

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di elementi strutturali in c.a.
1 - sicurezza, azioni e materiali

Villa Redenta, Spoleto
26-28 febbraio 2009
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 ? (2010)

Eurocodice 2, versione 2004 già applicabile

Norme precedenti - metodo delle tensioni ammissibili:

D.M. 14/2/92 applicabile (non sempre) fino al ? (2010)

Norme precedenti - metodo degli stati limite:

D.M. 9/1/96

(la sezione III della parte prima è il NAD per EC2)

Eurocodice 2, versione 1992

D.M. 14/9/05 applicabili (non sempre) fino al ? (2010)

**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.

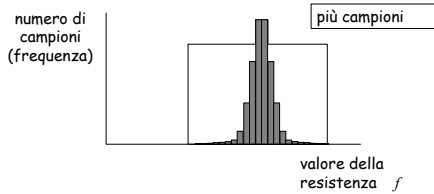
Incertezza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	387.9
2	407.8
3	419.4
4	435.1
5	448.7
6	450.8
7	462.4
...	...
49	511.2
...	...
99	570.6
100	578.5

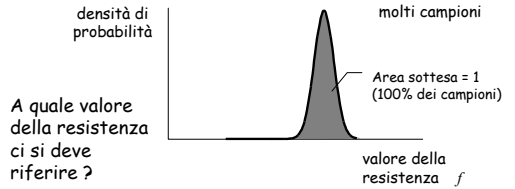
Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

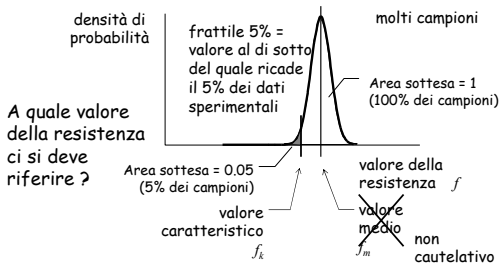
Incerteza sulla resistenza



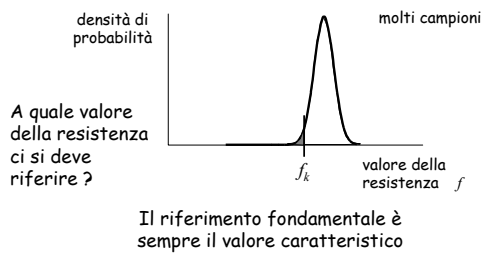
Incerteza sulla resistenza



Incerteza sulla resistenza



Incerteza sulla resistenza



Incerteza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	387.9
2	407.8
3	419.4
4	435.1
5	448.7
6	450.8
7	462.4
...	...
49	511.2
...	...
99	570.6
100	578.5

Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi
A quale fare riferimento?

450 MPa f_{yk}

Valore caratteristico

frattile 5% = valore al di sotto
del quale ricade il 5% dei dati
sperimentali

Incerteza sulle azioni

Valori nominali peso di elementi di dimensioni
e caratteristiche ben definite
Esempio: peso proprio della
soletta di un solaio

Siamo sicuri che verranno realizzati
esattamente come previsto?

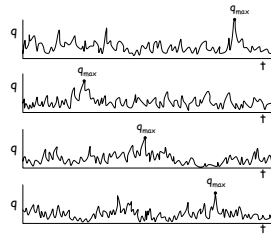
Incertezza sulle azioni

Valori "massimi" Esempio: massimo carico variabile su un solaio (in base alla destinazione d'uso)

Siamo sicuri che non saranno mai superati?

Incertezza sulle azioni

Variazione del carico q nel tempo



Possiamo far riferimento al valore massimo del carico durante tutta la vita

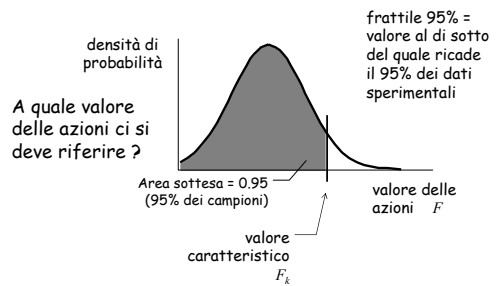
Incertezza sulle azioni

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Esaminando il sovraccarico massimo (durante tutta la vita) in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

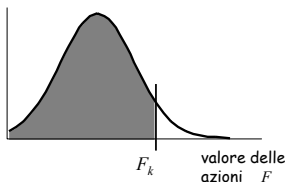
A quale fare riferimento?

Incertezza sulle azioni



Incertezza sulle azioni

A quale valore delle azioni ci si deve riferire?



Il riferimento fondamentale è sempre il valore caratteristico (anche quando non viene indicato esplicitamente)

Incertezza sulle azioni

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Esaminando il sovraccarico massimo (durante tutta la vita) in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

A quale fare riferimento?

2.0 kN/m² q_k

Valore caratteristico

frattile 95% = valore al di sotto del quale ricade il 95% dei dati sperimentali

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 ?

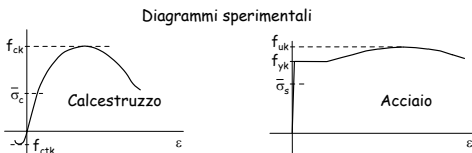
Dipende dagli obiettivi:

- 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 ?

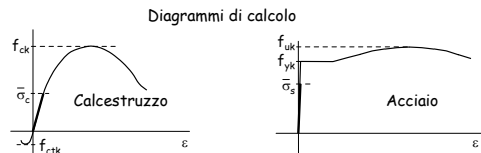
Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza



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

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{f_{ck}}{\gamma} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza



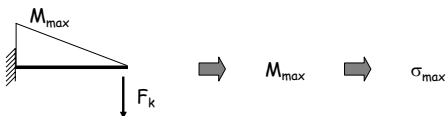
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

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)

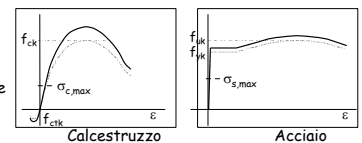


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

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

Metodo delle tensioni ammissibili
Considerazioni

Nel 95% dei casi la resistenza è maggiore del valore caratteristico ...



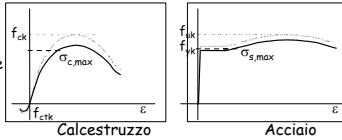
... e nel 95% dei casi il carico è più piccolo del valore caratteristico

In questi casi il margine rispetto al collasso è maggiore di quanto previsto

Metodo delle tensioni ammissibili

Considerazioni

Ma c'è un 5% di casi in cui la resistenza è minore del valore caratteristico ...



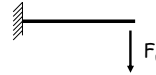
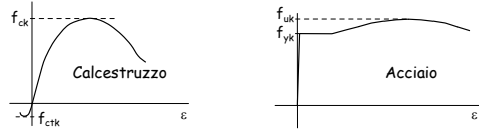
... o il carico è più grande del valore caratteristico

In questi casi lo stato tensionale e deformativo è molto maggiore e il margine rispetto al collasso è minore di quanto previsto

Qual è il reale rischio di crollo?

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

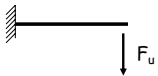
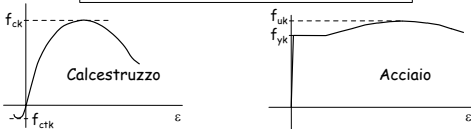
Diagrammi sperimentali



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



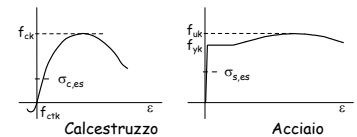
Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso

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

Calcolo a rottura

Considerazioni

Il carico di esercizio è molto minore del carico di collasso



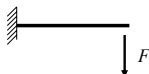
Qual è lo stato tensionale e deformativo sotto i carichi di esercizio?

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

Si parte da considerazioni probabilistiche

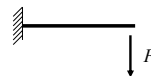
Come si può valutare la probabilità di avere un crollo ?

Esempio

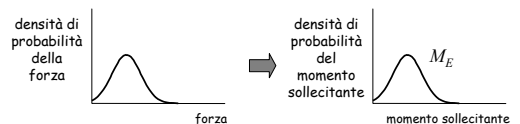


Per esprimere un giudizio dobbiamo confrontare il momento M_E che sollecita la sezione col momento M_R che essa può sopportare

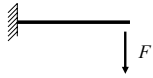
Probabilità di crollo



Il momento massimo M_E che sollecita la sezione dipende dal valore della forza

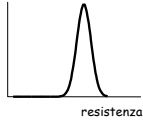


Probabilità di crollo

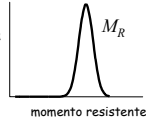


Il momento massimo M_R che la sezione può sopportare dipende dalla resistenza del materiale

densità di probabilità della resistenza

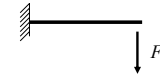


densità di probabilità del momento resistente

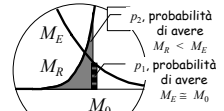
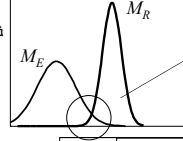


Probabilità di crollo

Confronto tra M_E e M_R



densità di probabilità del momento

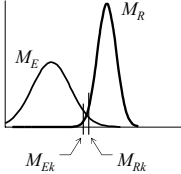


$p_1 \times p_2 =$ probabilità di avere $M_R < M_E$ (crollo)

Ripetendo per tutti i valori di M_0 si trova la probabilità totale di crollo

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

densità di probabilità del momento

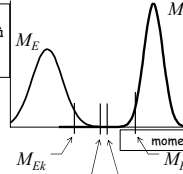


Effettuare i calcoli usando i valori caratteristici, cioè controllare che

$M_{Ek} \leq M_{Rk}$ non garantisce una probabilità di crollo sufficientemente bassa

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

densità di probabilità del momento

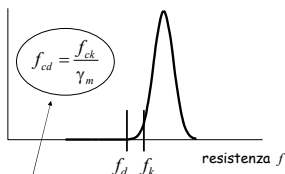


Per avere una bassa probabilità di crollo le due distribuzioni di probabilità devono essere ben distinte

Ciò può essere ottenuto facendo riferimento a valori di carichi e resistenza corrispondenti a differenti probabilità di occorrenza

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

Resistenza



Al posto del valore caratteristico f_k (frattile 5%)

si usa come valore di calcolo f_d un frattile più basso (0.5%)

Convenzionalmente, si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

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

provino	f_y [MPa]
1	387.9
2	407.8
3	419.4
4	435.1
5	448.7
6	450.8
7	462.4
...	...
49	511.2
...	...
99	570.6
100	578.5

f_{yd}

Si usa come valore di calcolo un frattile più basso (0.5%)

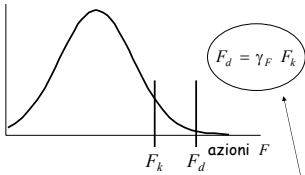
450 MPa f_{yk}
frattile 5%

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

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

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

Azioni



Al posto del valore caratteristico F_k (frattile 95%)

si usa come valore di calcolo F_d un frattile più alto (99.5%)

Convenzionalmente, si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

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

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

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

2.0 kN/m² q_k
frattile 95%

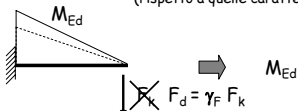
Si usa come valore di calcolo un frattile più alto (99.5%)
 q_d

$$q_d = \gamma_q q_k$$

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 dal 30% al 50%

Non si può dire a priori cosa sia più gravoso

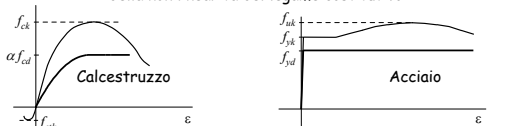
e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

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

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

Verifica allo stato limite ultimo

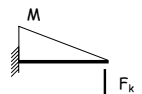
Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo



Le caratteristiche di sollecitazione prodotte dai carichi possono essere valutate con analisi non lineare, ma più comunemente si usa un'analisi lineare

Riepilogo e confronto: 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

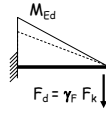


$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}$$

Riepilogo e confronto: stato limite ultimo

- 1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori di calcolo
 $1.3 \div 1.5 \times$ 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

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



Riepilogo e confronto: tensioni ammissibili - stato limite ultimo

	T.A.	S.L.U.
Carichi	valori caratteristici	valori di calcolo ($1.3 \div 1.5$ maggiori)
Risoluzione	solo analisi lineare	di solito analisi lineare (car.soll. $1.3 \div 1.5$ 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)

Stato Limite Ultimo

2.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte; EQU
 - b) spostamenti o deformazioni eccessive;
 - c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni; STR
 - d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme; STR
 - e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni; GEO
 - f) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
 - g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
 - h) 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 sono quelli precisati nel § 3.2.1.

Stato Limite di Esercizio

2.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.1, 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 eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;
- Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono quelli precisati nel § 3.2.1.

La "formula" della progettazione $R_3 D_2$: tre R e due D

- R Resistenza: capacità di sopportare i carichi previsti
- D Duttilità: capacità di andare in campo plastico senza collasso immediato
- R Rigidezza: bassa deformazione sotto i carichi
- D Durabilità: capacità di mantenere le caratteristiche nel tempo
- R

Durabilità

- La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme
- Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali
- La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva

NTC08, punto 2.5.4

La "formula" della progettazione R_3D_2 : tre R e due D

- R Resistenza: capacità di sopportare i carichi previsti
- D Duttilità: capacità di andare in campo plastico senza collasso immediato
- R Rigidezza: bassa deformazione sotto i carichi
- D Durabilità: capacità di mantenere le caratteristiche nel tempo
- R Robustezza: bassa sensibilità a modeste variazioni di carico o schema

La "formula" della progettazione una quarta R?

- R Resistenza: capacità di sopportare i carichi previsti
- D Duttilità: capacità di andare in campo plastico senza collasso immediato
- R Rigidezza: bassa deformazione sotto i carichi
- D Durabilità: capacità di mantenere le caratteristiche nel tempo
- R Robustezza: bassa sensibilità a modeste variazioni di carico o schema
- R Risparmio: limitazione dei costi, nel rispetto degli obiettivi

Le azioni sulle costruzioni

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicarsi
- Secondo la risposta strutturale
- Secondo la variazione della loro intensità nel tempo

NTC08, punto 2.5.1

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicarsi
 - Dirette:
forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili
 - Indirette:
spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo
 - Degrado:
endogeno - alterazione naturale
esogeno - alterazione dovuta ad agenti esterni
- Secondo la risposta strutturale
- Secondo la variazione della loro intensità nel tempo

NTC08, punto 2.5.1.1

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicarsi
- Secondo la risposta strutturale
 - Statiche: azioni che non provocano accelerazioni significative della struttura o di alcune sue parti
 - Pseudo-statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente
 - Dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti
- Secondo la variazione della loro intensità nel tempo

NTC08, punto 2.5.1.2

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicarsi
- Secondo la risposta strutturale
- Secondo la variazione della loro intensità nel tempo
 - Permanenti: G
variazione nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti
 - Variabili: Q
azioni con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
 - Eccezionali: A
azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura
 - Sismiche: E
azioni derivanti dai terremoti

NTC08, punto 2.5.1.3

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicarsi
- Secondo la risposta strutturale
- Secondo la variazione della loro intensità nel tempo
 - Permanenti: G
 $G1$ - Peso proprio degli elementi strutturali
 $G2$ - Peso proprio degli elementi non strutturali
importante distinzione tra "compiutamente definiti" e non
 P - Precompressione
e inoltre spostamenti impressi, ritiro, viscosità, ecc.
 - Variabili: Q
 - Eccezionali: A
 - Sismiche: E

NTC08, punto 2.5.1.3

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicarsi
- Secondo la risposta strutturale
- Secondo la variazione della loro intensità nel tempo
 - Permanenti: G
 - Variabili: Q
di lunga durata - agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura
di breve durata - agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura
 - Eccezionali: A
 - Sismiche: E

NTC08, punto 2.5.1.3

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicarsi
- Secondo la risposta strutturale
- Secondo la variazione della loro intensità nel tempo
 - Permanenti: G
 - Variabili: Q
 - Eccezionali: A
incendi
esplosioni
urti di veicoli
di solito queste azioni non vengono prese espressamente in conto nella progettazione
 - Sismiche: E

NTC08, punto 2.5.1.3

Azioni valore di calcolo

Tabella 2.6.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_f	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

NTC08, punto 2.6.1

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

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		=	$\frac{1.20}{2} \text{ kN/m}^2$
TOTALE		=	2.68 kN/m^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_2 , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_2 ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_2 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]	U_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono 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)

	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
E	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 autoveicoli di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di autoveicoli 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 — —	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 autoveicoli 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

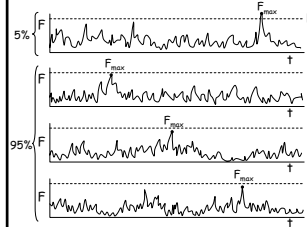
$$G_{1d} = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

possono esserci o no

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

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore caratteristico F_k

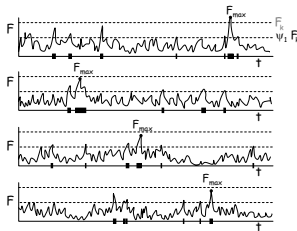


È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

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

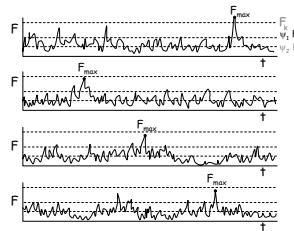
Cioè è superato solo nel 5% del periodo di riferimento

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

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

I carichi permanenti strutturali e quelli non strutturali ma compiutamente definiti (G_1) sono sempre presenti; in genere si usa un unico coefficiente γ_G per tutte le parti della struttura

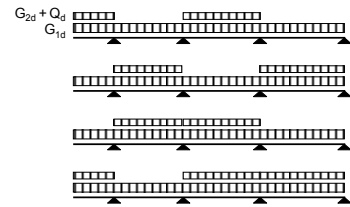
I carichi permanenti non compiutamente definiti e quelli variabili possono essere presenti o no

Combinazioni di carico

Stato limite ultimo

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

Esempio (per schema di trave continua):



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

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

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

combinazione frequente

combinazione quasi permanente

Combinazione sismica:

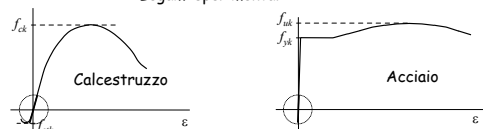
al sisma si aggiungono i carichi verticali quasi permanenti

$$E + G_k + \psi_2 Q_k$$

Materiali

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali

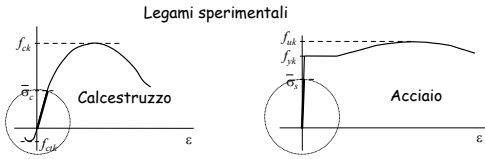


Modelli di comportamento

- per deformazioni e tensioni molto basse: comportamento elastico lineare calcestruzzo resistente anche a trazione

Usato solo per situazioni particolari
Ad esempio: fessurazione

Legami costitutivi del materiale

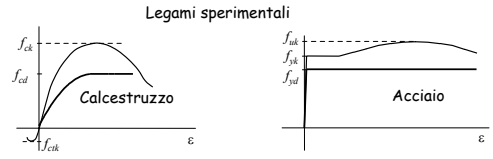


Modelli di comportamento

2 - per deformazioni e tensioni maggiori:
comportamento elastico lineare
calcestruzzo non resistente a trazione

Usato per il
metodo delle
tensioni
ammissibili
Ma anche per
verifiche S.L.E.

Legami costitutivi del materiale



Modelli di comportamento

3 - per deformazioni e tensioni ancora maggiori:
comportamento non lineare
calcestruzzo non resistente a trazione

Usato per le
verifiche allo
stato limite
ultimo

Calcestruzzo - tensione di rottura

Possibili valori di riferimento per la tensione di rottura:

R_{ck} resistenza di provini cubici

usata dalla normativa
italiana



f_{ck} resistenza di provini cilindrici

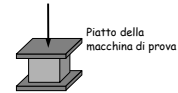
usata dalla normativa
europea (EC2) ma ora
anche dalle NTC08



Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Provino cubico

R_{ck}



il provino, compresso,
si accorcia e si dilata



per attrito tra piatto e provino
nascono forze trasversali

La presenza di queste forze
riduce il rischio di rottura

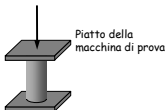


Aumenta la
resistenza

Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Provino cilindrico

f_{ck}



il provino, compresso,
si accorcia e si dilata;
nascono forze trasversali
... ma la rottura avviene
lontano dagli estremi

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$$

$f_{ck} < R_{ck}$

La presenza delle forze non
influisce sul rischio di rottura



La resistenza
è minore

Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Le NTC08, come l'EC2, classificano il calcestruzzo in base
a entrambe le resistenze

C25/30

Resistenza cubica 30 MPa

Resistenza cilindrica 25 MPa

Se si determina la resistenza cilindrica dalla resistenza
cubica ...

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ MPa}$

Userei comunque $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Classi di resistenza del calcestruzzo

CLASSE DI RESISTENZA	
C8/10	strutture non armate
C12/15	
C16/20	
C20/25	
C25/30	strutture in cemento armato ordinario
C28/35	
C32/40	
C35/45	
C40/50	strutture in cemento armato precompresso
C45/55	
C50/60	
C55/67	
C60/75	richiedono controlli particolari
C70/85	
C80/95	
C90/105	

NTC08, punto 4.1

Resistenza a trazione

In sede di progettazione si può assumere

$$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + f_{cm}/10) \quad \text{per classi} > C50/60$$

$$f_{ctk(5\%)} = 0.7 f_{ctm} \quad f_{ctk(95\%)} = 1.3 f_{ctm}$$

$$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$$

NTC08, punto 11.2.10.2

Modulo elastico

In sede di progettazione si può assumere

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

NTC08, punto 11.2.10.3

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

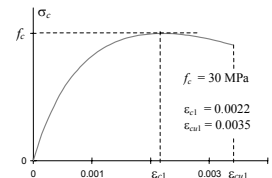
Legame più realistico

$$\sigma_c = \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \eta} f_c$$

$$\text{con } \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}$$

ε_{c1} ε_{cu1} dipendono dalla classe di resistenza

$$k = \frac{1.05 E_{c0} \varepsilon_{c1}}{f_c}$$



Si usa solo in casi particolari:
analisi plastiche;
determinazione della duttilità

EC2, punto 3.1.5

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

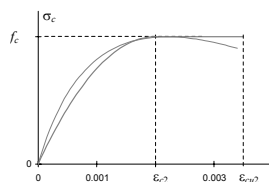
Legame semplificato

$$\sigma_c = (2 \eta - \eta^2) f_{cd}$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\text{con } \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c2}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{c2} = 2.0 \times 10^{-3} \\ \varepsilon_{cu2} = 3.5 \times 10^{-3} \end{array} \right\} \text{ fino a } C50/60$$



Si usa per valutare la resistenza della sezione

NTC08, punto 4.1.2.1.2.2

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

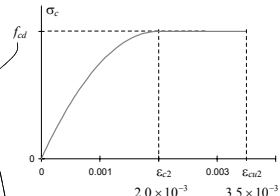
Valore di calcolo della resistenza

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

con

$$\gamma_c = 1.5 \quad \text{per strutture in c.a. ordinario}$$

$$\gamma_c = 1.4 \quad \text{per produzioni soggette a controllo}$$



Coefficiente che tiene conto della riduzione di resistenza per carichi di lunga durata
 $\alpha_{cc} = 0.85$

NTC08, punto 4.1.2.1.2.2

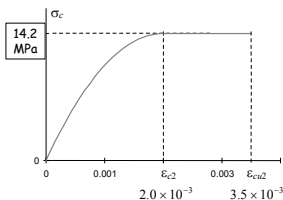
Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Esempio

Calcestruzzo di classe

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$



$$f_{cd} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

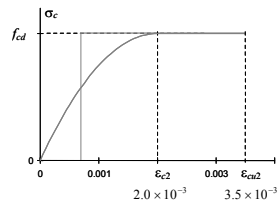
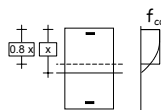
Si ricorda che
 $\bar{\sigma}_c = 9.75 \text{ MPa}$

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Alternativa:

Stress block

$$\sigma_c = f_{cd}$$



Acciaio

Nel passato:

Fe B 38k e Fe B 44k

Ora:

B450C più duttile, barre da $\varnothing 6$ a $\varnothing 40$

B450A meno duttile, barre da $\varnothing 5$ a $\varnothing 10$

$f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$

$f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

Acciaio B450 requisiti

$$f_{yk} (5\%) \geq f_{y,nom}$$

$$f_{tk} (5\%) \geq f_{t,nom}$$

$$(f_y/f_{y,nom})_k (10\%) \leq 1.25$$

per B450C

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k (10\%) < 1.35$$

$$\epsilon_{uk} (10\%) \geq 7.5 \times 10^{-2}$$

per B450A

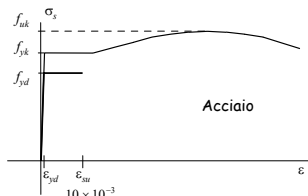
$$1.05 \leq (f_t/f_y)_k (10\%)$$

$$\epsilon_{uk} (10\%) \geq 2.5 \times 10^{-2}$$

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

1 - Legame elastico-perfettamente plastico, con limite 10×10^{-3}



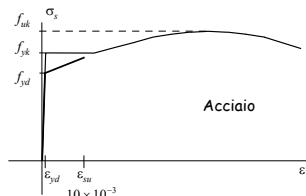
Legame "tradizionale"
non più citato dalle NTC08

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

1 - Legame elastico-perfettamente plastico, con limite 10×10^{-3}

2 - Legame elastoplastico con incrudimento, con limite 10×10^{-3}

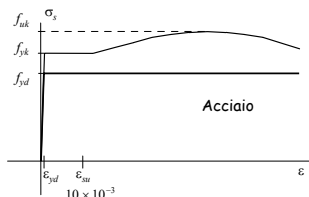


Legame poco usato

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

- 1 - Legame elastico-perfettamente plastico, con limite 10×10^{-3}
- 2 - Legame elastoplastico con incrudimento, con limite 10×10^{-3}
- 3 - Legame elastico-perfettamente plastico, senza limiti



In molti casi può semplificare la trattazione

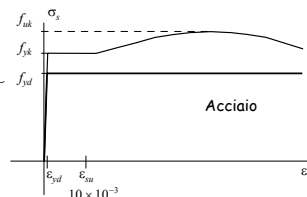
Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Valore di calcolo della resistenza

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

con

$$\gamma_s = 1,15$$

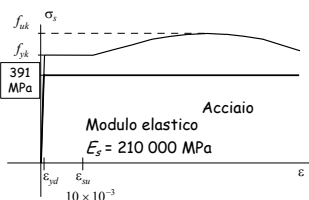


NTC08, punto 4.1.2.1.2.3

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Esempio

Acciaio B450C
 $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$



$$f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Acciaio B450C} \quad \varepsilon_{yd} = \frac{391,3}{210000} = 0,00186$$