

Corsi di aggiornamento
**Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008**

Villa Redenta, Spoleto
settembre 2010 - maggio 2011

Organizzati da Aurelio Ghersi

Con il patrocinio degli ordini degli ingegneri delle province di:
Perugia, Oristano, Parma, Ascoli Piceno,
Ancona, Rimini, Teramo, Terni



Corso di aggiornamento
**Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008**

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

1 - Sicurezza strutturale e metodi di verifica; azioni; materiali

Spoleto
21-23 ottobre 2010

Aurelio Ghersi

**Evoluzione della normativa
e dei criteri di verifica della sicurezza**

Riferimenti normativi

Nuove normative:

D.M. 14/1/08 già applicabile, obbligatorio dal 4/9/09

Eurocodice 3, versione 2004 già applicabile

Norme precedenti - metodo delle tensioni ammissibili:

D.M. 14/2/92 applicabile (non sempre) fino al 4/9/09

Norme precedenti - metodo degli stati limite:

D.M. 9/1/96

(la sezione III della parte seconda è il NAD per EC3)

Eurocodice 3, versione 1992

D.M. 14/9/05 applicabili (non sempre) fino al 4/9/09

Norme di riferimento - generalità

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09
 - Capitolo 1: Oggetto
 - Capitolo 2: Sicurezza e prestazioni attese
 - Capitolo 3: Azioni sulle costruzioni
- EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale
- EN 1991 (Eurocodice 1). Azioni sulle strutture

Norme di riferimento - acciaio

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09
 - Capitolo 4, par. 2: Costruzioni di acciaio
 - Capitolo 11: Materiali e prodotti per uso strutturale
- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

Norme di riferimento - acciaio

- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
 - Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
 - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
 - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
 - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
 - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

Norme di riferimento - acciaio

- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
 - Parte 1-9: Fatica
 - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
 - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
 - Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
 - Altre parti (da 2 a 6): Ponti; Torri e ciminiere; Silos, serbatoi e condotte; Pali; Strutture per apparecchi di sollevamento

Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che essa, durante la sua vita presupposta, con adeguato grado di affidabilità e tenendo conto del costo:

- sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio
- rimanga adatta all'uso per il quale è prevista

Eurocodice EN 1990, punto 2.1

Valutazione della sicurezza

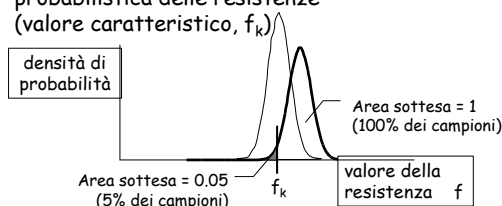
La norma parla di "adeguato grado di affidabilità".

Perché ?

Perché sia la resistenza del materiale che le azioni sulla struttura non sono definite con certezza, quindi dovrebbero essere analizzate in maniera probabilistica.

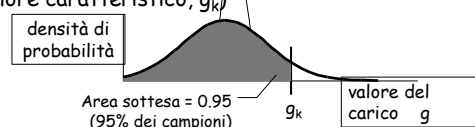
Resistenza dei materiali Quale valore di riferimento?

- Per l'acciaio si usa come riferimento un valore nominale (esempio: per S235, $f_y=235$ MPa)
- I controlli imposti garantiscono che solo nel 5% dei casi l'effettiva resistenza sia minore
- Il valore è quindi il frattile 5% della distribuzione probabilistica delle resistenze (valore caratteristico, f_k)



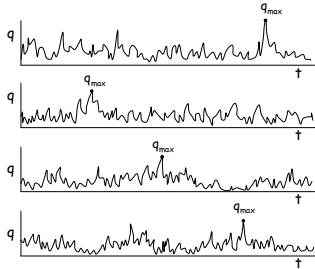
Azioni sulla struttura Quale valore di riferimento?

- Per i carichi permanenti spesso si usa come riferimento un valore nominale (esempio: peso proprio della soletta di un solaio)
- Le imprecisioni nella realizzazione possono portare a valori diversi del carico, ma si ritiene che nel 95% dei casi l'effettivo carico sia minore
- Il valore può essere considerato come frattile 95% della distribuzione probabilistica delle azioni (valore caratteristico, g_k)



Azioni sulla struttura Quale valore di riferimento?

- Per i carichi variabili occorre tener conto della variazione del carico q nel tempo



Si considera come riferimento il frattile 95% della distribuzione probabilistica dei valori massimi q_{max} delle azioni nel tempo considerato (valore caratteristico, q_k)

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista
L'uso dei valori caratteristici può garantire una sufficiente sicurezza

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista
- La struttura deve essere in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio

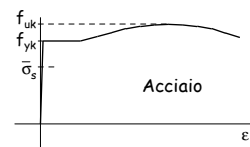
La possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagramma sperimentale

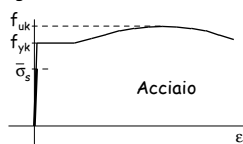


Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagramma di calcolo



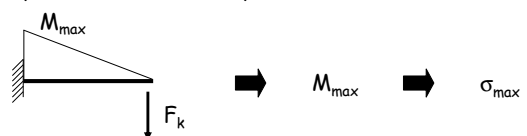
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

E' possibile quindi applicare tutte le formule della teoria di elasticità lineare, il principio di sovrapposizione degli effetti, ecc. ecc.

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Metodo delle tensioni ammissibili

La verifica consiste nel calcolare la tensione massima (prodotta dalle azioni, prese col valore caratteristico)

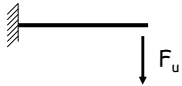
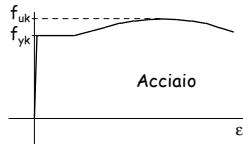


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}$$

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

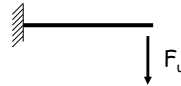
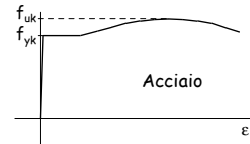
Diagramma sperimentale



Usando i legami costitutivi sperimentali, si valuta il carico che porta a collasso la struttura

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Calcolo a rottura



Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso

$$F_k \leq \frac{F_u}{\gamma} \quad \text{ovvero} \quad \gamma F_k \leq F_u$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Si parte da considerazioni probabilistiche

Si dimostra che per avere una bassa probabilità di collasso occorre fare riferimento a valori di carichi e resistenza corrispondenti a differenti probabilità di occorrenza

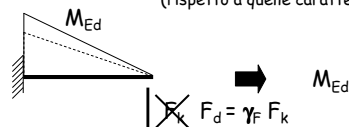
Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

Resistenze	Carichi
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$	$q_d = \gamma_q q_k$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione, prodotta da azioni maggiorate (rispetto a quelle caratteristiche)



e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_F)$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Rispetto alle tensioni ammissibili:
I carichi verticali sono incrementati dal 30% al 50%

Le resistenze sono incrementate di circa il 50%

Non si può dire a priori cosa sia più gravoso

e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_F)$$

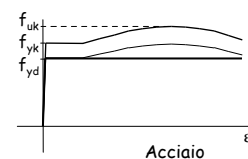
Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

Problema (di cui discutere in seguito)
Perché (o quando) occorre riferirsi alla tensione di snervamento f_y anziché a quella di rottura f_u ?



Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo M_{Rd}

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte dai carichi possono essere valutate con analisi non lineare (non linearità meccaniche), M_{Ed}
ma più comunemente si usa un'analisi lineare

Nelle strutture in acciaio può essere importante tener conto nell'analisi anche delle non linearità geometriche
(analisi del 2° ordine, effetto P-Δ, effetto instabilizzante dei carichi verticali)

Verifica - tensioni ammissibili

1 - Analisi dei carichi

si utilizzano i valori caratteristici

2 - Risoluzione (analisi strutturale)

si utilizza sempre un'analisi lineare;
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M)

3 - Verifica della sezione

si determinano le tensioni massime e le si confronta con quelle ammissibili

in alternativa, si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{max}) - che corrisponde al raggiungimento della tensione ammissibile - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - stato limite ultimo

1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori di calcolo circa 1.4 x quelli caratteristici

2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza normalmente un'analisi lineare; a volte, analisi non lineare
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M_{Ed})

3 - Verifica della sezione
si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{Rd}) - che corrisponde al raggiungimento della deformazione limite - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - confronto

	T.A.	S.L.U.
Carichi	valori caratteristici	valori di calcolo (circa 1.4 maggiori)
Risoluzione	solo analisi lineare	di solito analisi lineare (car.soll. circa 1.4 maggiori)
Verifica	controllo delle tensioni valutazione di car.soll. massime	--- valutazione di car.soll. resistenti (maggiori - di quanto?)

... Tornando agli obiettivi

Metodo degli stati limite

• Sopportare tutte le azioni ...

cioè evitare il collasso ...

Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

• Rimanere adatta all'uso ...

ovvero limitare:

- deformazioni
- fessurazione (per c.a.) ecc.

Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

Carichi

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti G peso proprio, altri carichi che non variano nel tempo

Azioni variabili Q carichi variabili di esercizio, carichi da vento o da neve

Azioni eccezionali A incendi, esplosioni, urti di veicoli

Azioni sismiche E terremoti

NTC08, punto 2.5.1.3

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti G peso proprio, altri carichi che non variano nel tempo

Sono distinte in:

G_1 peso proprio degli elementi strutturali

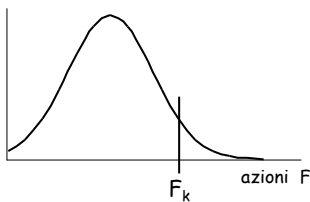
G_2 peso proprio degli elementi non strutturali (tamponature, tramezzi, massetti, pavimenti)

P azioni di precompressione

NTC08, punto 2.5.1.3

Azioni valore caratteristico

Basandosi su considerazioni probabilistiche



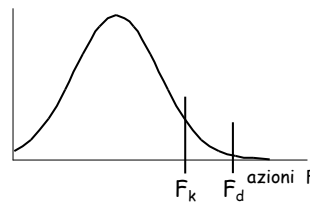
Usato nel metodo delle T.A.
Usato per stati limite di esercizio

Nota: nel caso di carichi permanenti è piuttosto un valore nominale

F_k Valore caratteristico (frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento)

Azioni valore di calcolo

Basandosi su considerazioni probabilistiche



Usato per stato limite ultimo

$$F_d = \gamma_F F_k$$

F_d Valore di calcolo (un frattile più alto, 99.5%)

Azioni valore di calcolo

Per stato limite STR (resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione)

		min	max
G_1	carichi permanenti strutturali	γ_{G1} 1.0	1.3
G_2	carichi permanenti non strutturali:		
	se compiutamente definiti	γ_{G2} 1.0	1.3
	se non compiutamente definiti	γ_{G2} 0	1.5
Q	carichi variabili	γ_Q 0	1.5

NTC08, punto 2.6.1

Esempio carichi unitari - solaio per abitazione

Peso proprio (valore caratteristico):

soletta	$0.04 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.00 kN/m^2
travetti	$3 \times (0.08 \times 0.20) \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.20 kN/m^2
laterizi	$8 \times 0.082 \text{ kN}$	=	0.66 kN/m^2
TOTALE		=	2.86 kN/m^2

G_1

Sovraccarichi permanenti (valore caratteristico):

massetto	$0.03 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2
pavimento in granito	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 27 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2
intonaco	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 20 \text{ kN/m}^3$	=	0.40 kN/m^2
incidenza tramezzi		=	1.20 kN/m^2
TOTALE		=	2.68 kN/m^2

G_2

quindi: $G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$ $G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$ $G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$

Nota: incidenza tramezzi

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

NTC08, punto 3.1.3.1

Nota: carichi variabili (1)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sotto compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 3,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00

Nota: carichi variabili (2)

E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 secondo categoria di appartenenza —	1,00 — —

* 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

NTC08, punto 3.1.4

Esempio carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

$$G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Valori di calcolo:

$$G_{1d} = 4.34 \times 1.3 = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2d} = 1.20 \times 1.5 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Notare: in questo caso

$$G_d / G_k = 1.34$$

$$(G_d + Q_d) / (G_k + Q_k) = 1.38$$

Esempio carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

$$G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Valori di calcolo:

$$G_{1d} = 4.34 \times 1.3 = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2d} = 1.20 \times 1.5 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Forse è più comodo accoppiare i carichi in questo modo:

sempre presenti

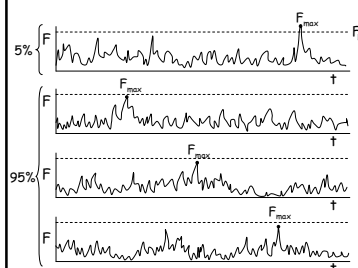
$$G_{1d} = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

possono esserci o no

$$G_{2d} + Q_d = 4.80 \text{ kN/m}^2$$

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore caratteristico F_k

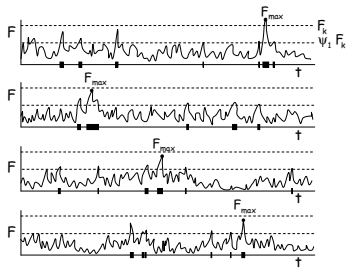


È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

Cioè è superato durante il periodo di riferimento solo nel 5% degli edifici

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore frequente $\psi_1 F_k$



È il frattile 95% della distribuzione temporale in un periodo di riferimento

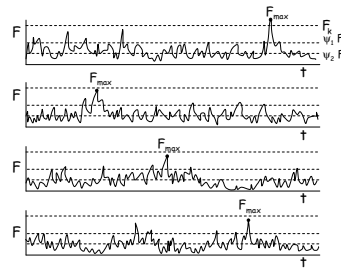
Cioè è superato solo nel 5% del periodo di riferimento

ψ_1 dipende dal tipo di carico

$\psi_1 = 0.5$ carico variabile per abitazione
 0.2 per vento

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore quasi permanente $\psi_2 F_k$



È la media della distribuzione temporale in un periodo di riferimento

ψ_2 dipende dal tipo di carico

$\psi_2 = 0.3$ c. var. per abitazione
 0 per vento

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore di combinazione (o raro) $\psi_0 F_k$

Valore di durata breve ma ancora significativo nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili

Lo stesso coefficiente ψ_0 si usa per i valori di calcolo

$\psi_0 F_d$ Valore di combinazione (o raro) per SLU

$\psi_0 = 0.7$ c. var. per abitazione
 0.6 per vento

$\psi_0 F_k$ Valore di combinazione (o raro) per SLE

Valori dei coefficienti $\psi_0 \psi_1 \psi_2$

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

NTC08, punto 2.5.3

Combinazioni di carico

Stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \gamma_{Qi} Q_{ik}$$

Stato limite di esercizio,
combinazione rara

$$G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik}$$

combinazione frequente

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

combinazione quasi permanente

$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

Materiali

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio = lega ferro-carbonio

Caratteristiche importanti:

- resistenza
- duttilità = capacità di deformarsi plasticamente senza rompersi
- tenacità = capacità di evitare rotture fragili a basse temperature
- saldabilità

Problema:

resistenza al fuoco

Verificata con prova di resilienza

Acciaio per carpenteria metallica:

- basso contenuto di carbonio (0.17-0.22%)
resistenza buona ma non altissima, forte duttilità
- impurità (fosforo, zolfo) negative ma inevitabili
- manganese, silicio favoriscono la saldabilità

Acciaio effervescente:
O + C → CO provoca soffiature
Acciaio calmato o semicalmato

Caratteristiche dell'acciaio

- Prova a trazione

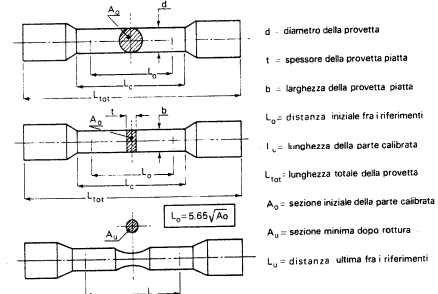
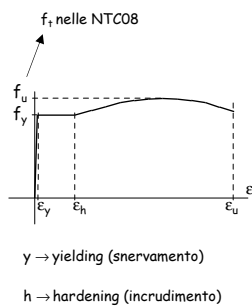
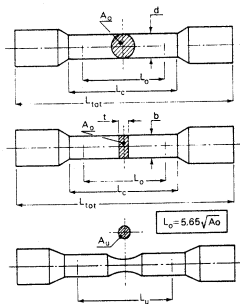


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

- Prova a trazione



Caratteristiche dell'acciaio

- Prova di resilienza per controllare la tenacità

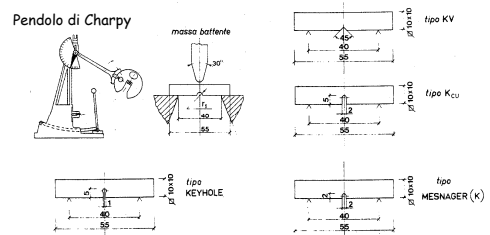


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

- Prova di piegamento per accertare l'attitudine del materiale a sopportare grandi deformazioni a freddo senza rompersi

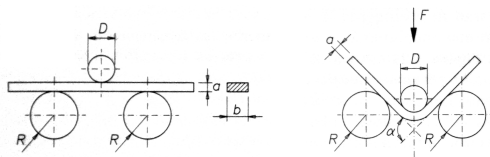





Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

- Prova di compressione globale (stub column test)
- Prova di durezza
- Prova a fatica

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tipi più comuni

Denominazione	Spessore t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235 	235	360	215	360
S275 	275	430	255	410
S355 	355	510	335	470

Altre caratteristiche degli acciai (EC3-1-1, punto 3.2.2):

$f_u / f_y \geq 1.10$ (1.15 per Appendice Nazionale Italiana)

$\epsilon_u \geq 0.15$ (0.20 per Appendice Nazionale Italiana)

$\epsilon_u / \epsilon_y \geq 15$ (20 per Appendice Nazionale Italiana)

Vedere anche NTC08,
punto 11.3.4.9, per acciai
usati in zona sismica

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_k [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/L	275	390	255	370
S 355 N/L	355	490	335	470
S 420 N/L	420	520	390	520
S 460 N/L	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/L	275	370	255	360
S 355 M/L	355	470	335	450
S 420 M/L	420	520	390	500
S 460 M/L	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.X – Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_k [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

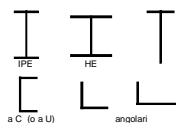
Elementi in acciaio

Prodotti mediante:

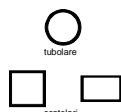
- laminazione a caldo
profilati → aste di acciaio aventi sezioni particolari a contorno aperto o cavo
- lamiere → spessore non superiore a 50 mm e larghezza pari alla massima dimensione del laminato
- larghi piatti → spessore non superiore a 40 mm e larghezza compresa tra 200 e 1000 mm
- barre
- piegatura a freddo
lamiere grecate
profili sottili

Elementi in acciaio profilati

I tipi di sezione e le dimensioni geometriche dei profilati sono unificate in ambito europeo
Le loro caratteristiche sono riportate in un sagomario



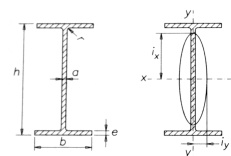
profilati con sezione a contorno aperto



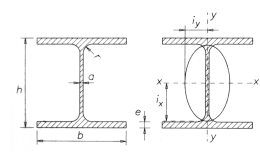
profilati con sezione a contorno chiuso

Elementi in acciaio profili a doppio T

- Profili IPE: hanno una larghezza b dell'ala pari alla metà dell'altezza h
- Profili HE: hanno una larghezza b dell'ala pari all'altezza h



IPE



HE

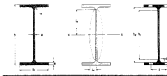
Nota: ora anche:
IPE A, serie alleggerita
HE AA, serie alleggerita

Per gli HE, tre serie:
HE A, serie alleggerita
HE B, serie normale
HE M, serie pesante

Elementi in acciaio uso dei diversi profili

- **IPE:**
massima resistenza a flessione in un solo piano
usati per travi
- **HE**
discreta resistenza a flessione anche nell'altro piano
usati per colonne
- **C, angolari**
bassa resistenza a flessione
usati per travi reticolari
- **profili cavi**
buona resistenza a flessione nei due piani; buona resistenza a torsione
usati per colonne e per aste soggette a torsione

Elementi in acciaio sagomario



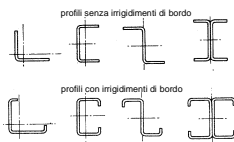
designazione profilo	dimensioni						A cm ²	p kg/m	U m ² /m
	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	h ₁ mm			
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	59,6	69,6	7,64	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	74,6	88,6	10,3	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93,6	107,6	13,2	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2	16,4	12,9
IPE 160	160	82	5	7,4	9	127,2	145,2	20,1	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8	9	146	164	23,9	18,8

valori statici relativi agli assi xx - yy										(*) forature sulle ali				designazione profilo
J _x cm ⁴	W _x cm ³	I _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	I _y cm	S _x cm ³	s _x cm	d mm	f mm	su 1 ala A' cm ²	su 2 ali W' cm ³	A'' cm ²	W'' cm ³	
80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	11,6	6,90							IPE 80
171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	19,7	8,68							IPE 100
318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,43	30,4	10,5							IPE 120
541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	44,2	12,3	11	40	14,9	60,8	13,4	58,0	IPE 140
869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	61,9	14,0	11	45	18,5	88,3	16,8	84,9	IPE 160
1317	146	7,42	101	22,2	2,05	82,2	15,8	13	50	21,8	117	19,7	112	IPE 180

Elementi in acciaio piegati a freddo

- **Lamiere grecate**

 - a secco: con materiale isolante e coibentante, utilizzate per coperture e tamponamenti
 - per cls: fungono da cassero in fase di getto e maturazione, utilizzate per la costruzione di solai intermedi di edifici..
- **Profili strutturali**



Imperfezioni

Imperfezioni nelle aste

- **meccaniche**
 - disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali e lungo l'asse dei
 - tensioni residue
- **geometriche**
 - imperfezioni geometriche della sezione trasversale
 - imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta
 - influiscono sul comportamento sotto i carichi di esercizio
 - non influiscono sulla resistenza ultima
 - aumentano il rischio di instabilità (riducono resistenza a compressione)

Imperfezioni di montaggio

- occorrerebbe tenerne conto esplicitamente nel calcolo

Imperfezioni tensioni residue

