

Il cemento armato

Le basi della progettazione strutturale
esposte in maniera semplice ma rigorosa

Incontro di aggiornamento
e presentazione del libro "Il cemento armato"

1 - Sicurezza strutturale e metodi di verifica; materiali

Palazzo Gazzoli, Terni

18-19 giugno 2010

Aurelio Ghersi

Metodi di verifica

- Dal 1907 al 2009
Metodo delle tensioni ammissibili
- Dall'1 luglio 2009
Obbligatorio usare il metodo degli stati limite

Obiettivi dell'incontro

- Mostrare in che modo si opera con le nuove norme
- Vedere se i risultati cambiano in maniera sostanziale
- Rassicurare chi deve operare oggi, con le nuove norme

2005

Aurelio Ghersi

IL CEMENTO ARMATO

Dalle tensioni ammissibili
agli stati limite: un approccio unitario

- Criteri di sicurezza, dalle tensioni ammissibili agli stati limite
- I materiali: calcestruzzo e acciaio
- Sforzo normale
- Flessione semplice
- Presso e tensoflessione
- Taglio, punzonamento, torsione
- Stati limite di esercizio

approccio
unitario



DF DARIO
FLACCOVIO
EDITORE

TESTO AGGIORNATO
Alla recente normativa
antisismica

2010

Aurelio Ghersi



Il cemento armato

Le basi della progettazione strutturale
esposte in maniera semplice ma rigorosa

SECONDA EDIZIONE

semplice ma
rigorosa



- Criteri di sicurezza, dalle tensioni ammissibili agli stati limite ✓
- Progetto e verifica di sezioni ed elementi strutturali in cemento armato ✓
- Sforzo normale, flessione semplice, presso e tensoflessione, taglio, punzonamento e torsione ✓
- Suggerimenti operativi ed applicazioni numeriche completamente svolte ✓

Evoluzione della normativa e dei criteri di verifica della sicurezza

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 - cemento armato

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09
 - Capitolo 4, par. 1: Costruzioni di calcestruzzo
 - Capitolo 11: Materiali e prodotti per uso strutturale
- EN 1992 (Eurocodice 2), parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici

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

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.

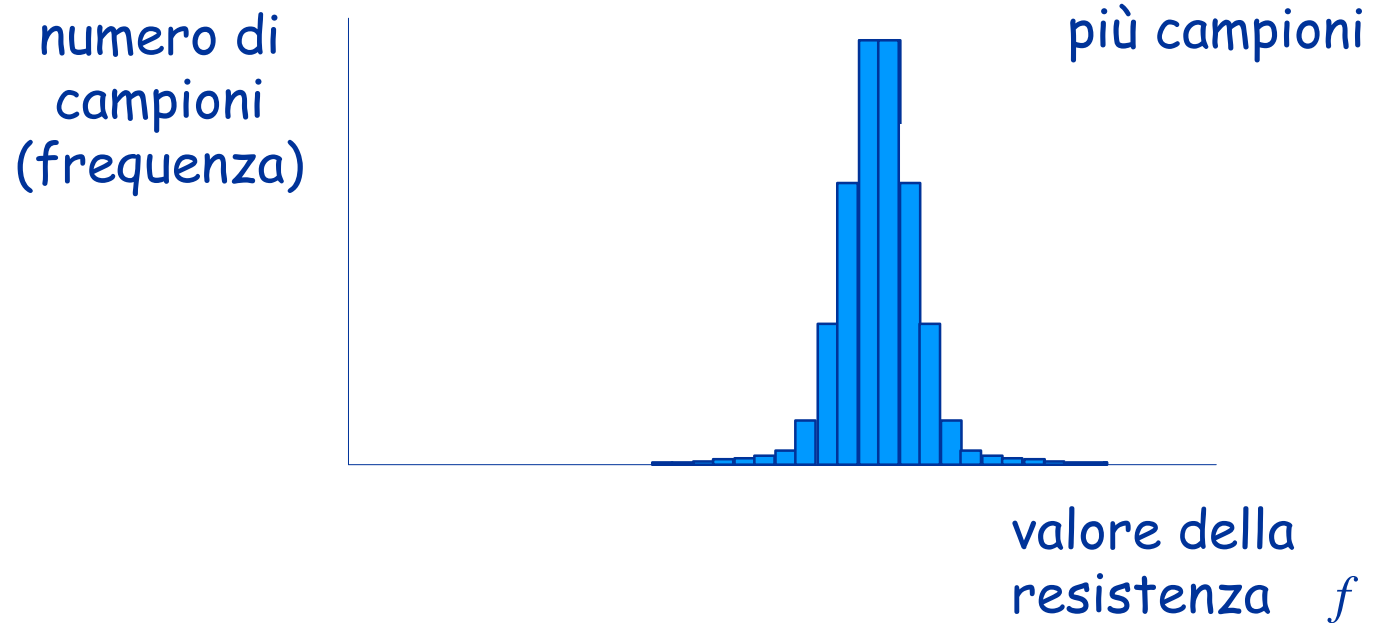
Incertezza sulla resistenza

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

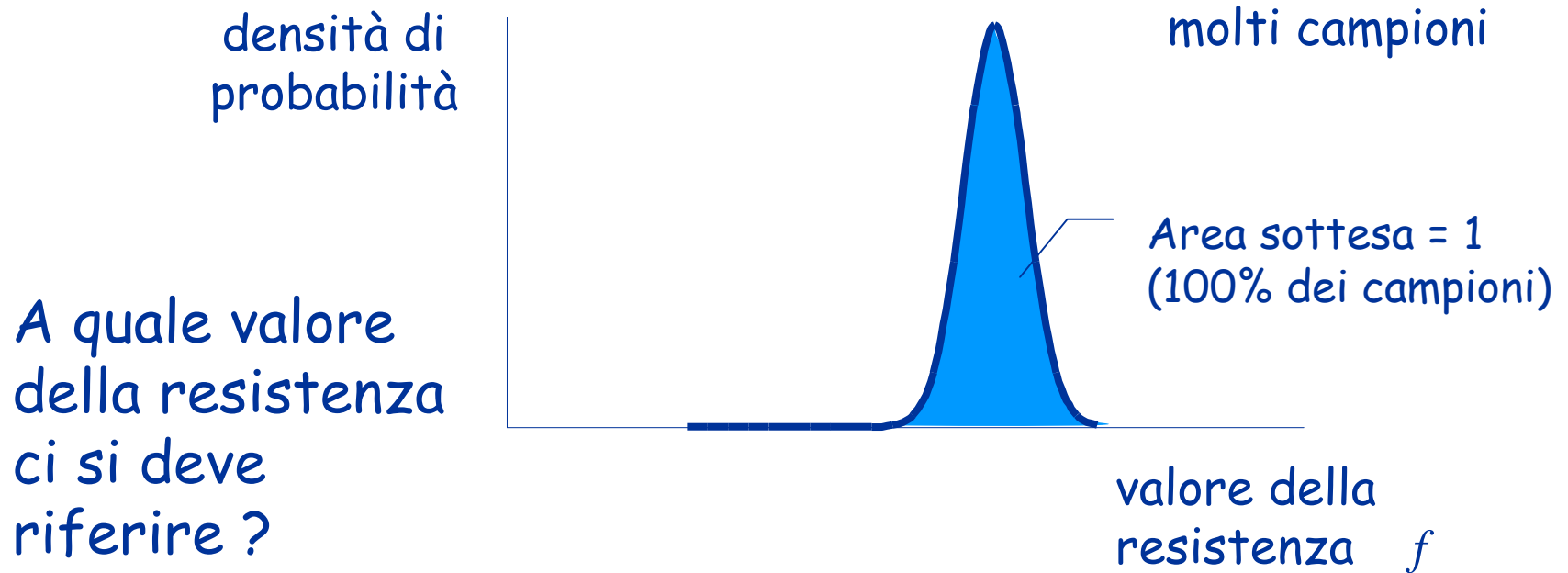
Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

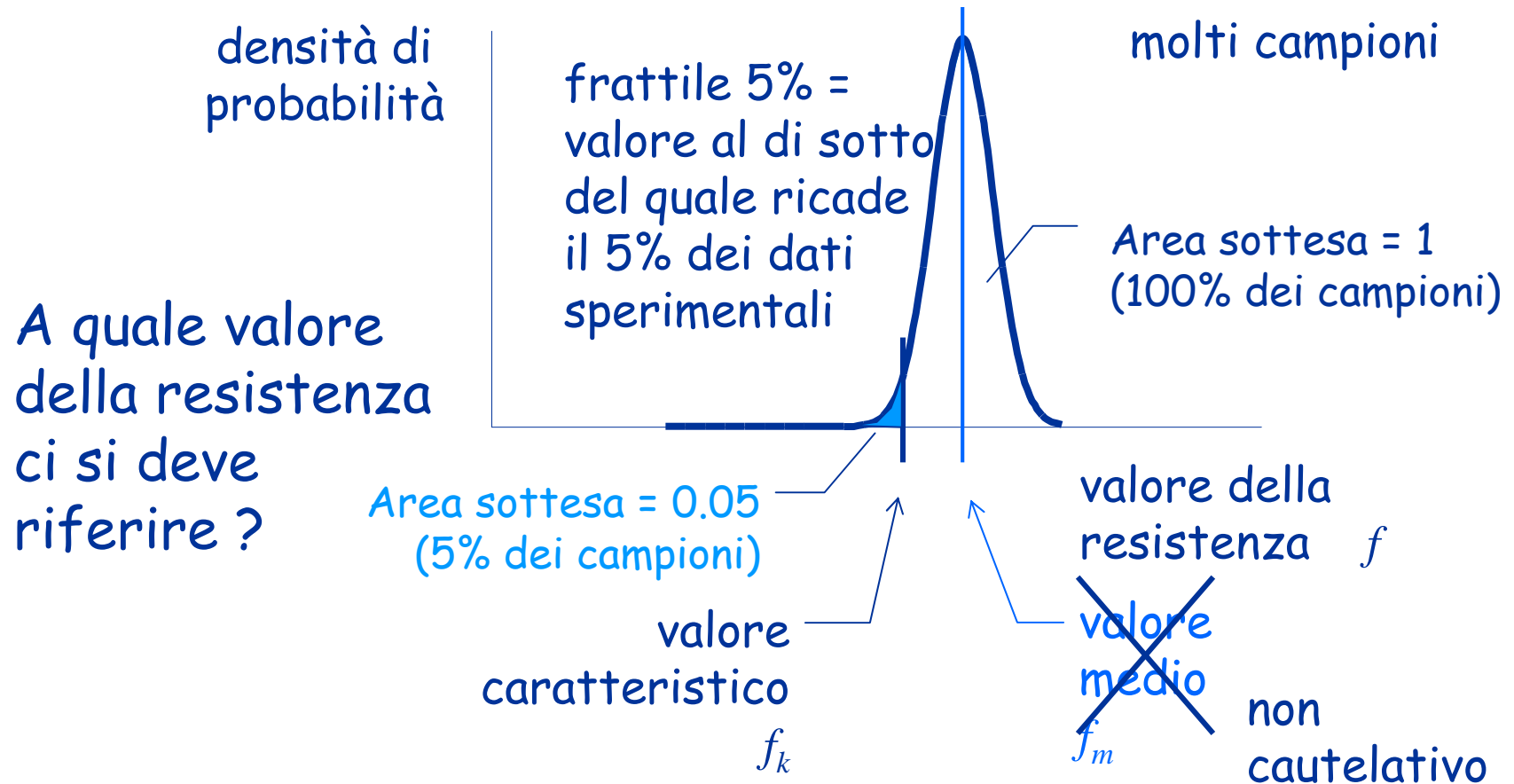
Incertezza sulla resistenza



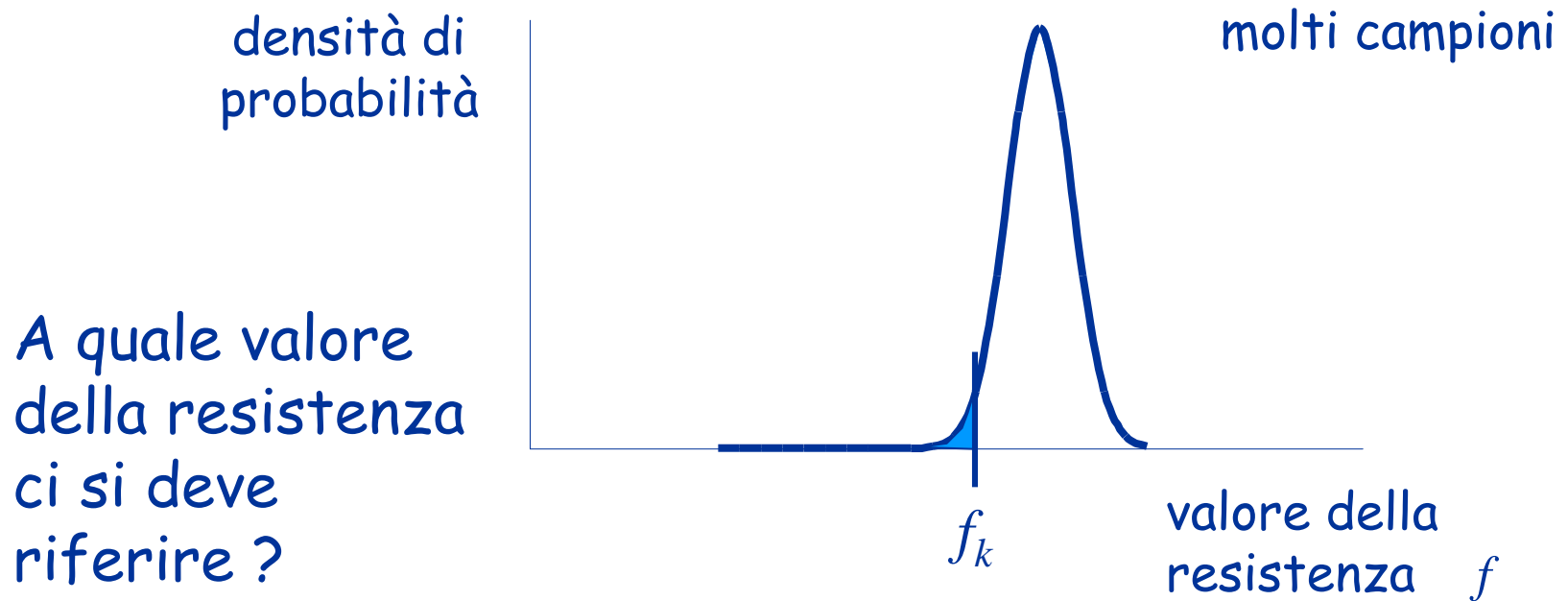
Incertezza sulla resistenza



Incertezza sulla resistenza



Incertezza sulla resistenza



Il riferimento fondamentale è sempre il valore caratteristico

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?

450 MPa f_{yk}

Valore caratteristico

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

Incertezza 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

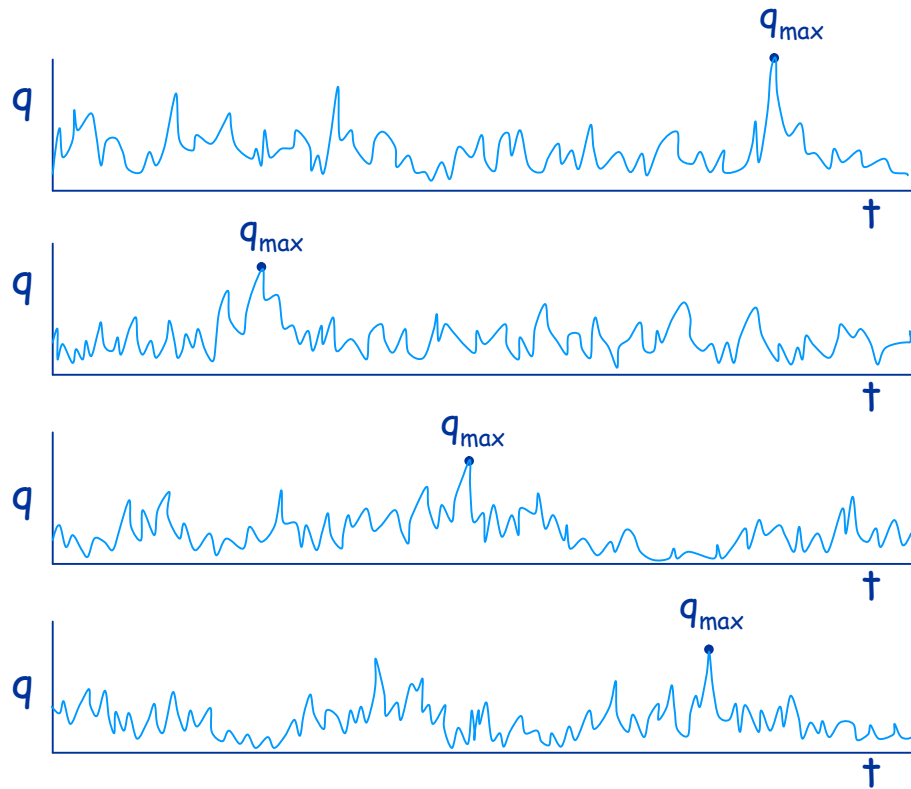
Valori "massimi"

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

Per diverse strutture

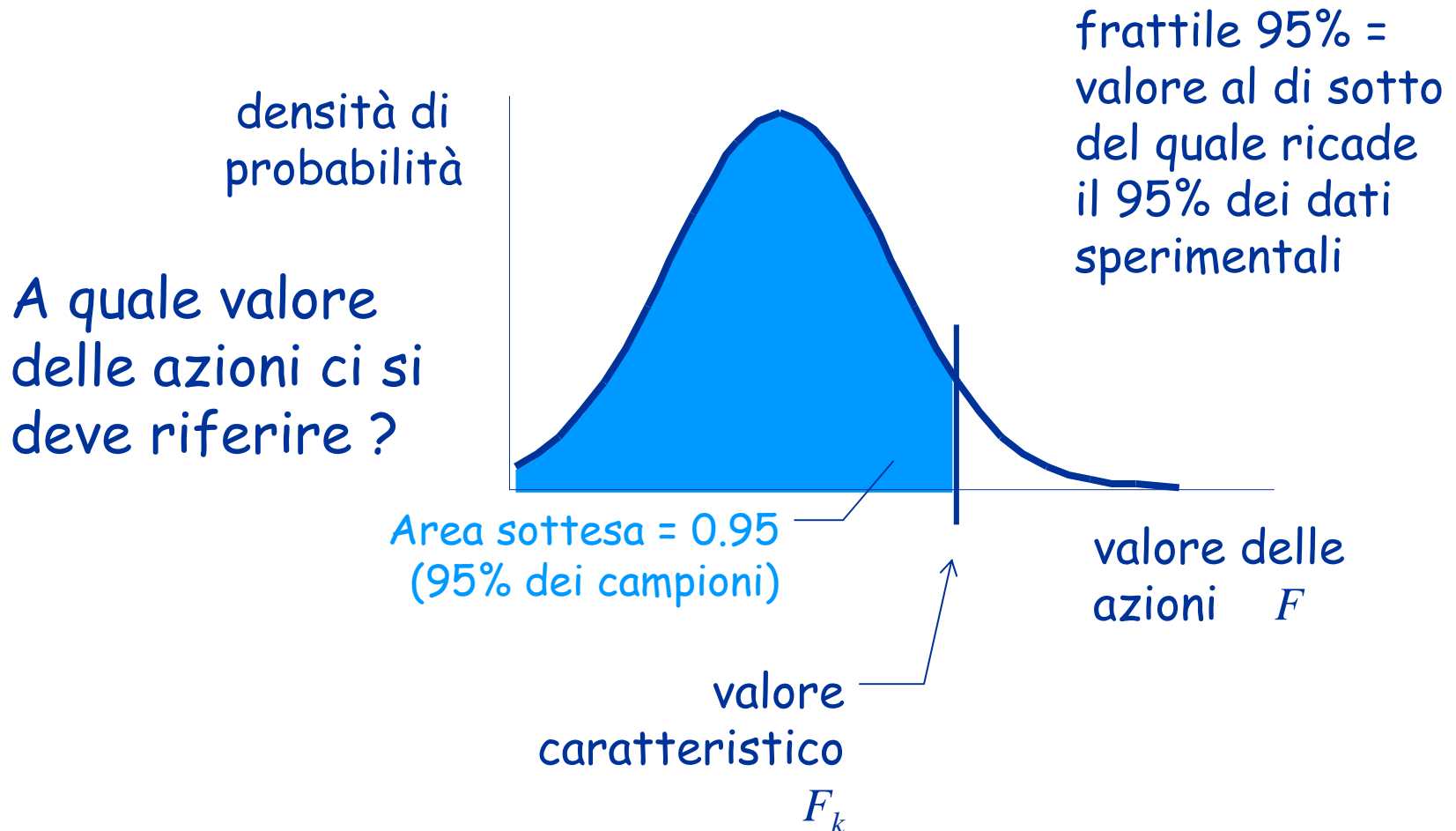
Incertezza sulle azioni

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

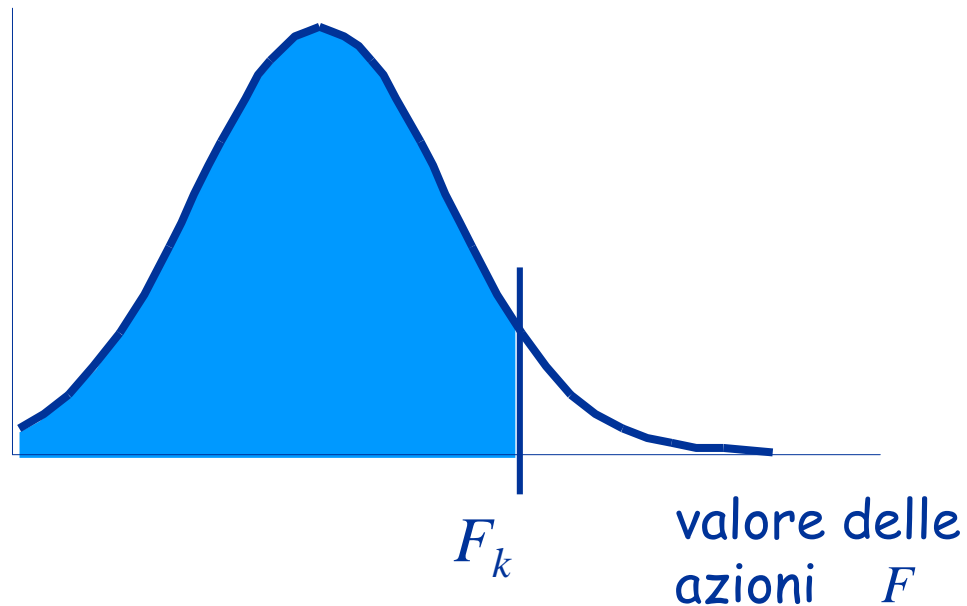
A quale fare riferimento?

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 nel 95% dei casi il massimo carico che la struttura dovrà sopportare in tutta la vita

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

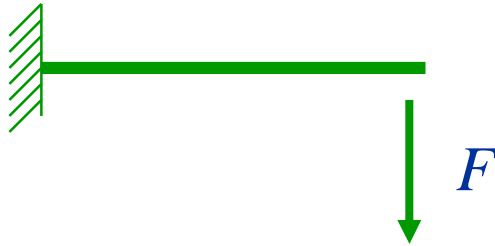
E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

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

Per rispondere occorre determinare la probabilità di crollo

Come si valuta la probabilità di crollo?



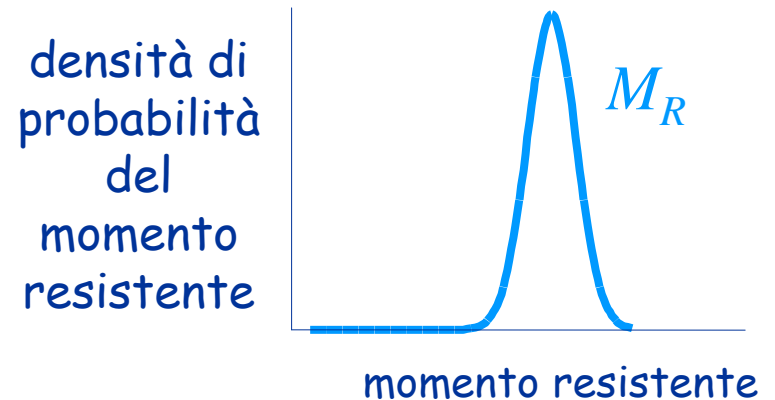
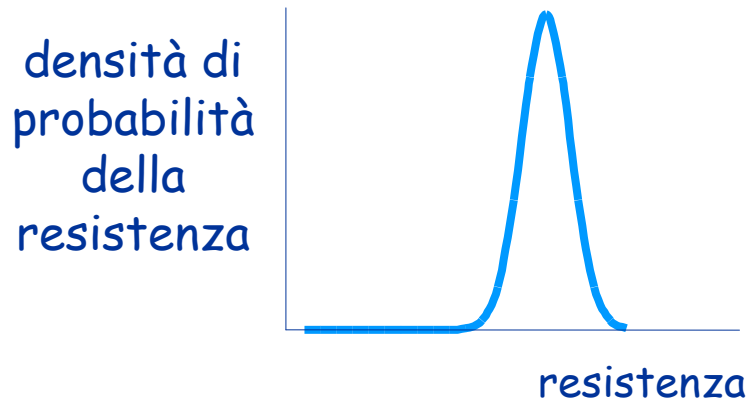
Il momento massimo M_E che sollecita la sezione dipende dal valore della forza



Come si valuta la probabilità di crollo?



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



Probabilità di crollo

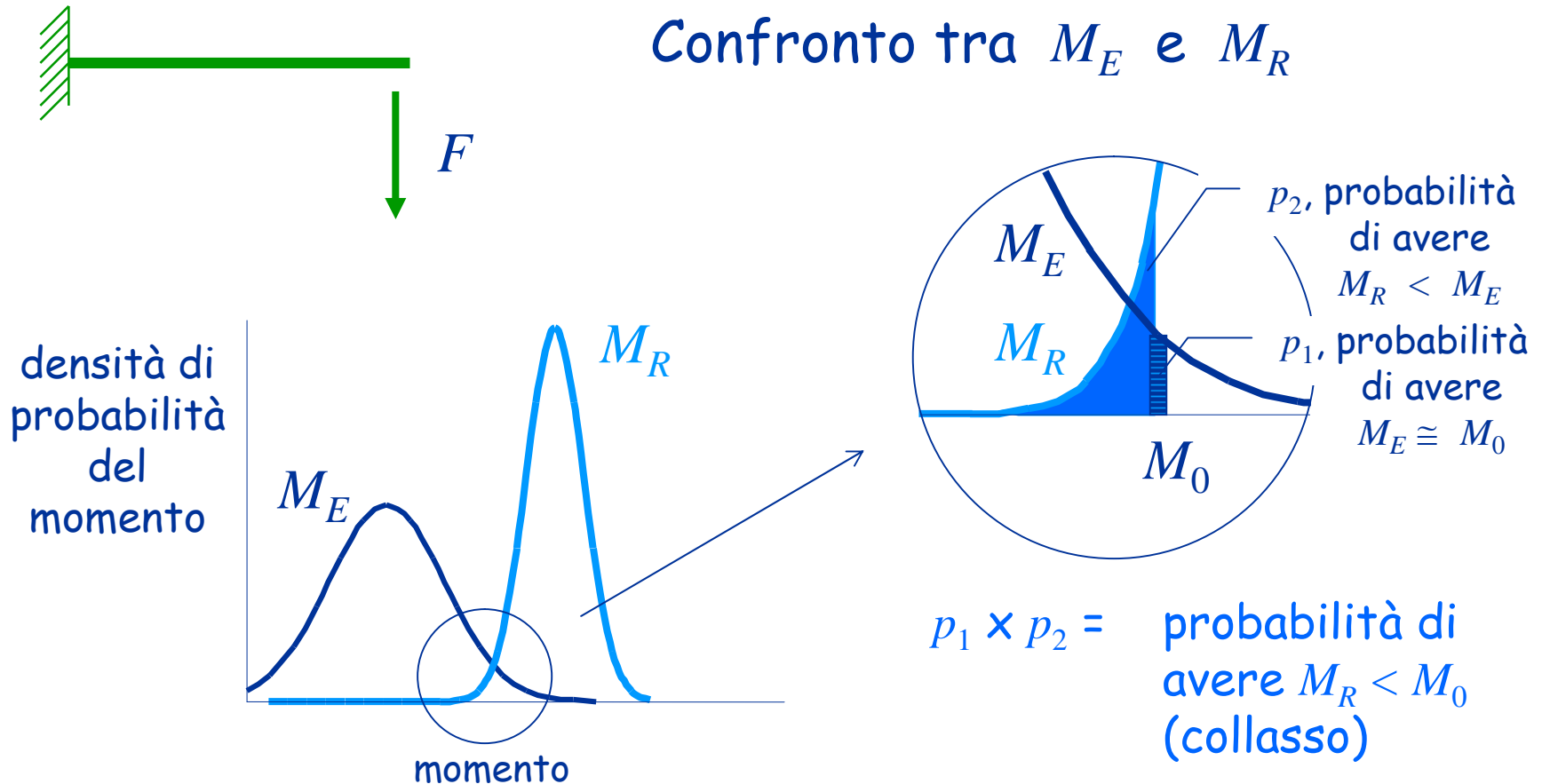
Procedimento numerico (metodo di Montecarlo)

- Si sorteggia un valore del carico e si determina il momento sollecitante M_E
- Si sorteggia un valore della resistenza e si determina il momento resistente M_R
- Si confrontano M_E ed M_R
si ha collasso strutturale se $M_R < M_E$
- Si ripete il sorteggio migliaia di volte e si conta il numero di casi in cui si è avuto collasso;
si ha così la percentuale di collasso

Vedere foglio Excel “Probabilità collasso”

Probabilità di crollo

Integrazione delle funzioni densità di probabilità



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

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

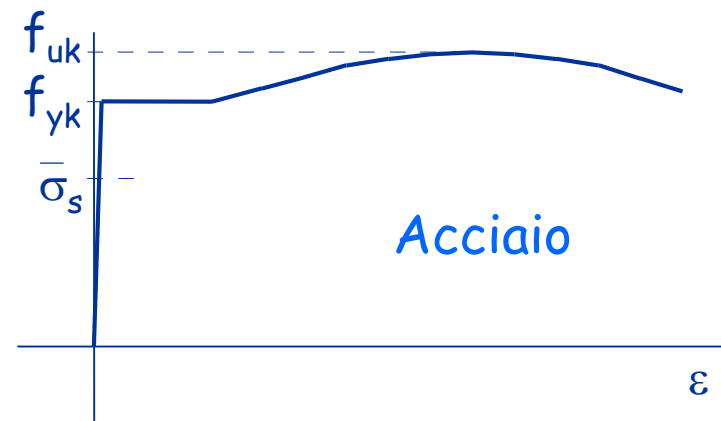
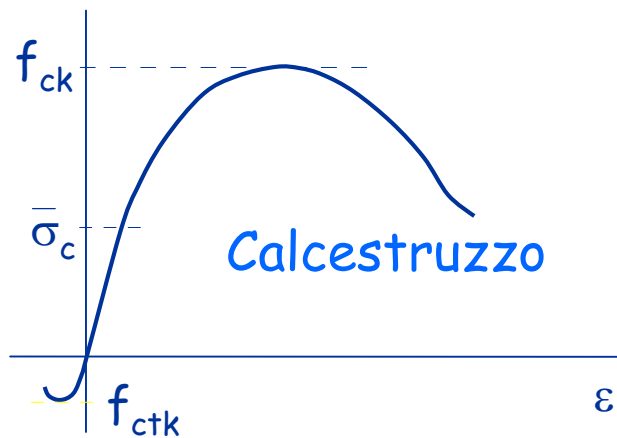
La possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare
coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi sperimentali



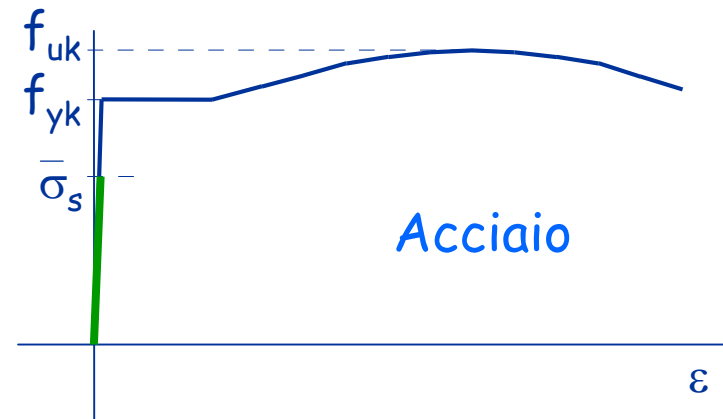
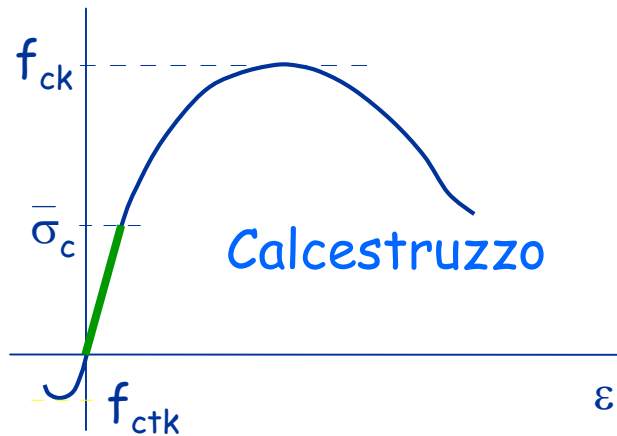
Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{f_{ck}}{\gamma}$$

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

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi 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)



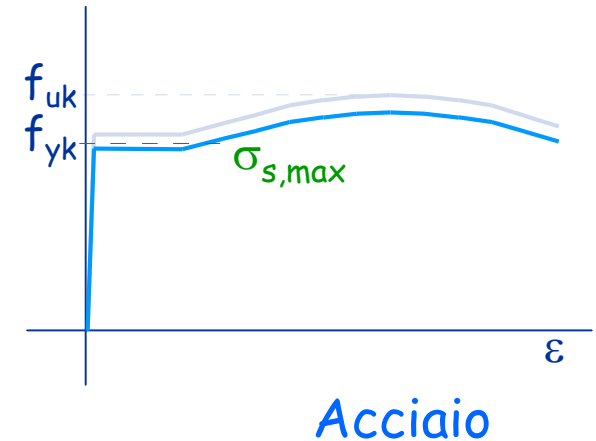
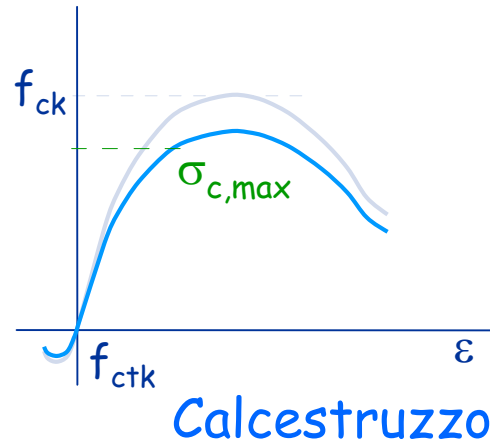
e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

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

Metodo delle tensioni ammissibili

Considerazioni

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



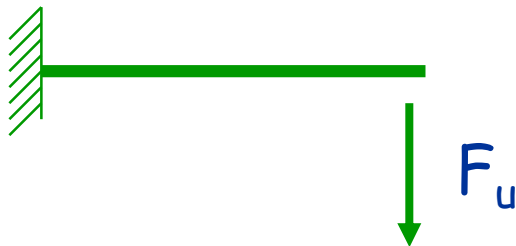
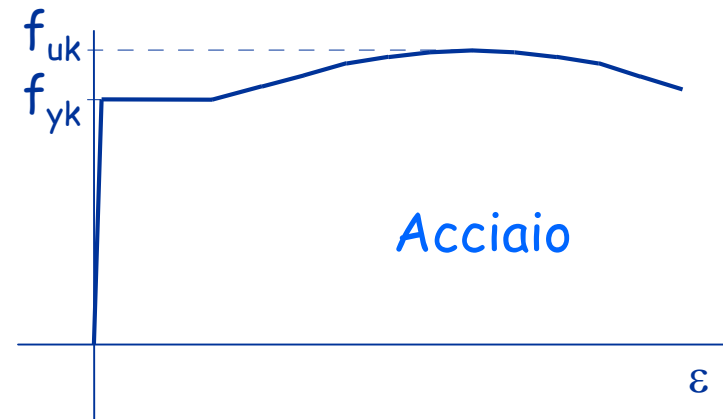
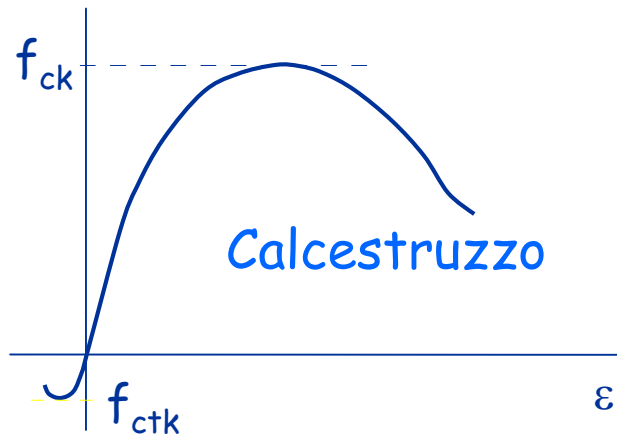
... o il carico è più grande del valore caratteristico

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

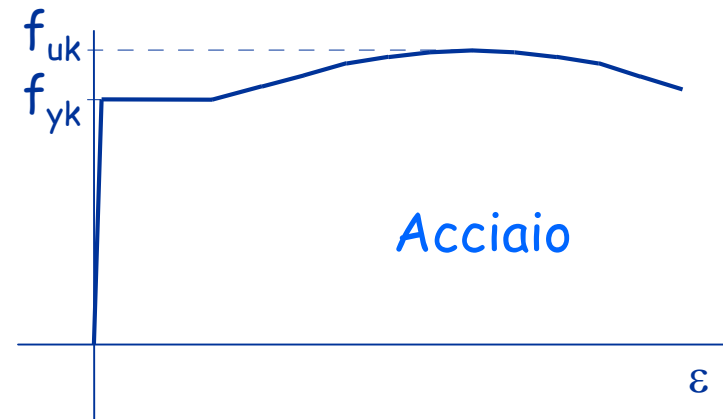
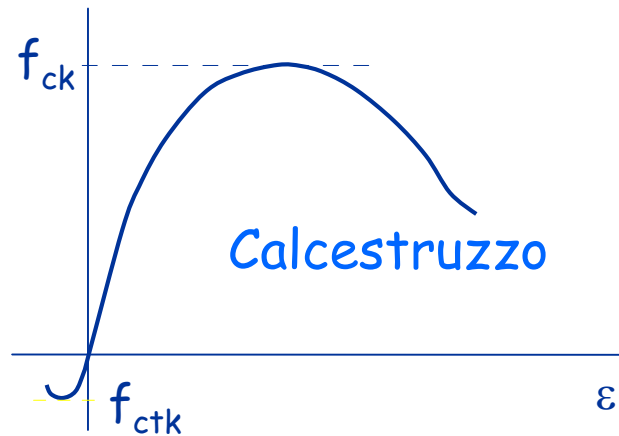
Diagrammi sperimentali



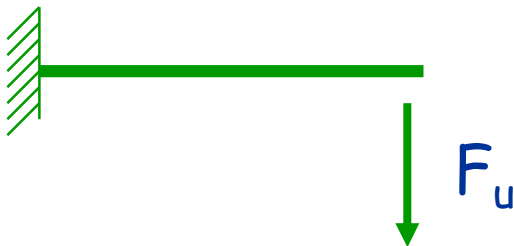
Usando i legami costitutivi sperimentali, si valuta il carico che porta a collasso la struttura

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Calcolo a rottura



Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso

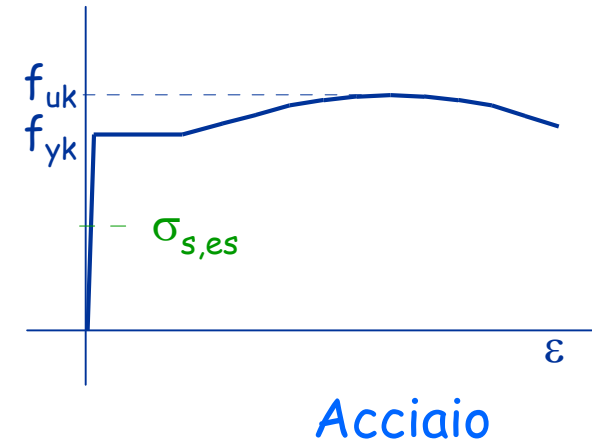
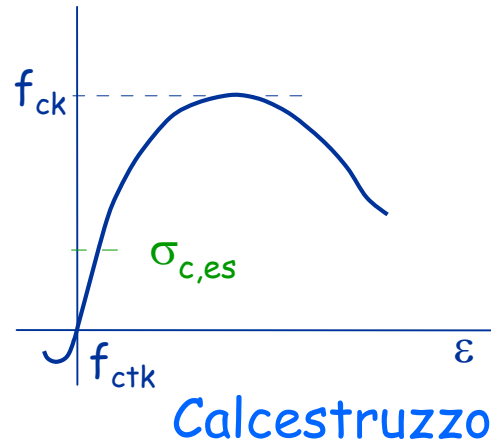


$$F_k \leq \frac{F_u}{\gamma} \quad \text{ovvero} \quad \gamma F_k \leq F_u$$

Calcolo a rottura

Considerazioni

Il carico di esercizio è molto minore del carico di collasso



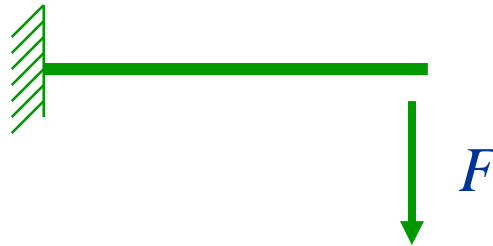
Qual è lo stato tensionale e deformativo sotto i carichi di esercizio?

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 ?

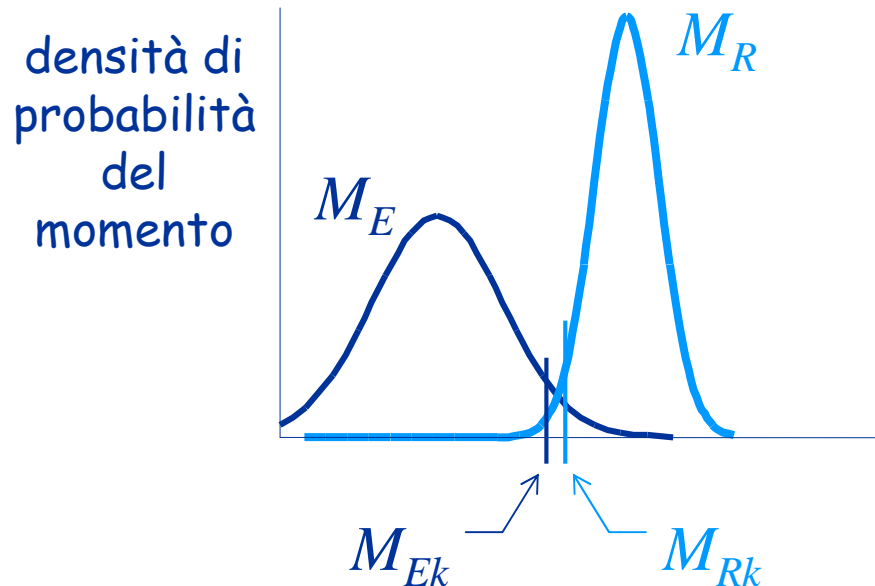
Esempio



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

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

Si parte da considerazioni probabilistiche



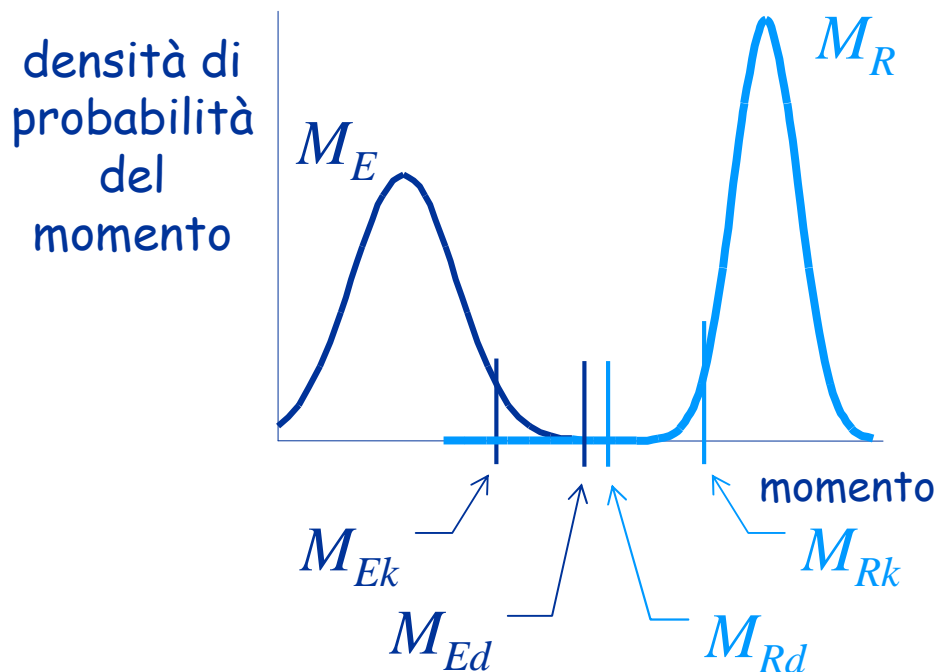
Effettuare i calcoli usando i valori caratteristici, cioè controllare che

$$M_{Ek} \leq M_{Rk}$$

non garantisce una probabilità di crollo sufficientemente bassa

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

Vedere foglio Excel “Probabilità collasso”

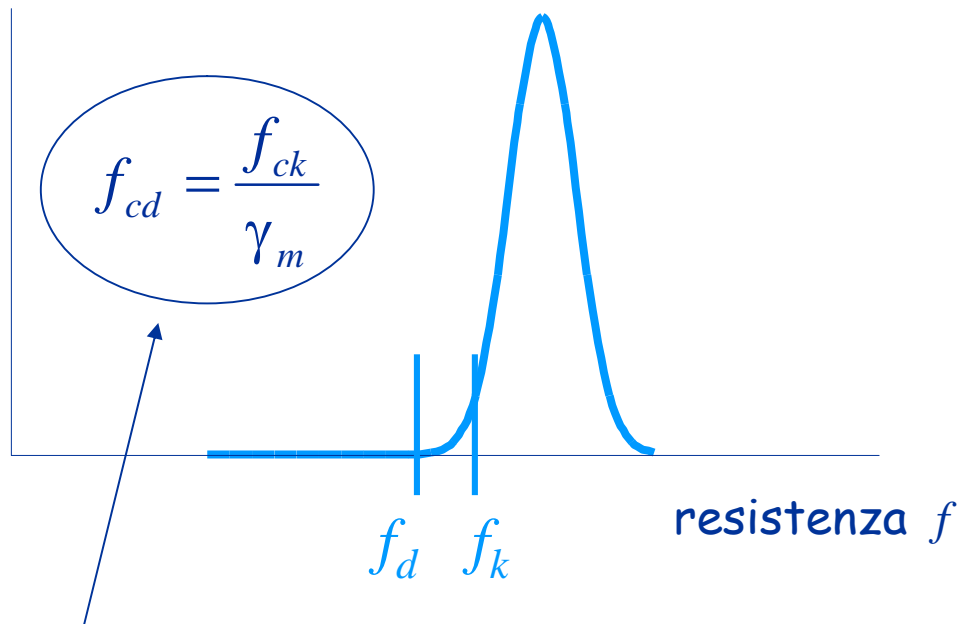


Per avere una bassa probabilità di crollo le due distribuzioni di probabilità devono essere ben distinte

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%)

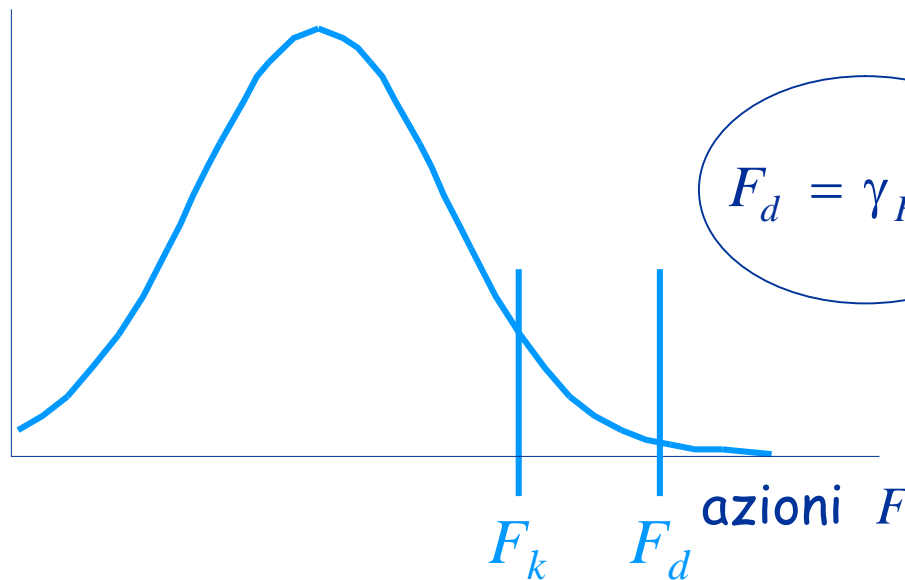
450 MPa f_{yk}
frattile 5%

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

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



$$F_d = \gamma_F F_k$$

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

$$q_d = \gamma_q q_k$$

2.0 kN/m²

q_k

frattile 95%

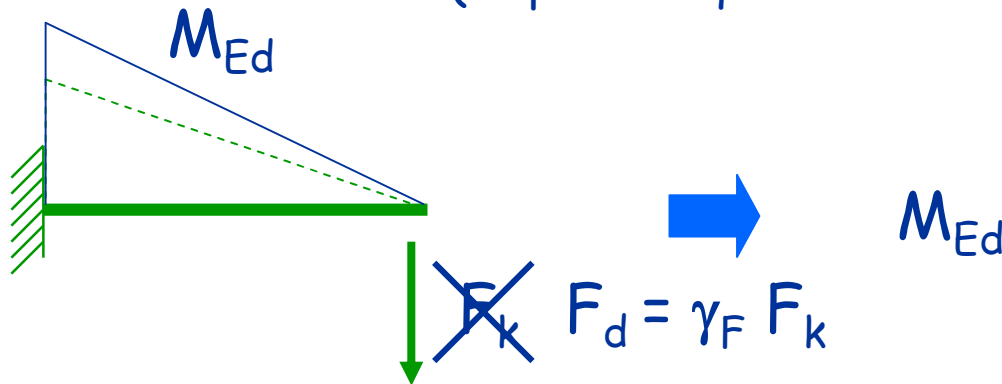
q_d

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

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

Ver

La verifica di sollecitazioni



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)

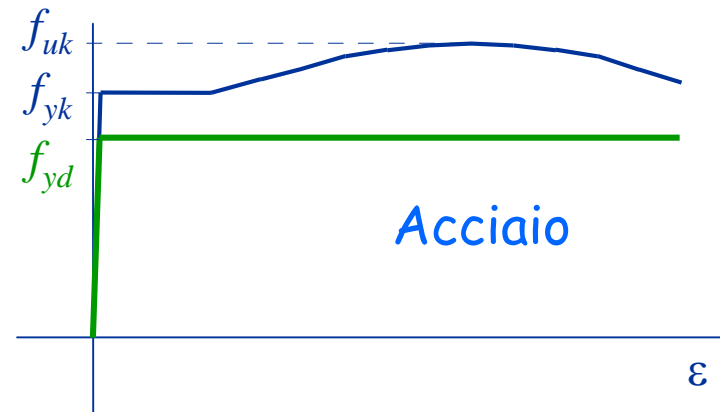
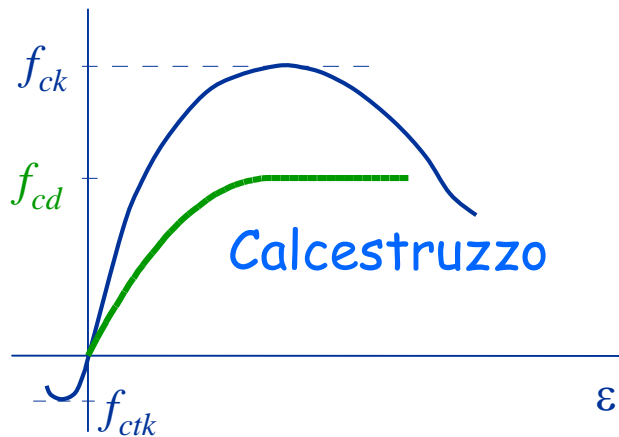
$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_F)$$

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

M_{Rd}



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

M_{Ed}

Riepilogo e confronto: tensioni ammissibili

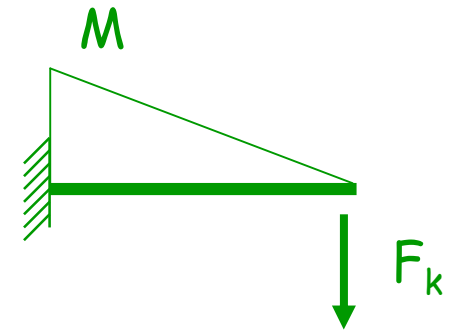
1 - Analisi dei carichi

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

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

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

Riepilogo e confronto: stato limite ultimo

1 - Analisi dei carichi

si utilizzano i valori di calcolo

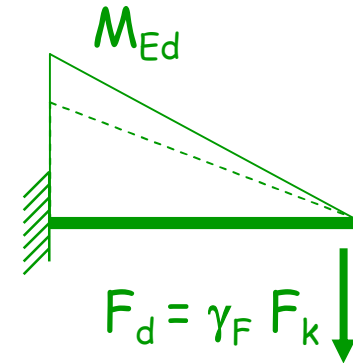
1.3÷1.5 x quelli caratteristici

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



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

Riepilogo e confronto: tensioni ammissibili - stato limite ultimo

T.A.

S.L.U.

Carichi

valori
caratteristici

valori di calcolo
(1.3÷1.5 maggiori)

Risoluzione

solo analisi
lineare

di solito analisi lineare
(car.soll. 1.3÷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;
- 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.

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

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

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

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicitarsi
- 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

Classificazione delle azioni

- In base al modo di esplicitarsi
- 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

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

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

Azioni

valore di calcolo

Tabella 2.6.I – *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_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

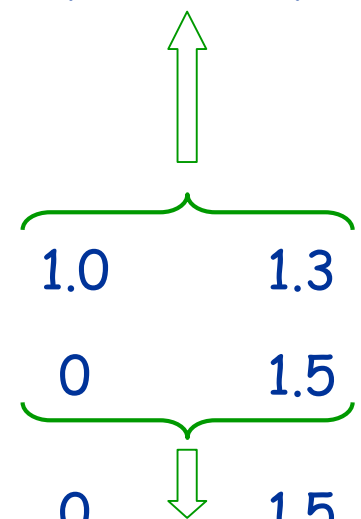
⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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



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	$8 \times 0.082 \text{ kN}$	=	$\frac{0.66 \text{ kN/m}^2}{}$	
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	} G_1 0 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		=	$\frac{1.20 \text{ kN/m}^2}{}$	
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.

Nota:

carichi variabili (1)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_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 2,00	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	$\geq 6,00$	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
<p>* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati</p> <p>** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso</p>				

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

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

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 accorpare i carichi in questo modo:

sempre presenti

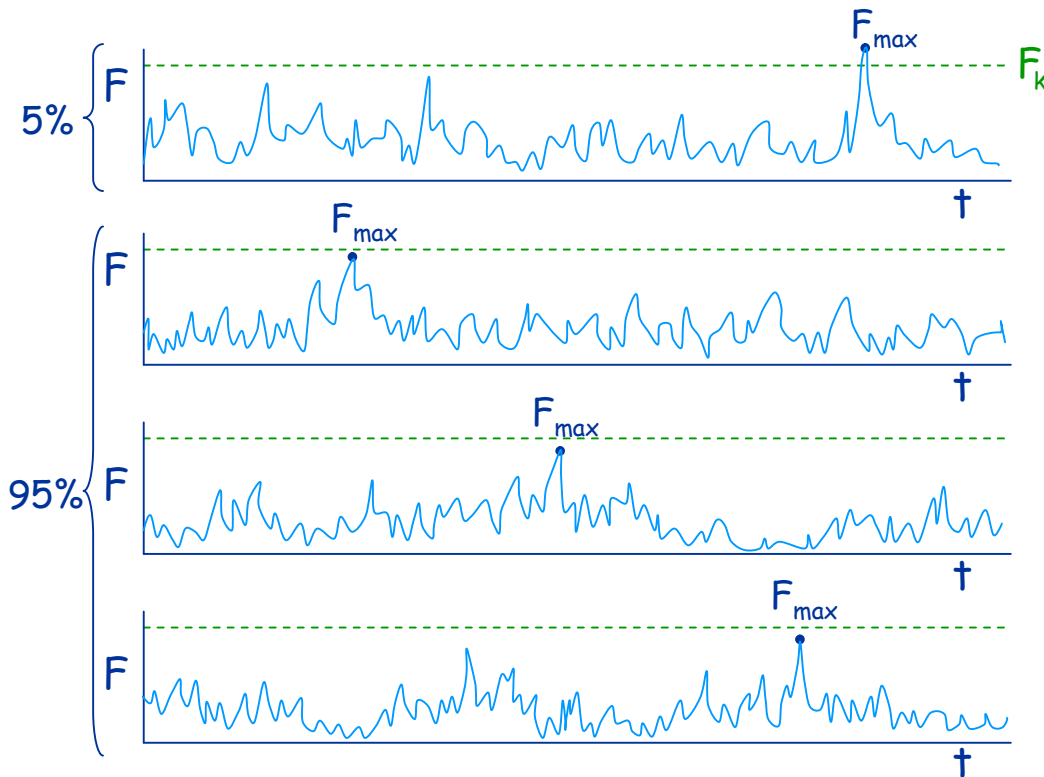
$$G_{1d} = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

possono esserci o no

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

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore caratteristico F_k

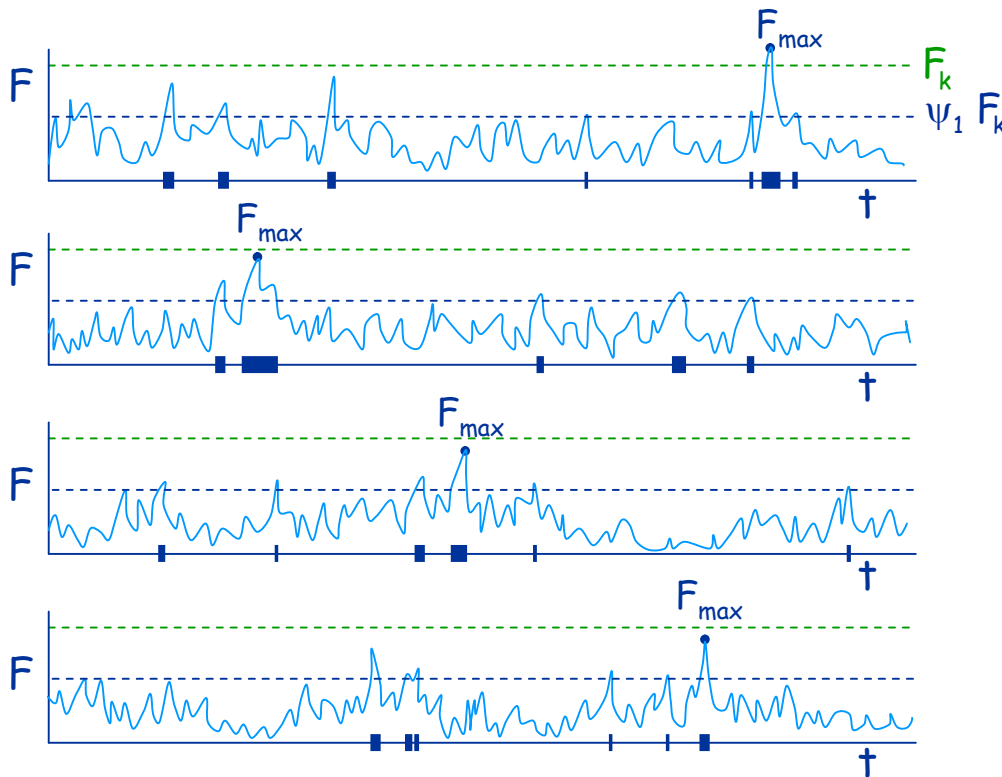


È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

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

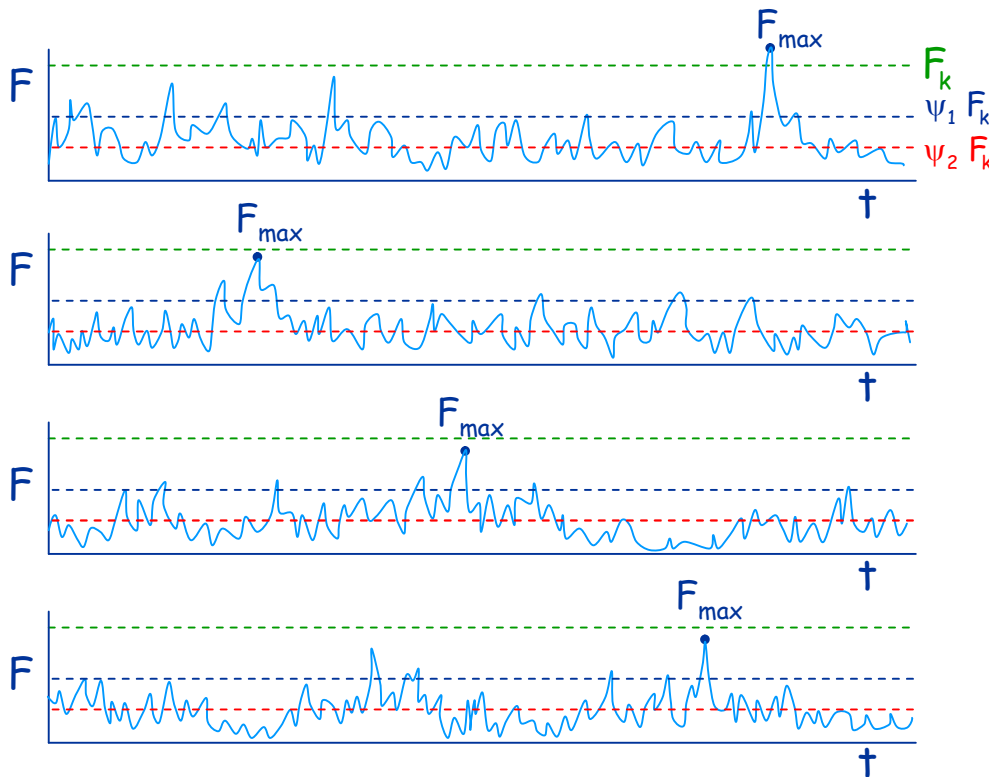
ψ_1 dipende dal tipo di carico

$\psi_1 = 0.5$ 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

$$\psi_0 \quad \psi_1 \quad \psi_2$$

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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

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

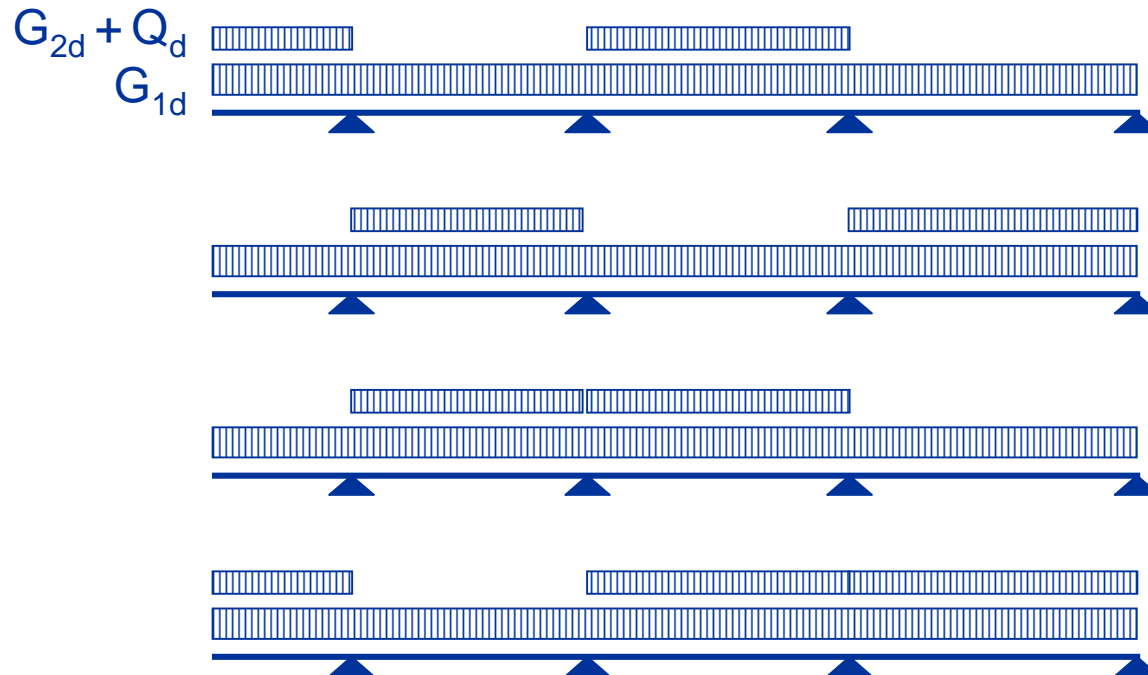
I carichi permanenti non compiutamente definiti e quelli variabili possono essere presenti o no

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:

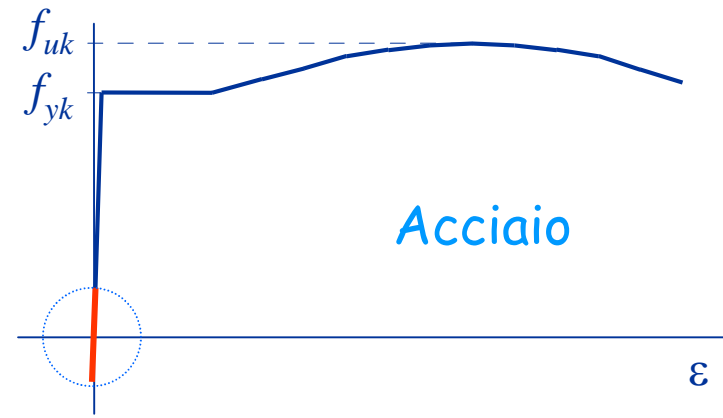
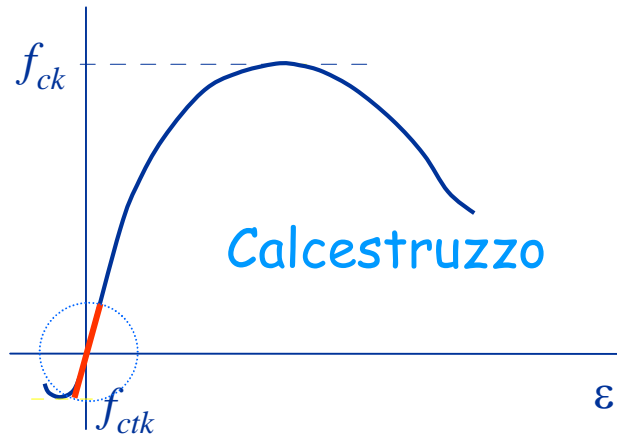
al sisma si aggiungono i carichi verticali quasi permanenti

$$E + G_k + \psi_2 Q_k$$

Materiali: modellazione del
comportamento e legami costitutivi

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali



Modelli di comportamento

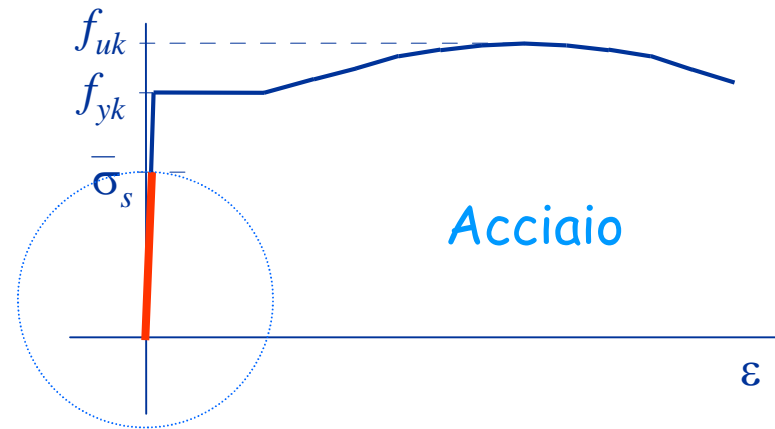
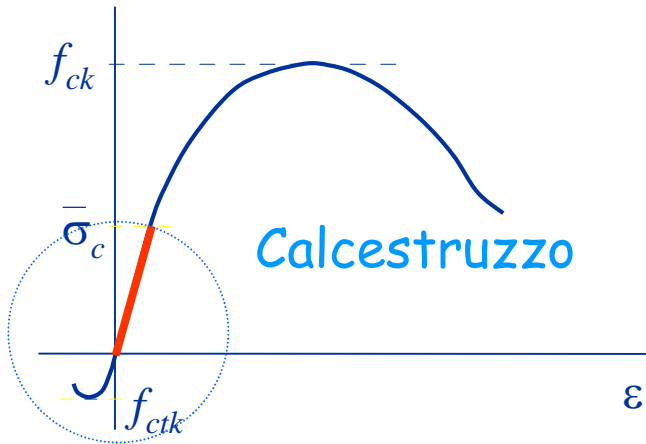
- 1 - per deformazioni e tensioni molto basse:
comportamento elastico lineare
calcestruzzo resistente anche a trazione

Usato solo per
situazioni
particolari

Ad esempio:
fessurazione

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali



Modelli di comportamento

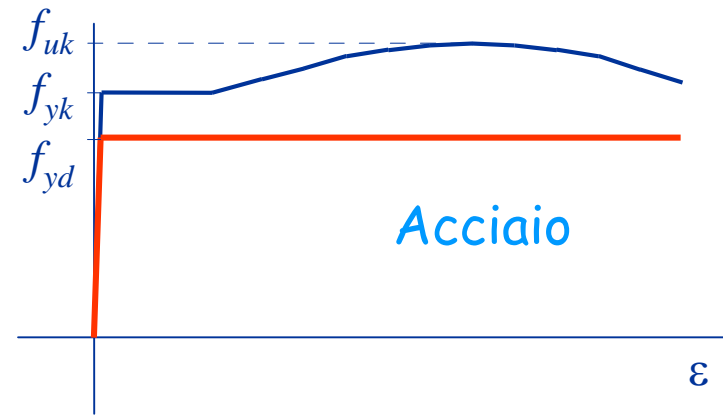
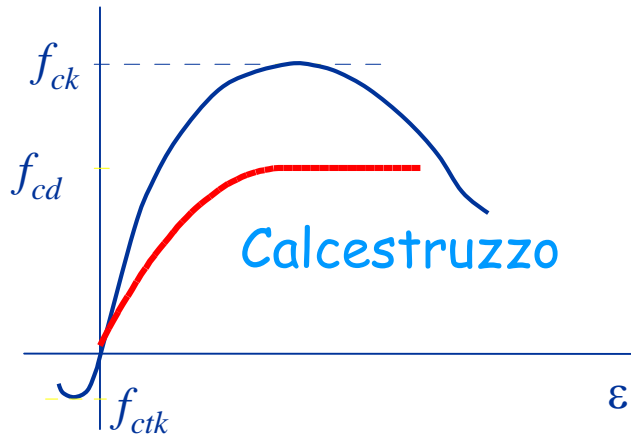
2 - per deformazioni e tensioni maggiori:
comportamento elastico lineare
calcestruzzo non resistente a trazione

Usato per il
metodo delle
tensioni
ammissibili

Ma anche per
verifiche S.L.E.

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali



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

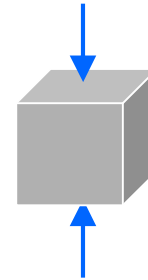
Calcestruzzo

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

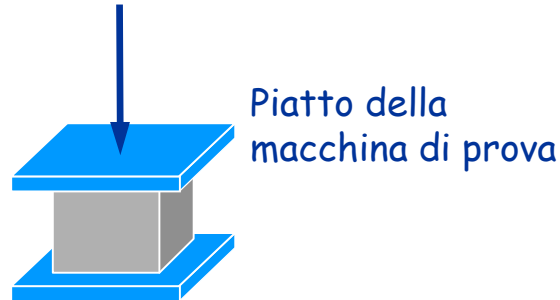
usata dalla normativa
europea (EC2) ma ora
anche dalle NTC08



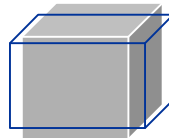
Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Provino cubico

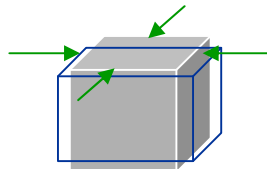
R_{ck}



Piatto della
macchina di prova

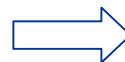


il provino, compresso,
si accorcia e si dilata



per attrito tra piatto e provino
nascono forze trasversali

La presenza di queste forze
riduce il rischio di rottura



Aumenta la
resistenza

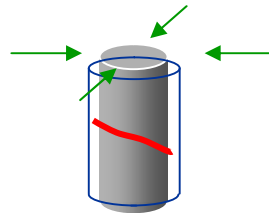
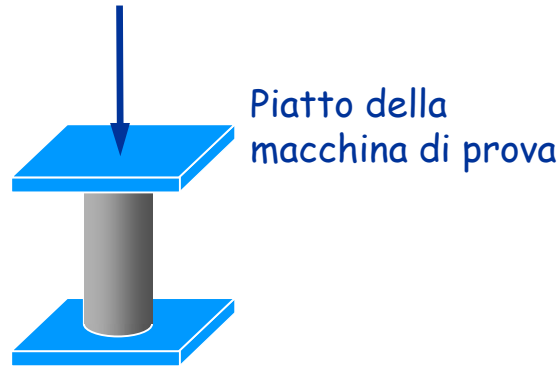
Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Provino cilindrico

f_{ck}

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

$$f_{ck} < R_{ck}$$



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

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 ...

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

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

Si usa comunque $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Classi di resistenza del calcestruzzo

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

} strutture non armate

↓
strutture in cemento
armato ordinario

↓
strutture in cemento
armato precompresso

↓
richiedono controlli
particolari

↓
richiedono approvazione specifica
dal Servizio Tecnico Centrale

NTC08, punto 4.1

Resistenza a trazione

In sede di progettazione si può assumere

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

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

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

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

Modulo elastico

In sede di progettazione si può assumere

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

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Legame più realistico

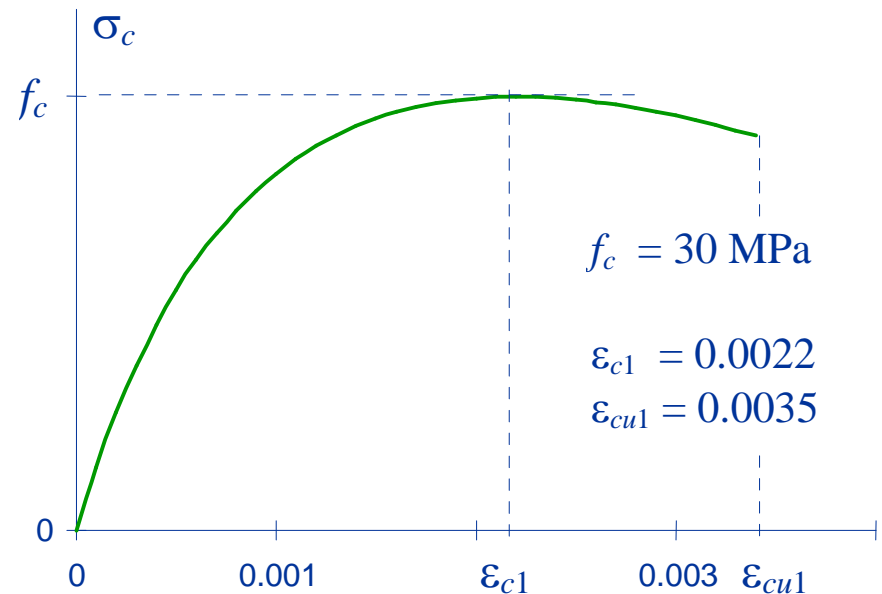
$$\sigma_c = \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \eta} f_c$$

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

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

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

EC2, punto 3.1.5



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

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

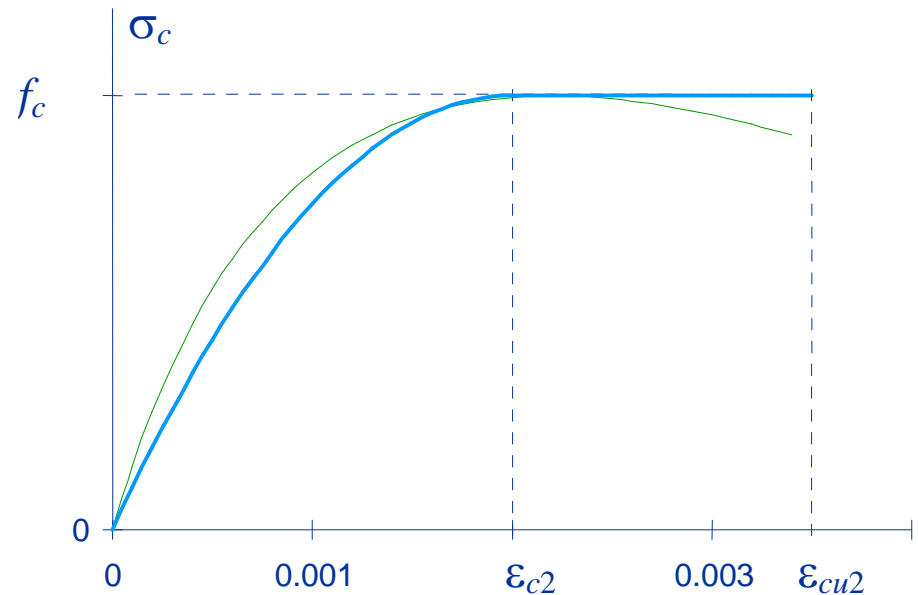
Legame semplificato

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

$$\sigma_c = f_{cd}$$

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

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Valore di calcolo della resistenza

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

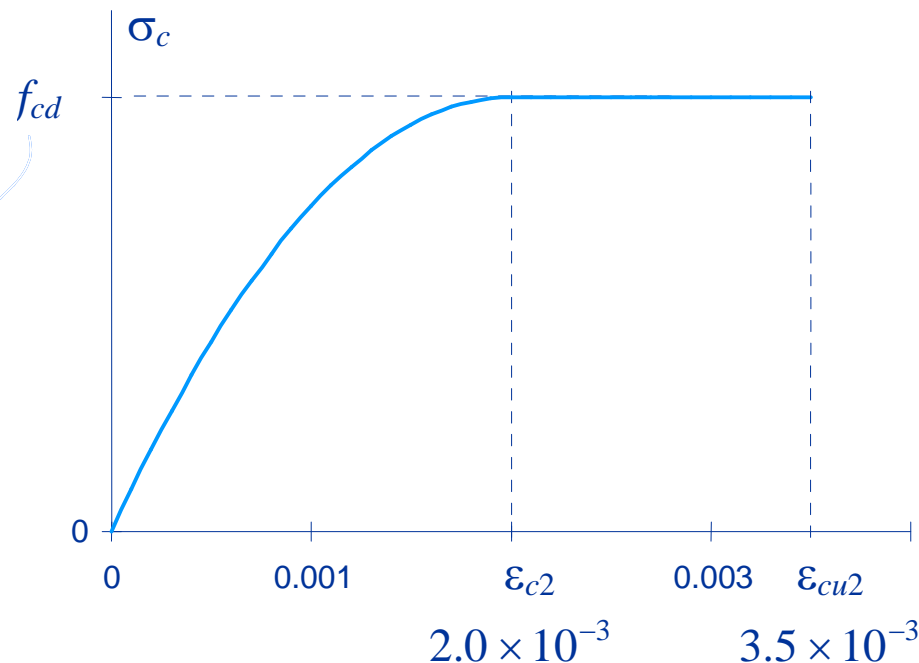
con

$$\gamma_c = 1.5$$

per strutture
in c.a. ordinario

$$\gamma_c = 1.4$$

per produzioni
soggette a controllo



Coefficiente che tiene conto
della riduzione di resistenza
per carichi di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

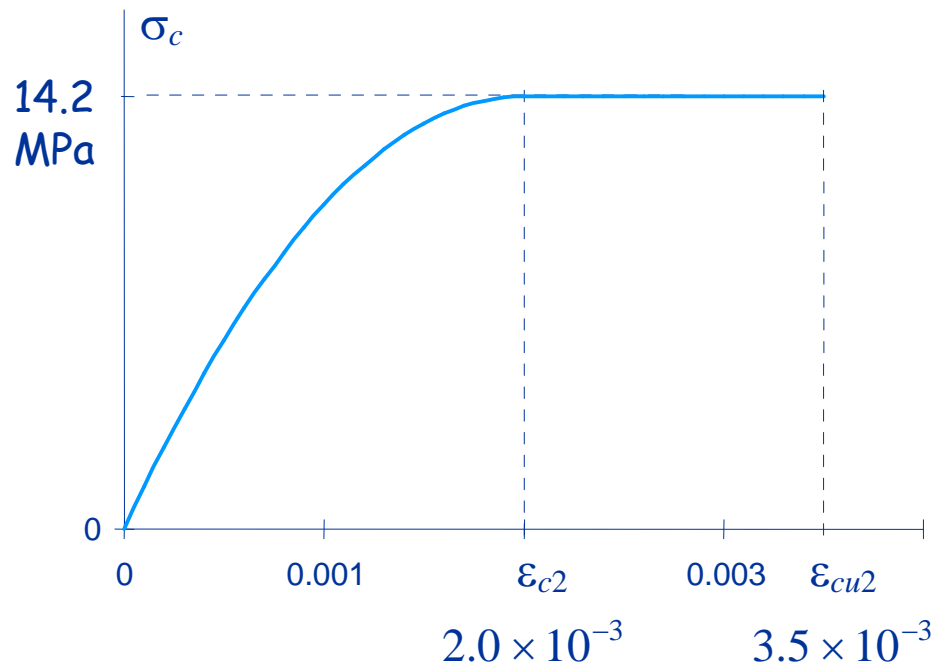
Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Esempio

Calcestruzzo di classe

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

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



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

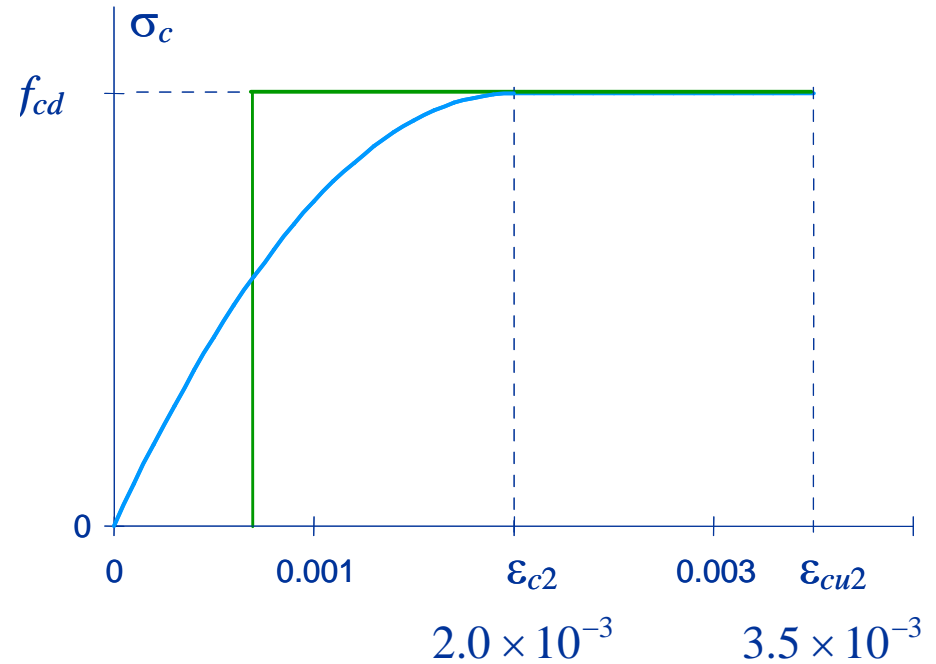
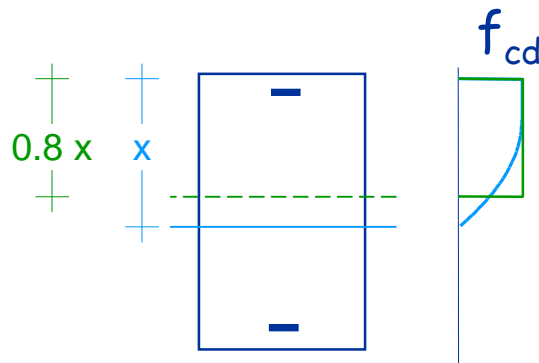
Si ricorda che
 $\bar{\sigma}_c = 9.75 \text{ MPa}$

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Alternativa:

Stress block

$$\sigma_c = f_{cd}$$



Acciaio

Acciaio

Nel passato:

Fe B 38k e Fe B 44k

Ora:

B450C più duttile, barre da Ø6 a Ø40

B450A meno duttile, barre da Ø5 a Ø10

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

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

Acciaio B450

requisiti

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

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

$$(f_y/f_{y,nom})_{k(90\%)} \leq 1.25$$

per B450C

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_{k(10\%)}$$

$$(f_t/f_y)_{k(90\%)} < 1.35$$

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

per B450A

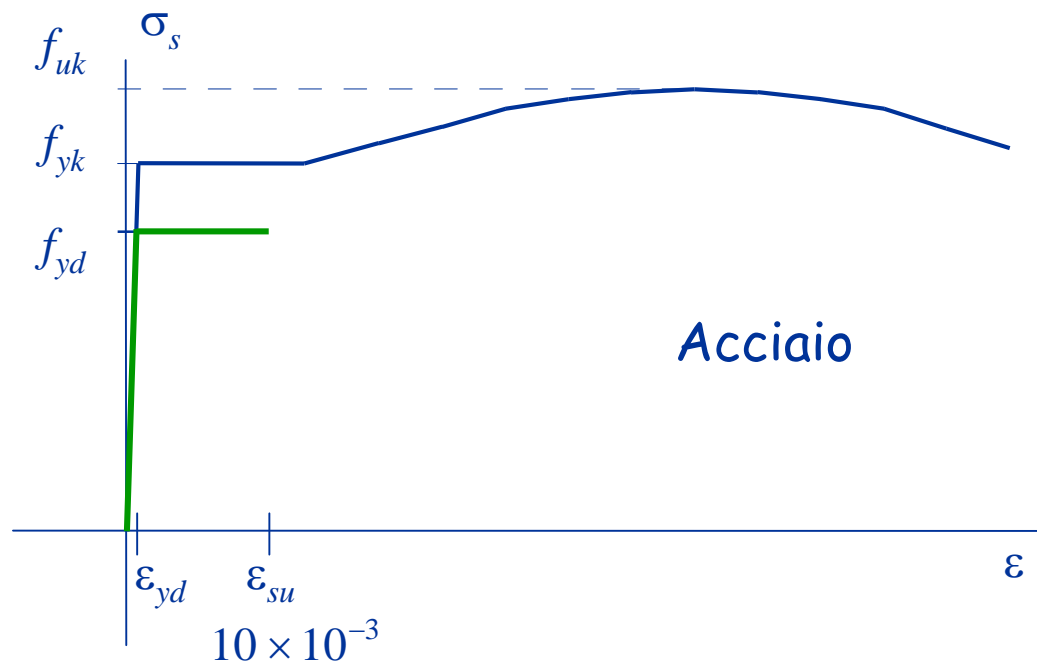
$$1.05 \leq (f_t/f_y)_{k(10\%)}$$

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

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

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



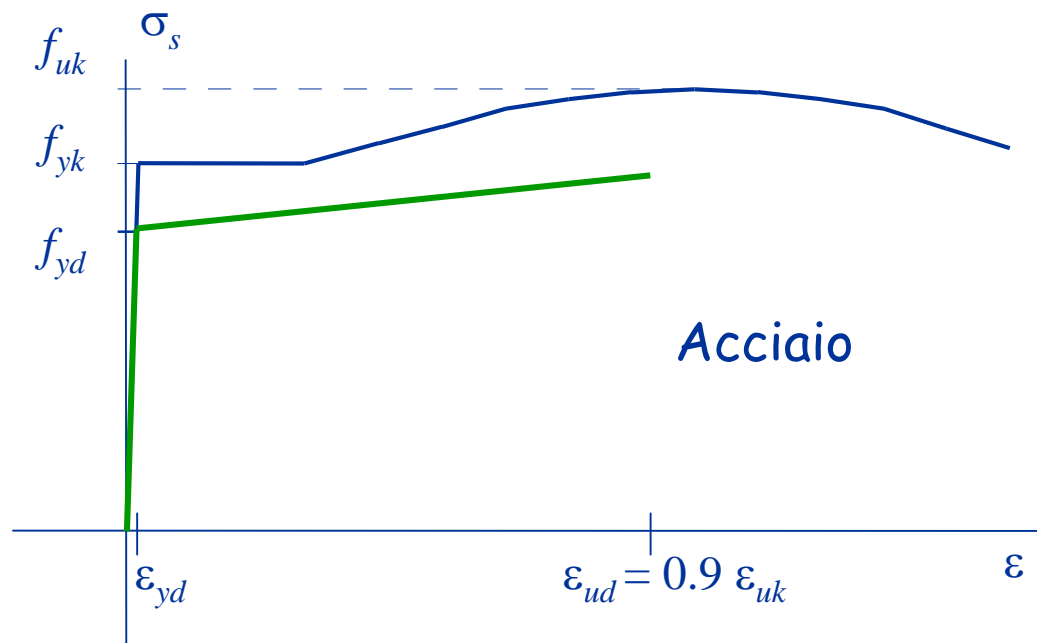
Legame "tradizionale"

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 elasto-plastico con incrudimento, con limite $\varepsilon_{ud} \sim 67 \times 10^{-3}$

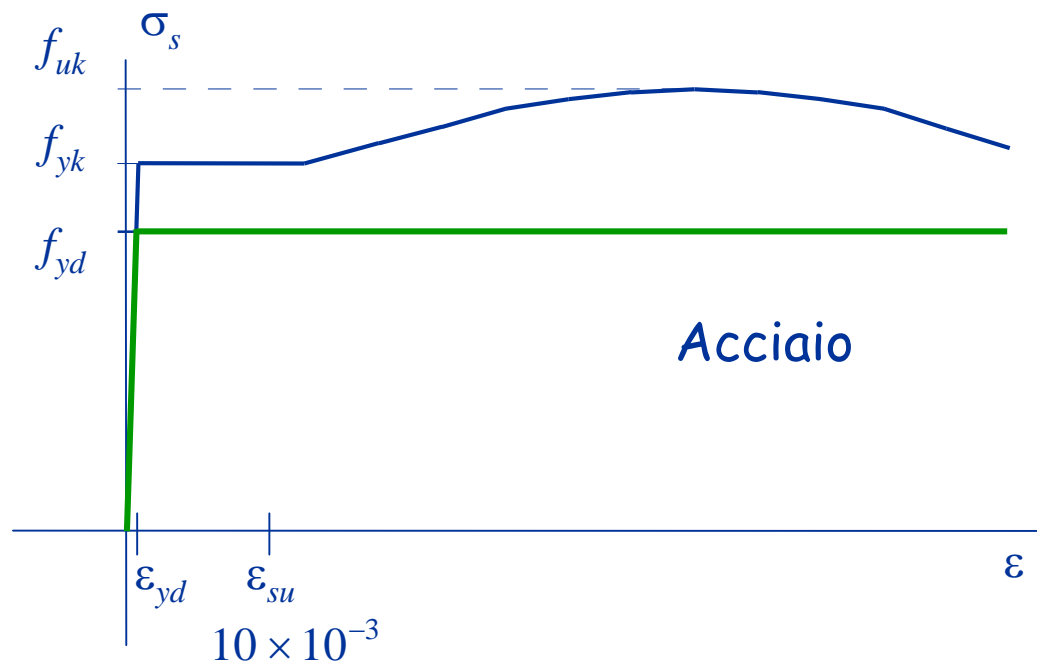


Legame poco usato

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

- 1 - Legame elastico-perfettamente plastico, con limite 10×10^{-3}
- 2 - Legame elasto-plastico con incrudimento, con limite $\varepsilon_{ud} \sim 67 \times 10^{-3}$
- 3 - Legame elastico-perfettamente plastico, senza limiti



In molti casi può semplificare la trattazione

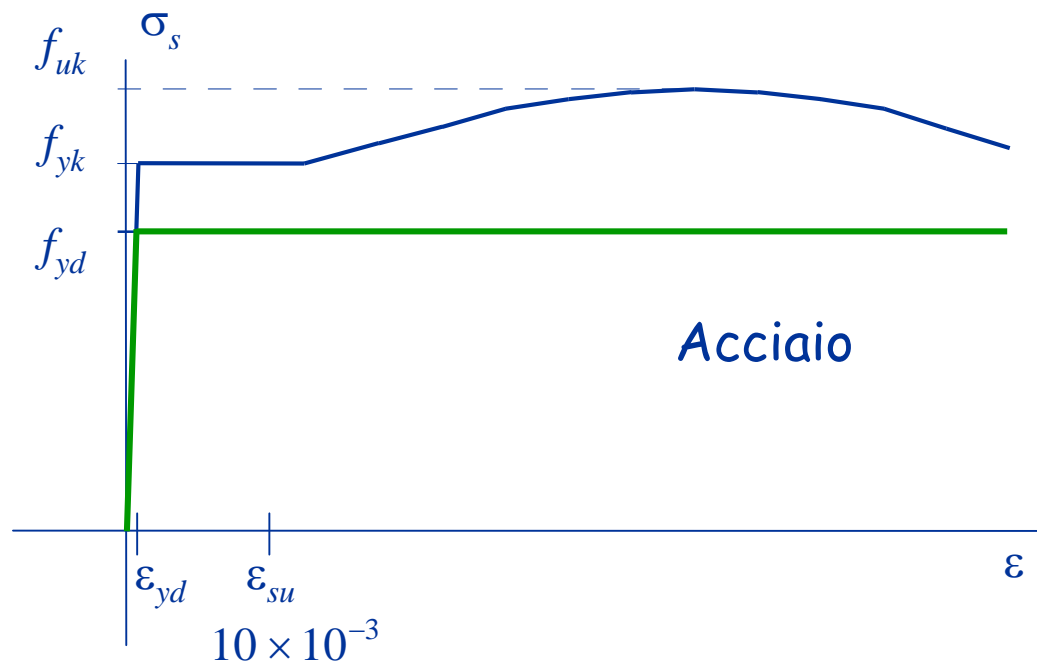
Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Valore di calcolo della resistenza

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

con

$$\gamma_s = 1.15$$



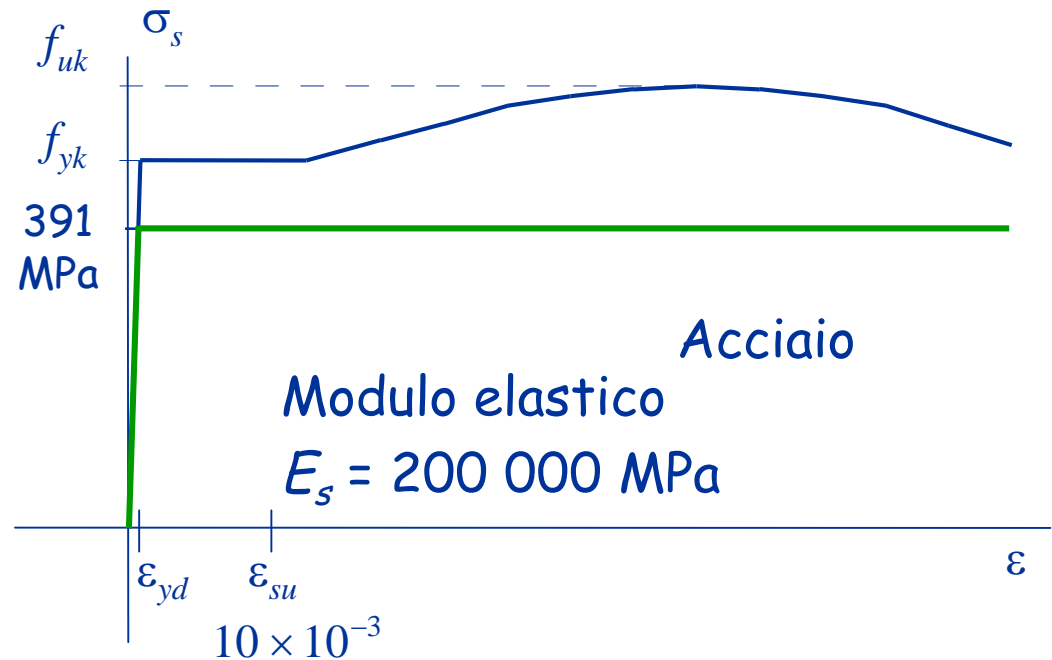
Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Esempio

Acciaio B450C

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

$$f_{yd} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$



Acciaio B450C

$$\epsilon_{yd} = \frac{391.3}{200\,000} = 0.00196$$