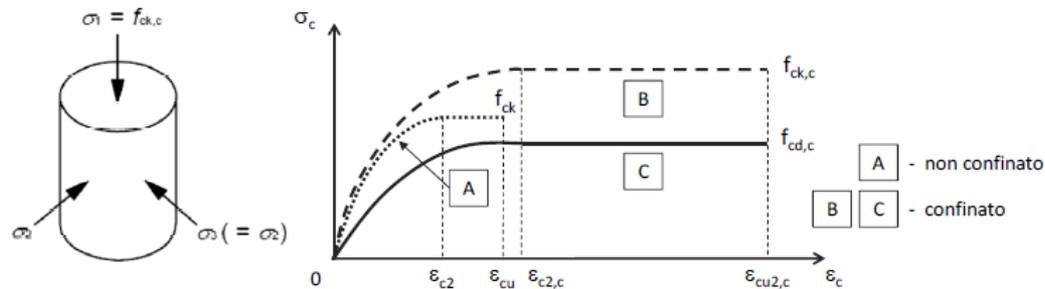


Fig. 4.1.2 – Modelli σ - ε per il calcestruzzo confinato

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

La pressione efficace di confinamento σ_2 può essere determinata attraverso la relazione seguente:

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

dove α è un coefficiente di efficienza (≤ 1), definito come rapporto fra il volume $V_{c,eff}$ di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume V_c dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e σ_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 σ_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).

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

Il coefficiente di efficienza α 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

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

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

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

b) per sezioni circolari

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

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

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.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.1.2.2.1 Generalità

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- deformazione,
- vibrazione,
- fessurazione,
- tensioni di esercizio,
- fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per la quale sono definite regole specifiche nei punti seguenti.

4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

I limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

I valori limite devono essere commisurati a specifiche esigenze e possono essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

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.

Man-induced vibrations

No dynamic amplification (no resonance) if:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{f_{structure}}{f_{external\ force}} > 7$$

$$f_{structure} > 7 \cdot f_{external\ force}$$

$$f_{structure} > 7 \cdot (1.5 \div 3.5 \text{ Hz})$$

	Sport floors	Dance floors
Reinforced concrete structures	$f_1 > 7.5 \text{ Hz}$	$f_1 > 6.5 \text{ Hz}$
Prestressed concrete structures	$f_1 > 8.0 \text{ Hz}$	$f_1 > 7.0 \text{ Hz}$
Composite structures	$f_1 > 8.5 \text{ Hz}$	$f_1 > 7.5 \text{ Hz}$
Steel structures	$f_1 > 9.0 \text{ Hz}$	$f_1 > 8.0 \text{ Hz}$

$$f_{structure} > 10 \div 11 \text{ Hz}$$

floors of concert halls and of theatres with fixed seating with classical concerts or "soft" pop-concerts only	$f_1 > 3.4 \text{ Hz}$
floors of concert halls and of theatres with fixed seating and spectator gallery structures with "hard" pop-concerts	$f_1 > 6.5 \text{ Hz}$
spectator gallery structures with fixed seating and lateral swaying and singing audience	$f_{horiz} > 2.5 \text{ Hz}$

Man-induced vibrations: acceptance criteria for floors

Structural criteria

+

Physiological criteria

in terms of:

- max velocities
- max accelerations
- other quantities
(encompassing max
disp. + frequency)

Tipo criterio	Limite di accettabilità	Note
Strutturale Per solai	$v_{max} \leq 10 \text{ mm /sec}$	DIN 4150 (Parte 3)
Strutturale Per strutture in conglomerato cementizio armato, ed azioni di tipo impulsivo	$v_{max} \leq 18 \text{ mm /sec}$	SN 640312
Strutturale/Fisiologico Per persone e strutture (partizioni)	$a_{max} \leq 0,1 \text{ g}$ (fastidio alle persone) $a_{max} \leq 0,5 \div 0,6 \text{ g}$ (danni alle partizioni)	U.S. Bureau of Mines Per persone e strutture (partizioni)
Fisiologico Per usi eccezionali ed azioni infrequenti	$KD \leq 4 \div 12$	DIN 4150 (Parte 2)
Fisiologico Massimi valori tollerabili con riferimento alla salute e alla sicurezza dell'uomo	$a_{max} \leq 6,3 \text{ m/sec}^2 \text{ g}$ (per f = 1,8 Hz) - 15 min $a_{max} \leq 4,5 \text{ m/sec}^2 \text{ g}$ (per f = 3,5 Hz) - 15 min $a_{max} \leq 9,0 \text{ m/sec}^2 \text{ g}$ (per f = 1,8 Hz) - 1 min $a_{max} \leq 6,3 \text{ m/sec}^2 \text{ g}$ (per f = 3,5 Hz) - 1 min	ISO 2631
Fisiologico Per usi industriali ed azione occasionale	$KD \leq 12$	BRE Digest 278
Fisiologico Per passerelle pedonali e ciclabili	$a_{max} \leq 0,07 \text{ g}$, per $f_s = 1,8$ Hz. $a_{max} \leq 0,1 \text{ g}$, per $f_s = 3,5$ Hz.	BS 5400, Passerelle pedonali e ciclabili
Fisiologico Per concerti ed eventi sportivi	$a_{max} \leq 0,05 \text{ g}$.	NBC Canada

Vibrations

$$m = \frac{Q}{g} = \frac{\text{weight}}{\text{gravity acceleration}}$$

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{g} \frac{1}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{k} \frac{1}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}} = \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{981 \frac{\text{cm}}{\text{sec}^2}}} \cong 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{(10\pi)^2 \frac{\text{cm}}{\text{sec}^2}}} = \frac{2\pi}{10\pi} \sqrt{\delta_{st}} = \frac{1}{5} \sqrt{\delta_{st}} \quad [\delta_{st} \text{ in cm}] \end{aligned}$$

$$\delta_{st} = \frac{Q}{k}$$

Vibrations

Regular floors:

$$f_1 > 3 \text{ Hz}$$

$$\frac{1}{T_1} > 3 \text{ Hz}$$

$$T_1 < \frac{1}{3 \text{ Hz}} = 0.33 \text{ s}$$

$$\frac{1}{5} \sqrt{\delta_{st}} < 0.33$$

$$\sqrt{\delta_{st}} < 5 \cdot 0.33 = 1.667$$

$$\delta_{st} < 2.778 \text{ cm}$$

Floors subjected to cyclic excitations:

$$f_1 > 5 \text{ Hz}$$

$$\frac{1}{T_1} > 5 \text{ Hz}$$

$$T_1 < \frac{1}{5 \text{ Hz}} = 0.20 \text{ s}$$

$$\frac{1}{5} \sqrt{\delta_{st}} < 0.20$$

$$\sqrt{\delta_{st}} < 5 \cdot 0.20 = 1.0$$

$$\delta_{st} < 1.0 \text{ cm}$$

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

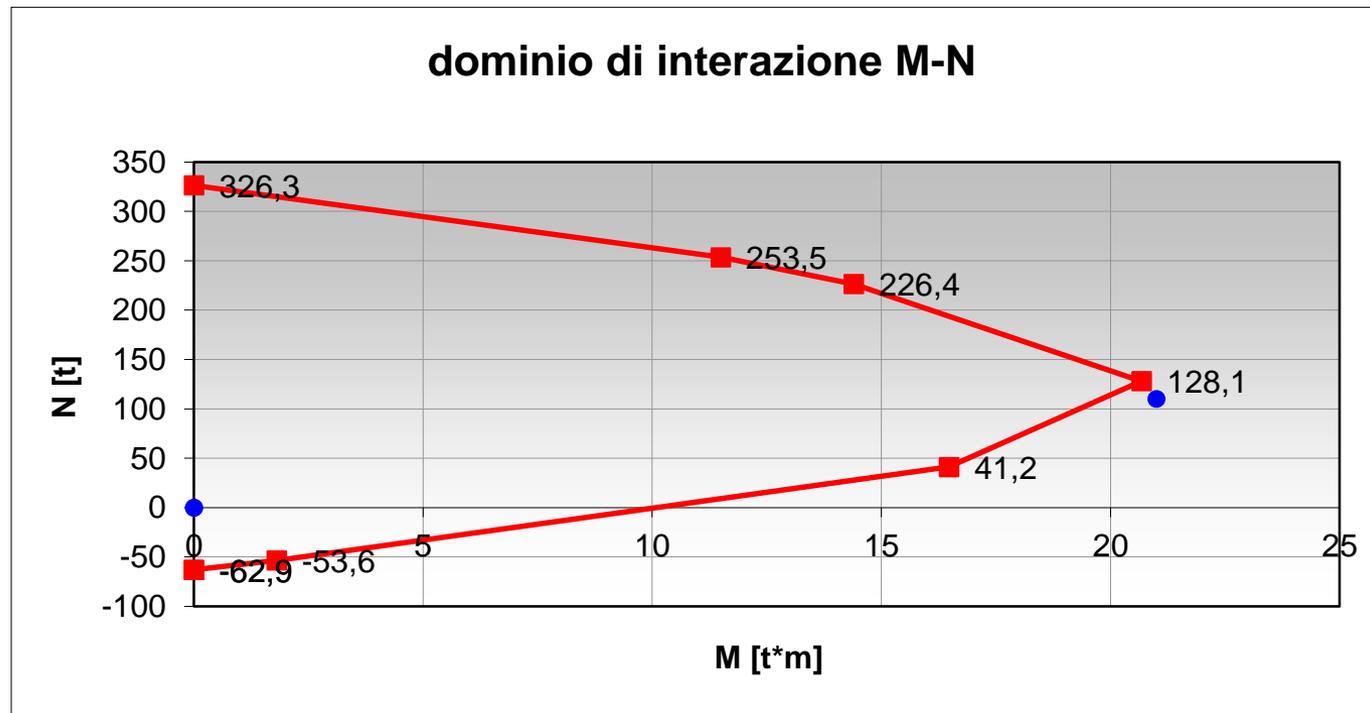
Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

- $0,45 \times 280 = 126 \text{ kg /cmq.}$
- $0,60 \times 280 = 168 \text{ kg /cmq.}$
- Si può dimostrare che per un tasso di lavoro pari a 0,5 (rispetto al fcd) ovvero per
- $0,5 \times 280 / 1,5 \times 0,85 = 80 \text{ kg /cmq}$ (vicino al vecchio 77 kg /cmq)
- Il momento ultimo è pari a circa 2-3 volte quello che si avrebbe in assenza di N ($A_s \times f_{yd} \times 0,9 h$)
- $M_u = A_s \times f_{yd} \times 0,9 h + N_u \times h/4$



Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

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.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

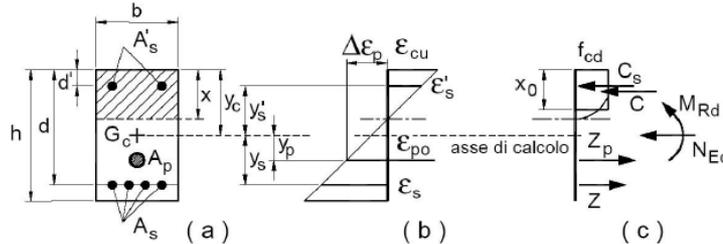


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

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:

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

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

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;

μ_ϕ è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

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.

Equazioni di equilibrio

CONVENZIONE :

- = trazione

+ = compressione

Hp 1,2

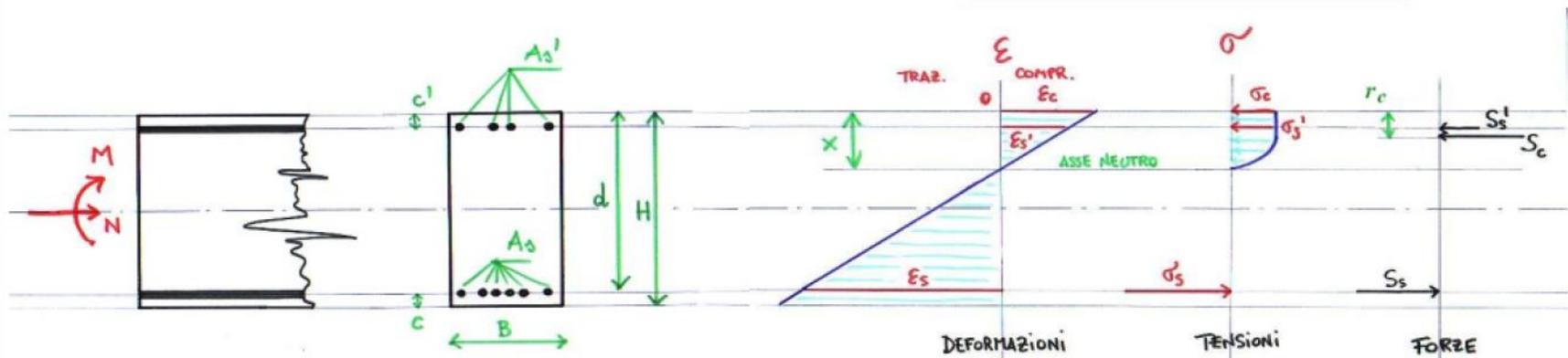
Hp 3

Hp 4

DEFORMAZIONI

TENSIONI

FORZE (RISULTANTI DELLE TENSIONI)



SCRITTURA DELLE EQUAZIONI DI EQUILIBRIO

$$N = S_c + S_s' + S_s$$

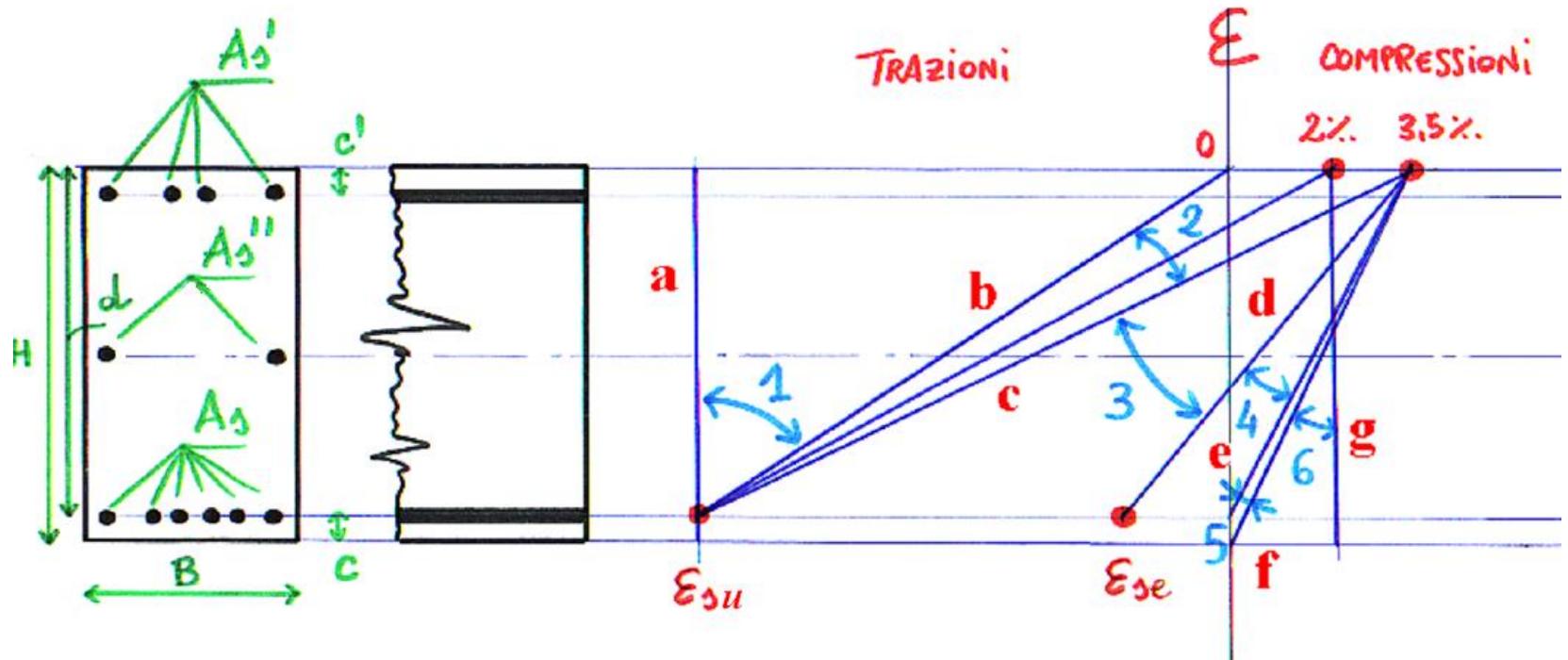
$$M = S_c \left(\frac{H}{2} - r_c \right) + S_s' \left(\frac{H}{2} - c' \right) + S_s \left(-\frac{H}{2} + c \right)$$



$$N_u = \dots$$

$$M_u = \dots$$

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo



Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

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.

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

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

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

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: $\alpha = 2$.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

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:

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

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.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

Tratto da
A. Ghersi

A differenza di quanto mostrato per le tensioni ammissibili, il dominio che si ottiene allo stato limite ultimo (fig. 35) ha una forma molto più tondeggiante. Una sua qualsiasi sezione trasversale, ottenuta assegnando un valore ad N , è approssimativamente un'ellisse e può essere descritta, in generale, da un'equazione del tipo

$$\left(\frac{M_x}{M_{x,Rd,N}} \right)^p + \left(\frac{M_y}{M_{y,Rd,N}} \right)^q = 1$$

con una opportuna scelta degli esponenti p e q . Nell'espressione innanzi scritta, $M_{x,Rd,N}$ ed $M_{y,Rd,N}$ sono il valore resistente del momento flettente M_x ed M_y per il valore assegnato di N .

Il valore minimo dell'esponente (circa 1.5) si raggiunge in corrispondenza dello sforzo normale che rende massimo il momento flettente ($N_{Sd} \cong 0.5 N_{c,Rd}$). L'esponente cresce al variare di N , arrivando a valori superiori a 2 per sforzi normali di trazione e prossimi a 2 anche per compressione veramente elevata. In via cautelativa, si suggerisce di utilizzare l'esponente 1.5 per qualsiasi valore dello sforzo normale.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Senza escludere la possibilità di specifici studi, 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.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

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

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

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

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 $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

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

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:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^3 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/4} \quad [4.1.24]$$

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.

Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di

un longitudinale, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

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

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1, e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

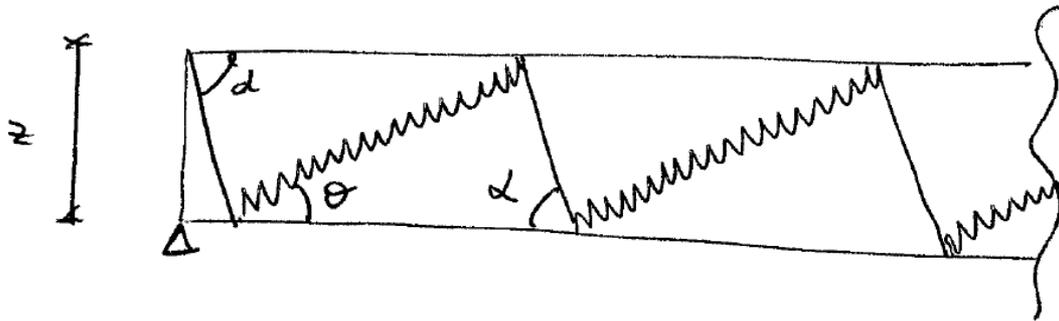
$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

Taglio per edifici esistenti (Circolare 2009)

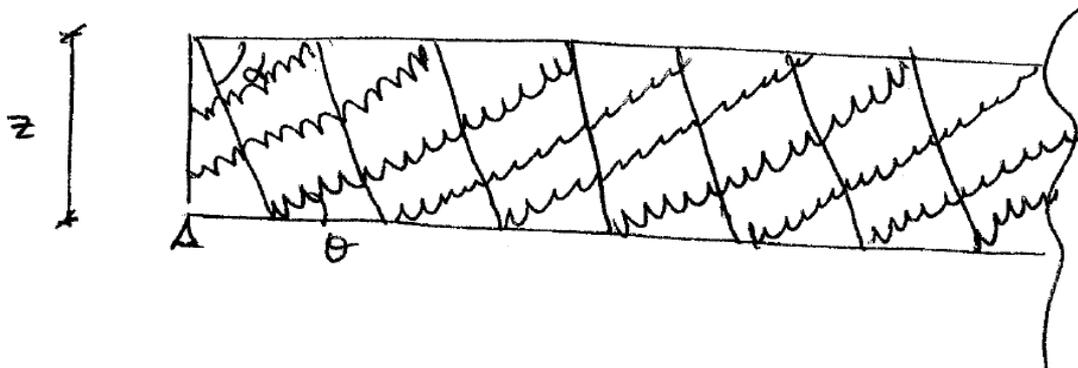
Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Taglio nel c.a.

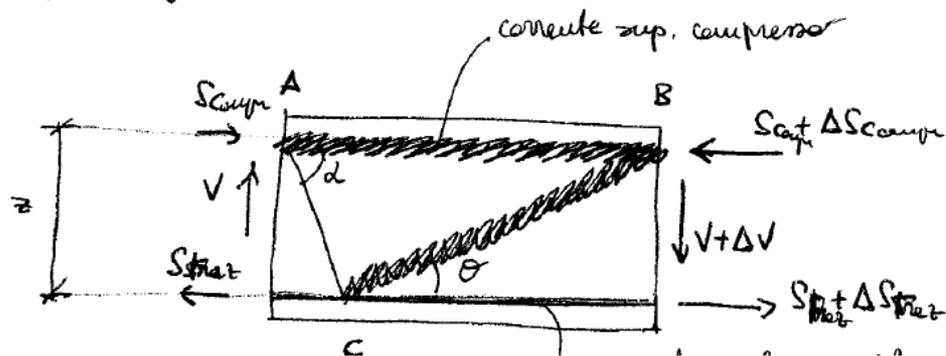
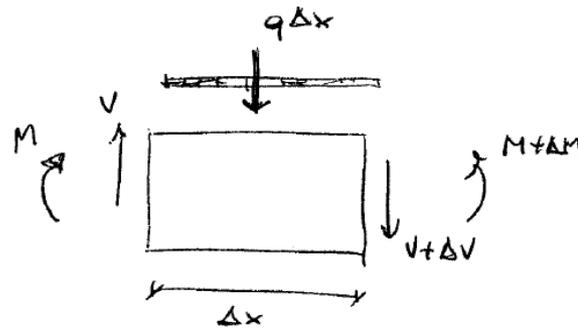
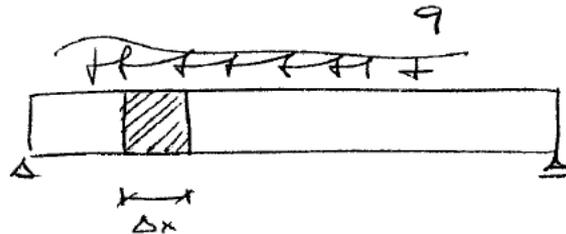


traliccio semplice

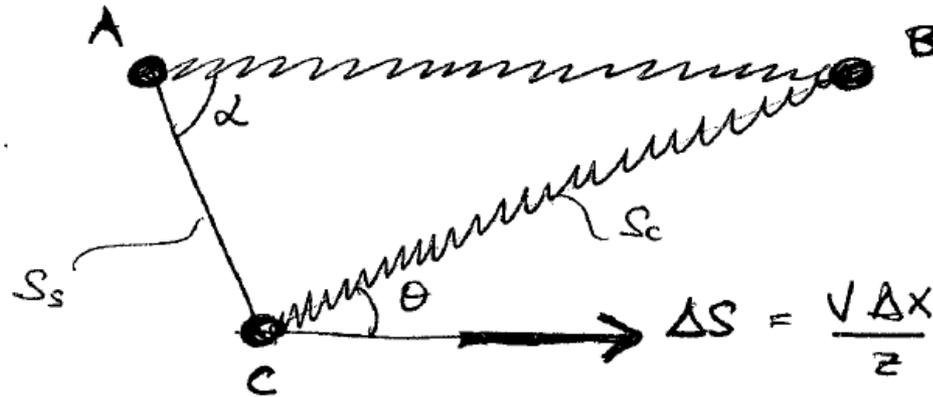


traliccio multiplo

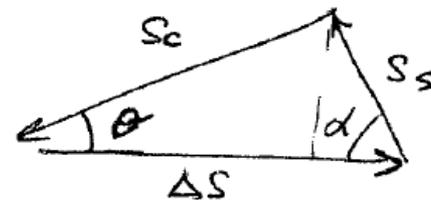
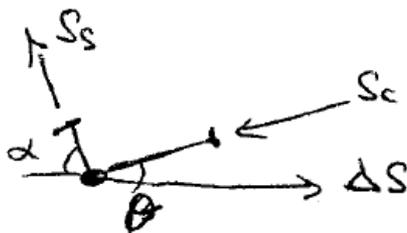
Taglio nel c.a.



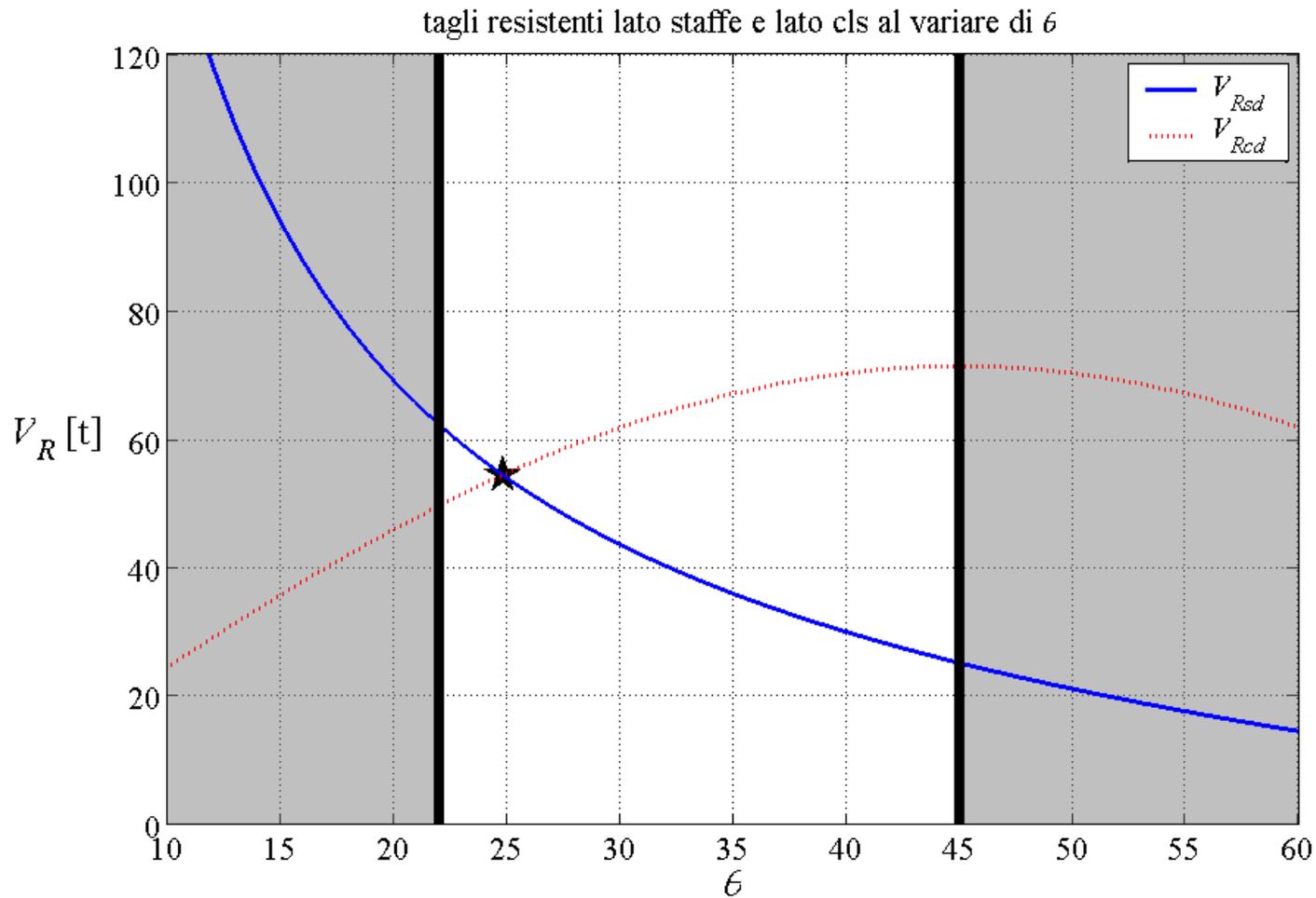
Taglio nel c.a.



equilibrio del nodo C:



Taglio nel c.a.



Capitolo 4.1 – Costruzioni di calcestruzzo

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:

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rcd}} \leq 1 \quad [4.1.40]$$

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

ed il caso di N, M e V ?

Verifiche N-M-V ?

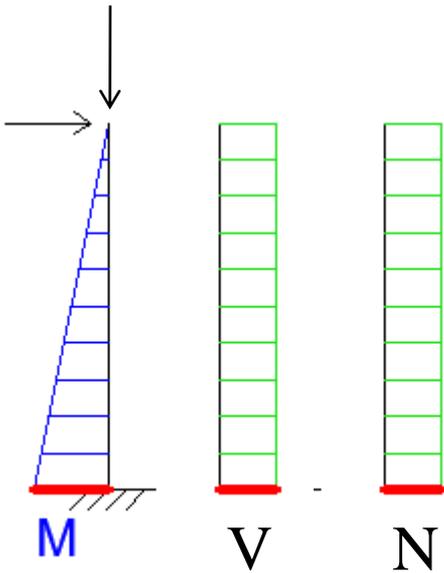
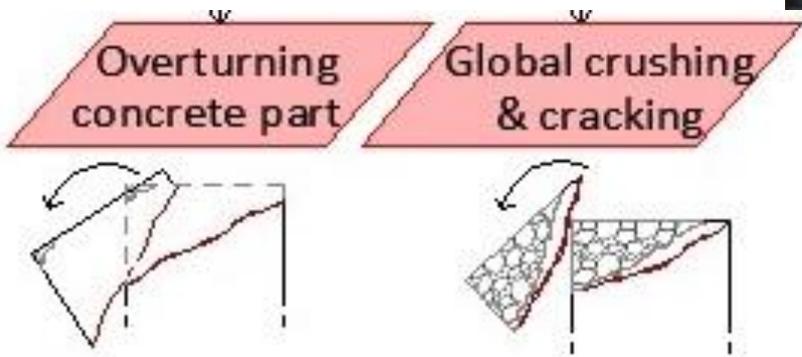


Diagramma N-M-V
per un pilastro in
calcestruzzo ???



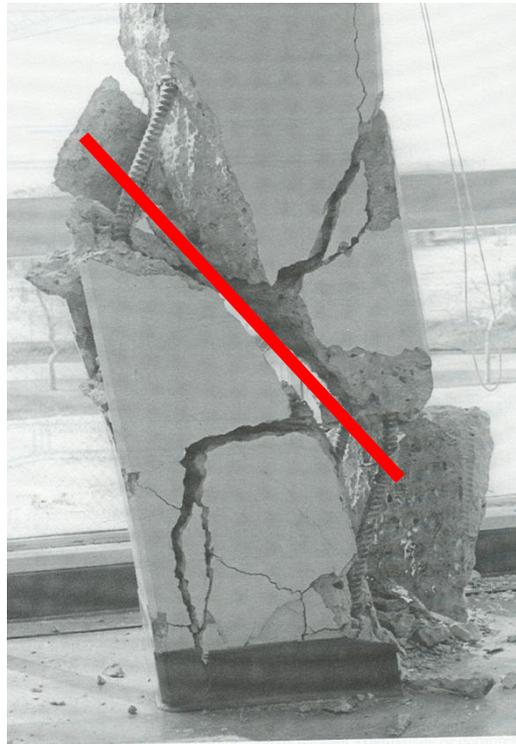
Verifiche N-M-V ?

Diagramma N-M-V
per un pilastro in
calcestruzzo ???



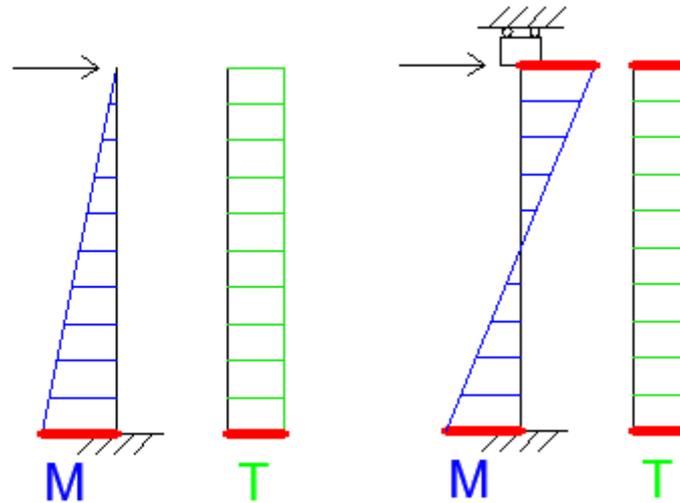
Verifiche N-M-V ?

Diagramma N-M-V
per un pilastro in
calcestruzzo ???

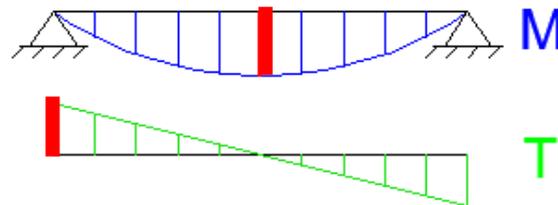


Verifiche N-M-V ?

- Interaction between N, V and M mainly appears in columns:



- This problem is less important in beams:



Verifiche N-M-V ?

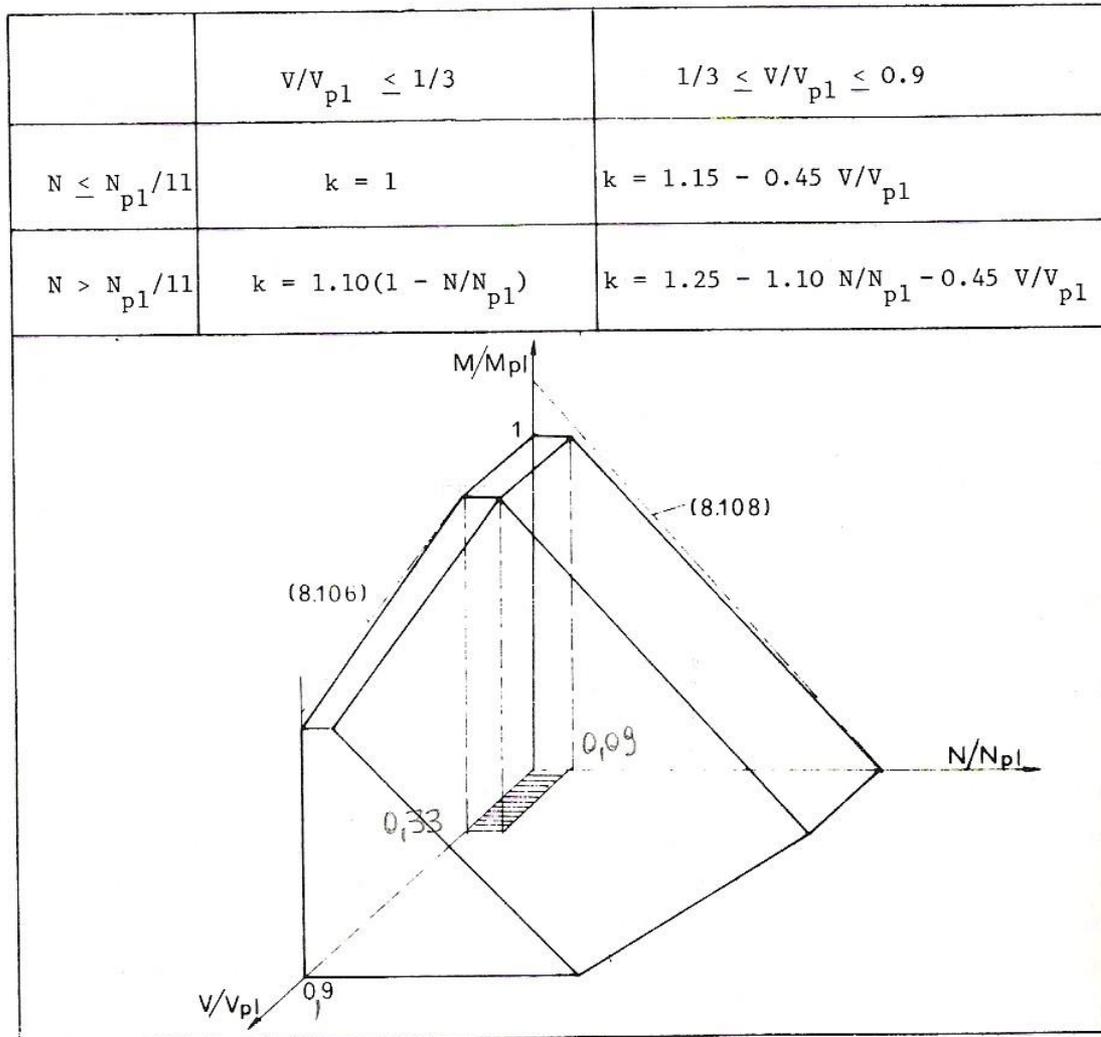


Fig. 8.41

Diagramma N-M-V
disponibile per
un pilastro in
acciaio ...

*Picture taken from
Ballio and Mazzolani,
1987, Hoepli Ed.*