

Corso di aggiornamento

Calcolo agli stati limite e normativa sismica

Teramo, 13 ottobre - 25 novembre 2006

Coordinatore scientifico: Aurelio Ghersi

Organizzazione del corso

- Problematiche generali di verifica;
applicazioni al cemento armato
3 lezioni
- Concetti base di dinamica e ingegneria
sismica
2 lezioni
- Normativa sismica ed applicazioni ad
edifici in cemento armato
4 lezioni
- Altre problematiche ed altre tipologie
strutturali
2 lezioni

Dalle tensioni ammissibili agli stati limite

Teramo, 13 ottobre 2006

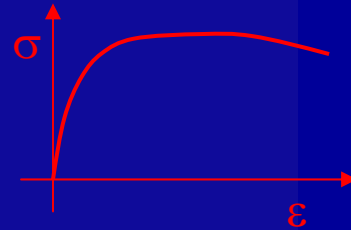
Aurelio Ghersi

Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che:

- Con accettabile probabilità rimanga adatta all'uso per il quale è prevista, tenendo nel dovuto conto la sua vita presupposta e **il suo costo**
- Con adeguati livelli di accettabilità sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze, cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio, e abbia adeguata durabilità in relazione **ai costi di manutenzione**

Come garantire che "la struttura sopporti le azioni ..." ?



Modello del
materiale

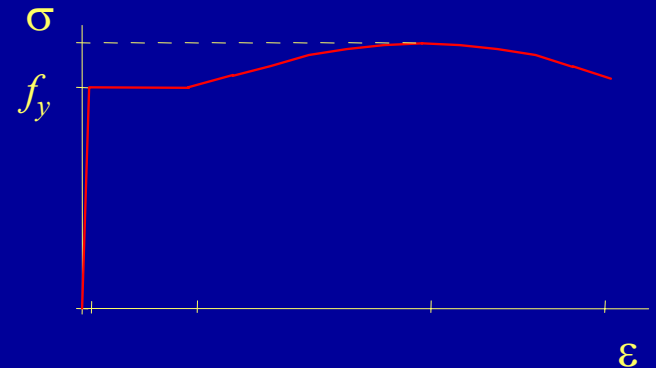
Modello della
struttura

Modello dei
carichi

Materiale

Problemi:

- Incertezze sul valore della resistenza
- Non linearità del legame costitutivo



Incertezza sulla resistenza

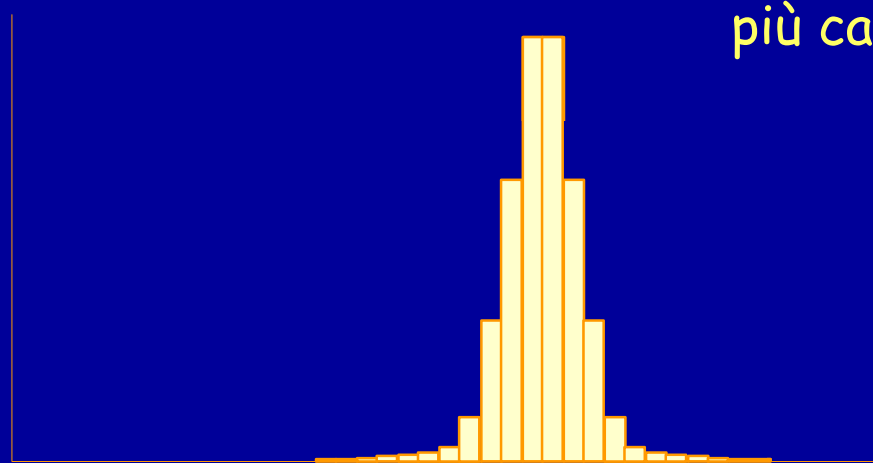
provino	f_y [MPa]
1	387.9
2	395.2
3	403.9
4	421.8
5	429.1
6	430.1
7	430.4
...	...
49	447.2
...	...
99	460.2
100	469.5

Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

Incertezza sulla resistenza

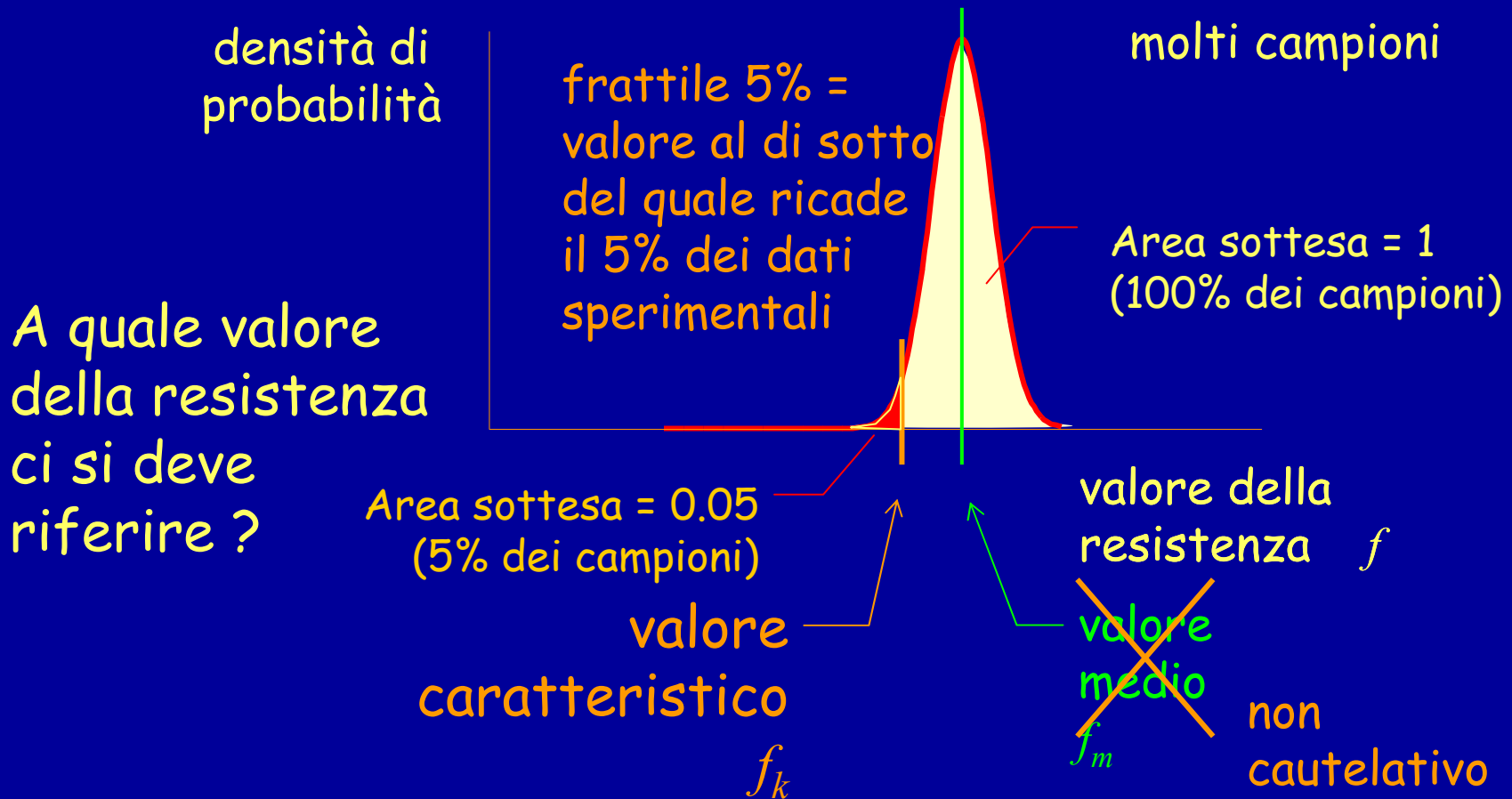
numero di
campioni
(frequenza)



più campioni

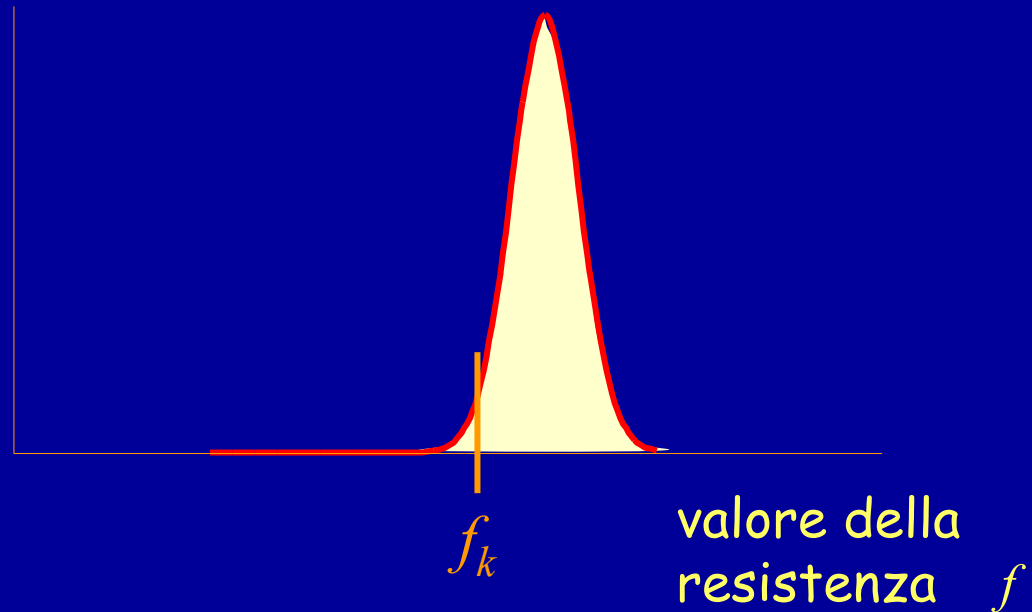
valore della
resistenza f

Incertezza sulla resistenza



Incertezza sulla resistenza

A quale valore della resistenza ci si deve riferire ?



Il riferimento fondamentale è sempre il valore caratteristico

Incertezza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	387.9
2	395.2
3	403.9
4	421.8
5	429.1
6	430.1
7	430.4
...	...
49	447.2
...	...
99	460.2
100	469.5

Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

430 MPa f_{yk}

Valore caratteristico

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

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	esplosioni, urti di veicoli, terremoti

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

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.19
98	2.35
99	2.51
100	2.94

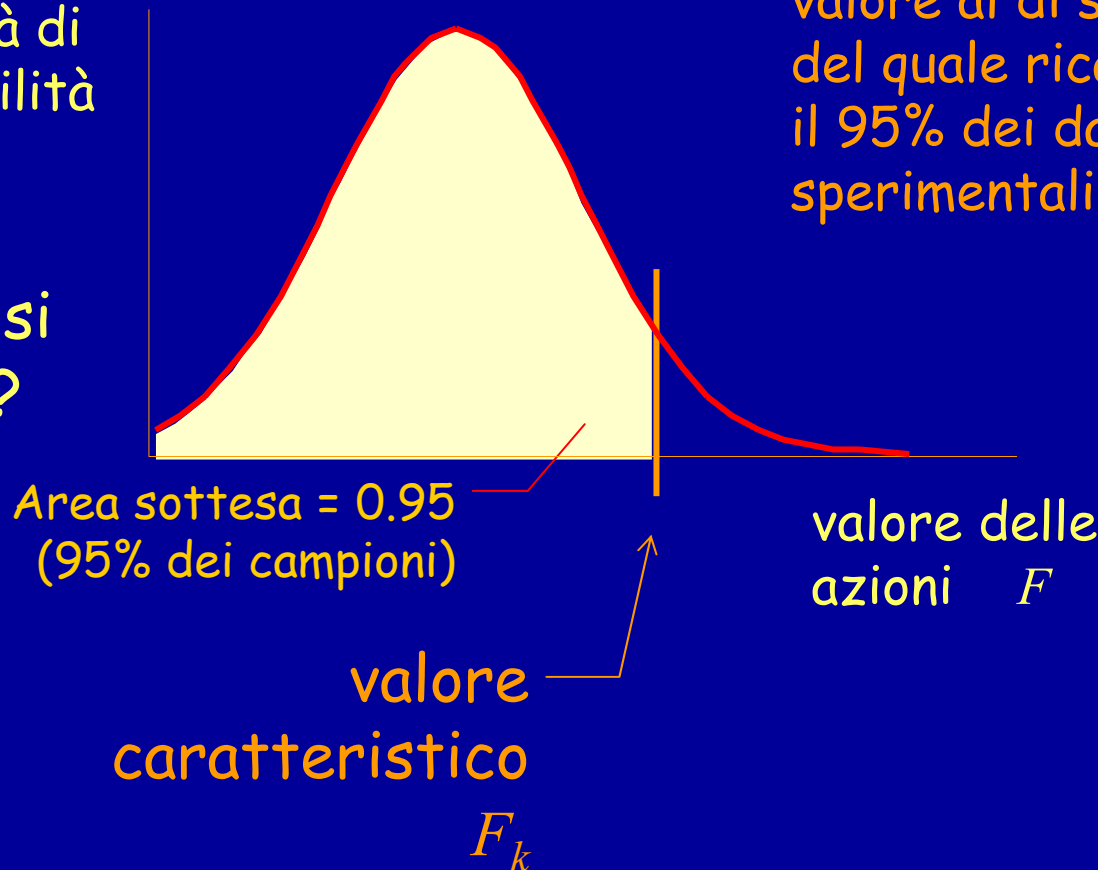
Esaminando il sovraccarico massimo in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

A quale fare riferimento?

Incertezza sulle azioni

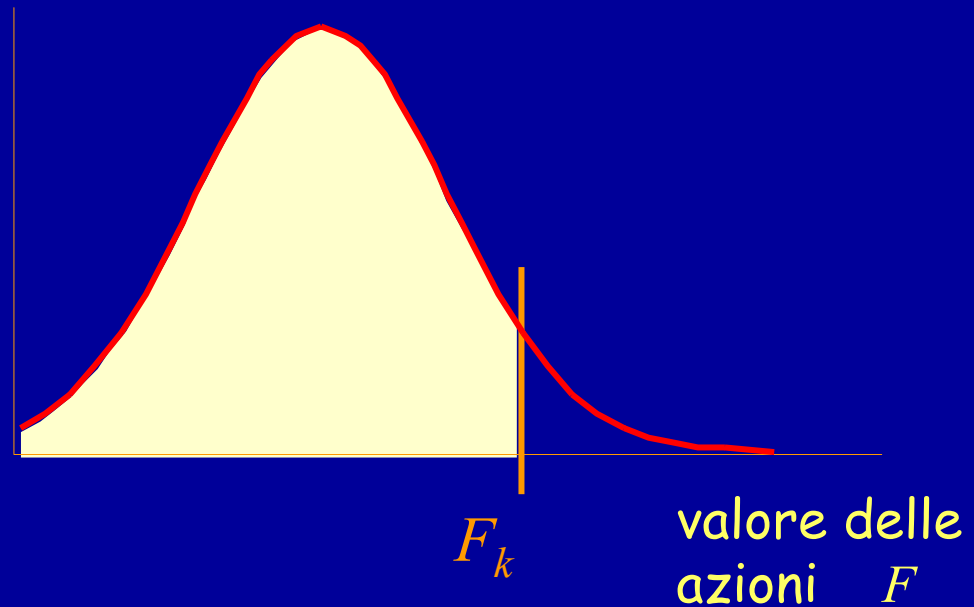
densità di
probabilità

A quale valore
delle azioni ci si
deve riferire ?



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	2.19
98	2.35
99	2.51
100	2.94

Esaminando il sovraccarico massimo in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

A quale fare riferimento?

2.0 kN/m² q_k

Valore caratteristico

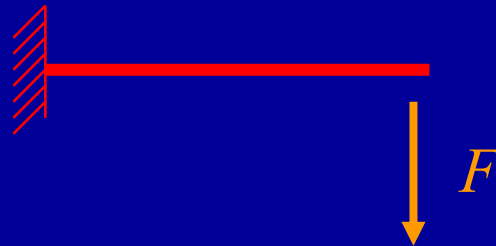
frattile 95% = valore al di sotto del quale ricade il 95% dei dati sperimentali

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

"A occhio", non sembra abbastanza sicuro.

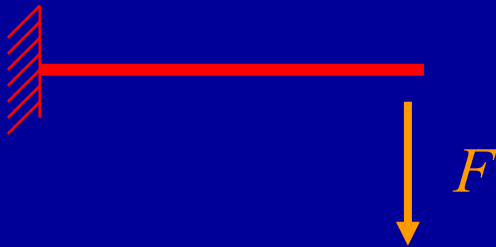
Ma come si può valutare la probabilità di avere un crollo ?

Esempio



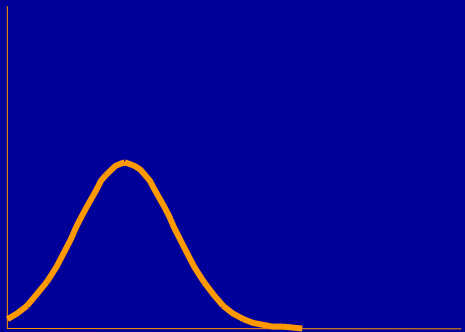
Per esprimere un giudizio dobbiamo confrontare il momento M_S che sollecita la sezione col momento M_R che essa può sopportare

Probabilità di crollo

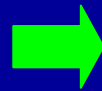


Il momento massimo M_S che sollecita la sezione dipende dal valore della forza

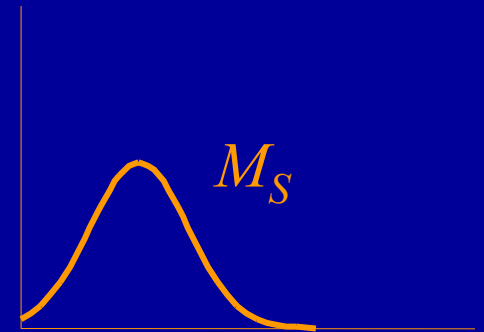
densità di
probabilità
della
forza



forza

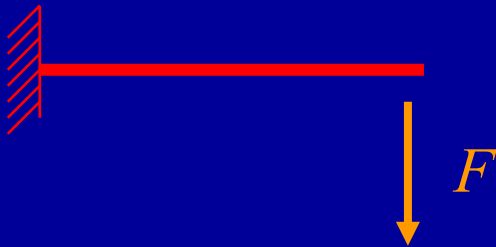


densità di
probabilità
del
momento
sollecitante



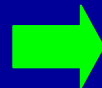
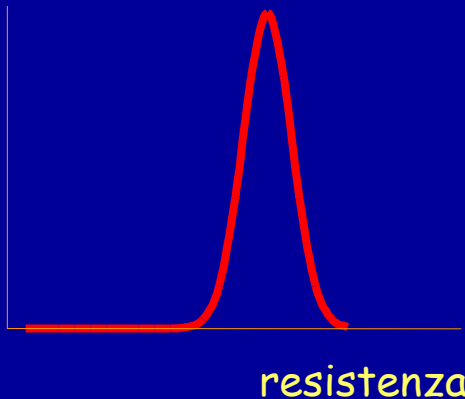
momento sollecitante

Probabilità di crollo

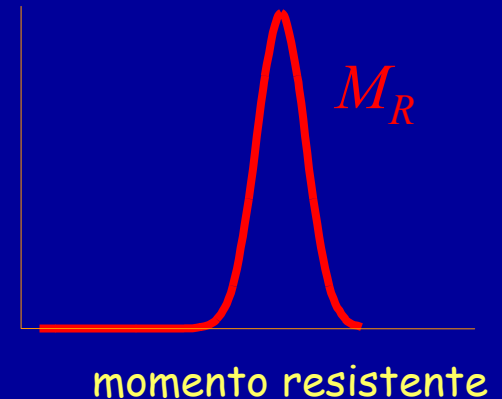


Il momento massimo M_R che la sezione può sopportare dipende dalla resistenza del materiale

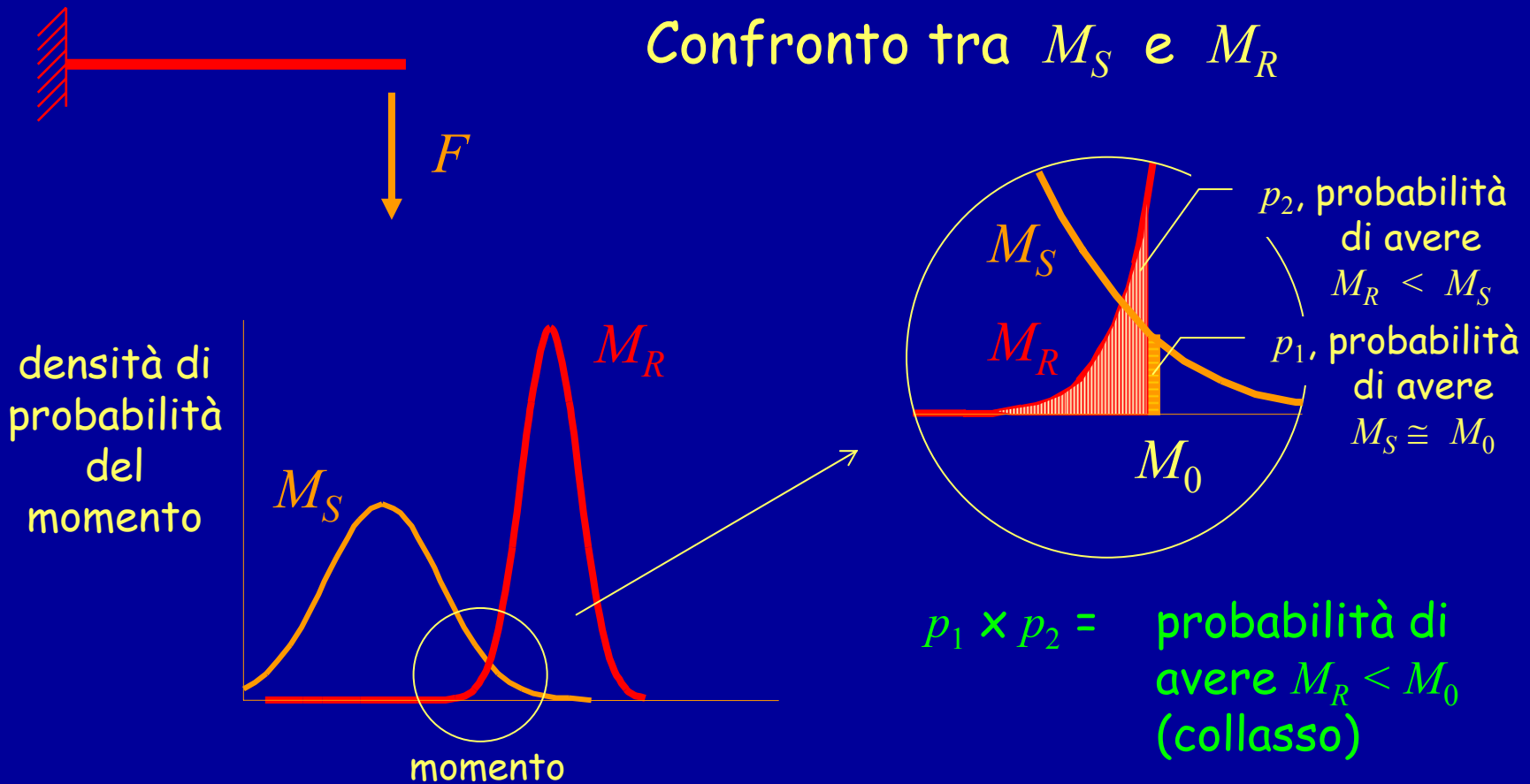
densità di probabilità della resistenza



densità di probabilità del momento resistente

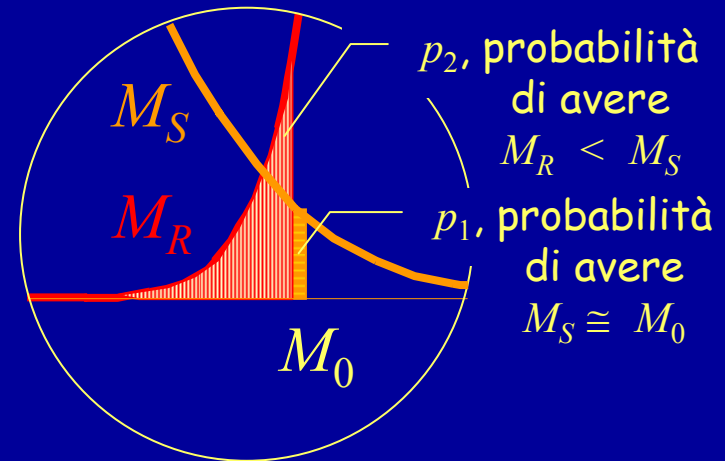
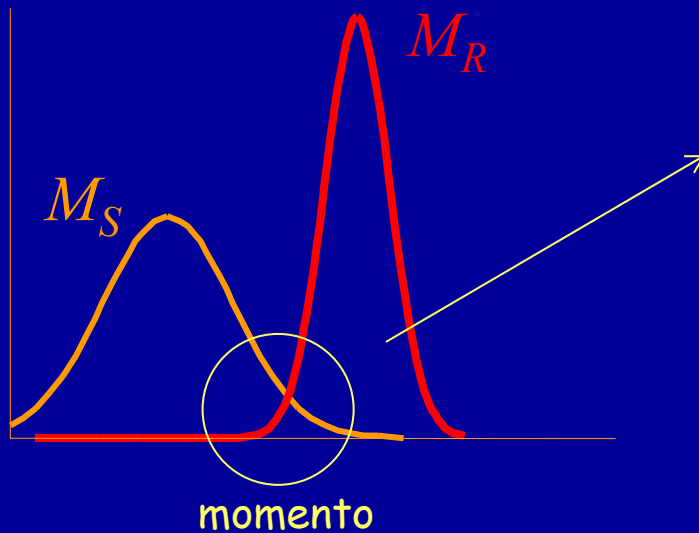


Probabilità di crollo



Confronto tra M_S e M_R

densità di
probabilità
del
momento



$p_1 \times p_2 =$ probabilità di
avere $M_R < M_0$
(crollo)

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

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

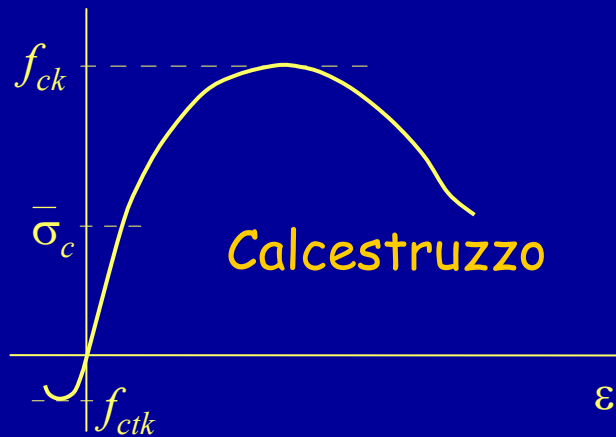
No, perché la possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi sperimentali



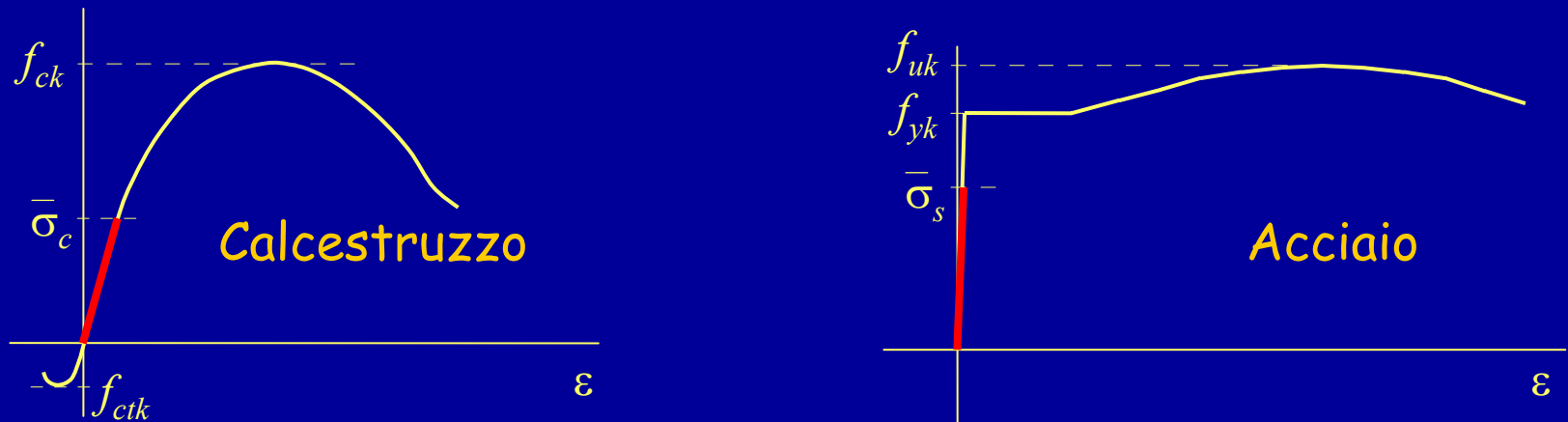
Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

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

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

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi di calcolo



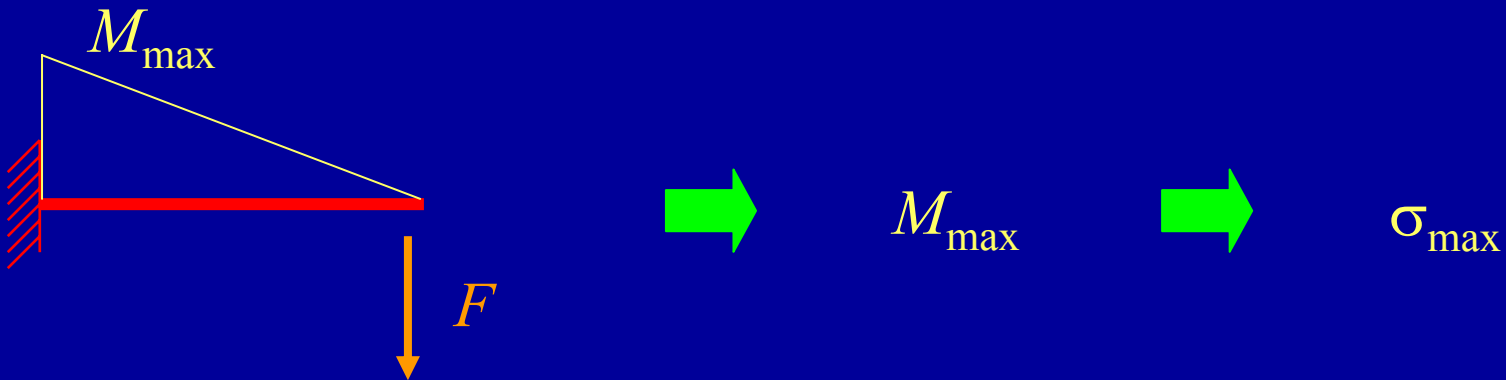
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

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)

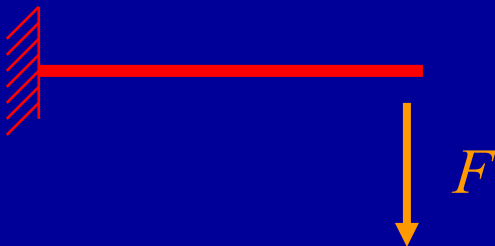
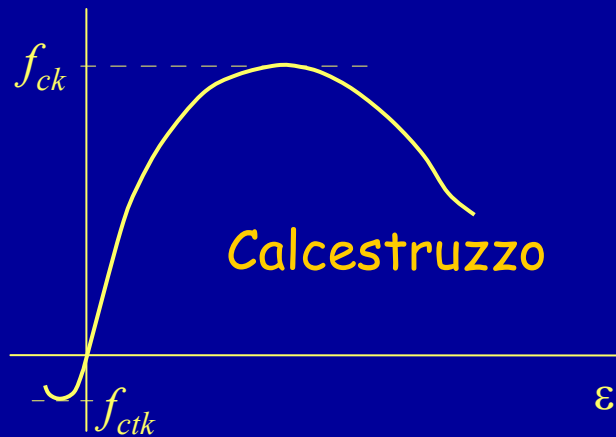


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

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

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

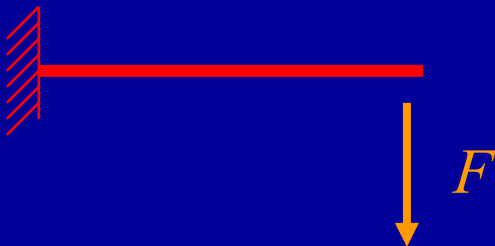
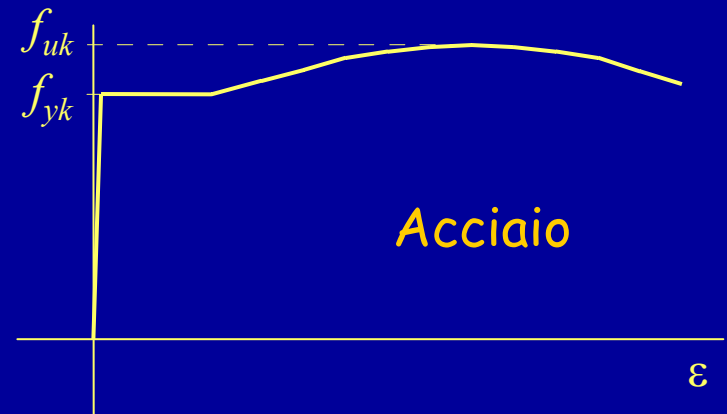
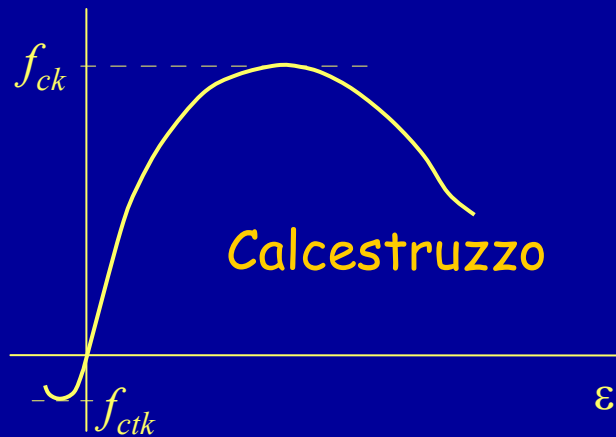
Diagrammi sperimentali



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



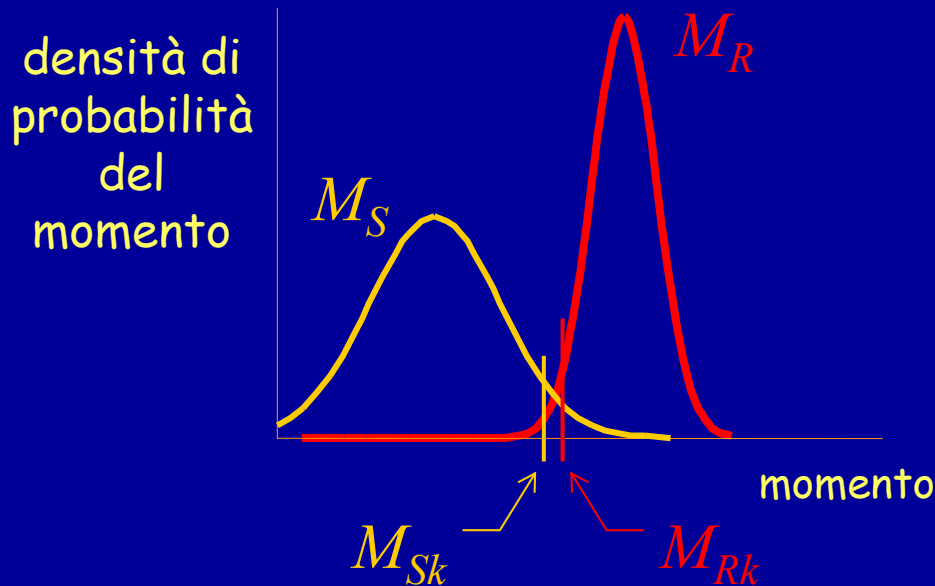
Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso

$$F_k \leq \frac{F_u}{\gamma}$$

$$\gamma F_k \leq F_u$$

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

Si parte da considerazioni probabilistiche



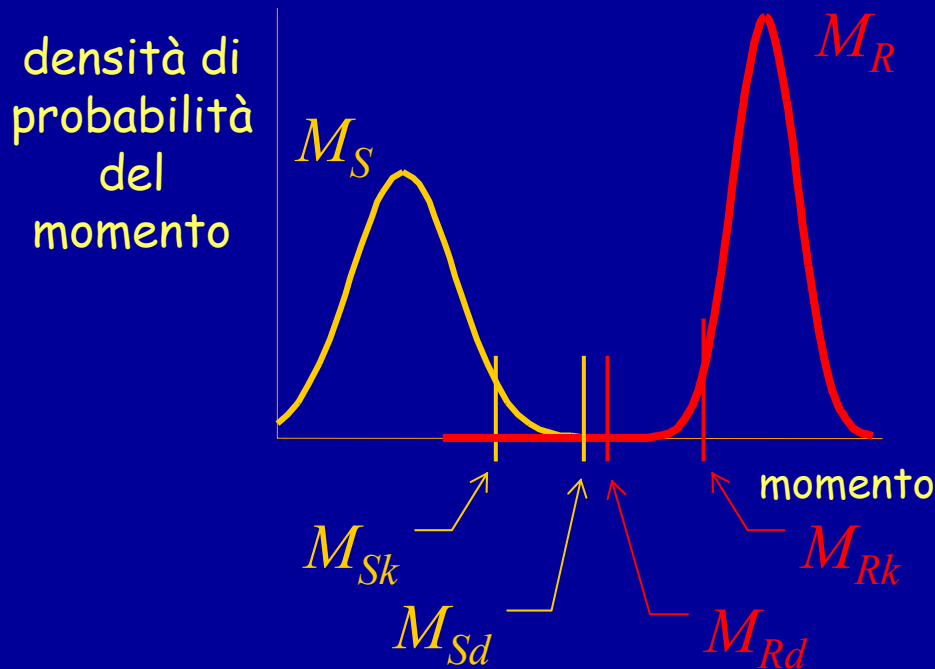
Effettuare i calcoli usando i valori caratteristici, cioè controllare che

$$M_{Sk} \leq M_{Rk}$$

non garantisce una probabilità di crollo sufficientemente bassa

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

Si parte da considerazioni probabilistiche

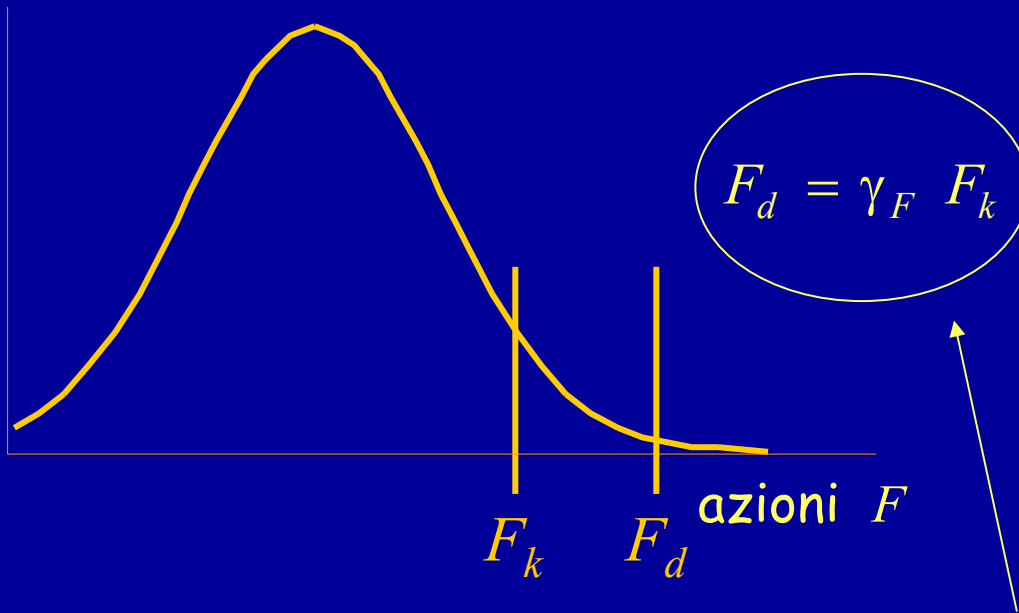


Per avere una bassa probabilità di crollo le due distribuzioni di probabilità devono essere ben distinte

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

Azioni



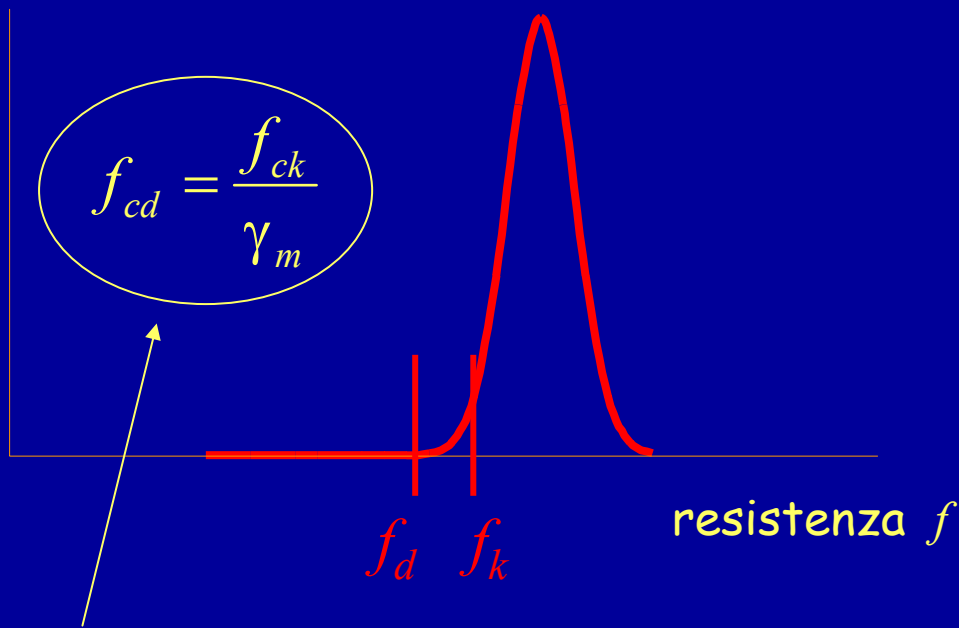
Al posto del valore caratteristico F_k (frattile 95%)

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

Resistenza



Al posto del valore caratteristico f_k (frattile 5%)

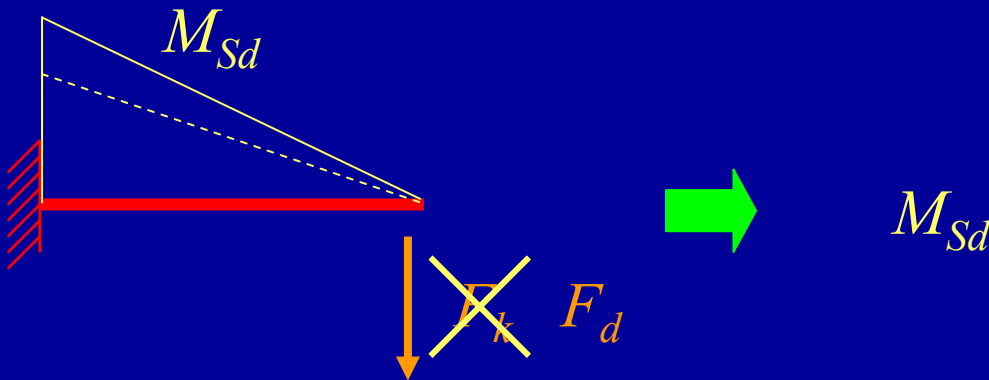
si usa come valore di calcolo f_d un frattile più basso (0.5%)

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

Verifica allo stato limite ultimo

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione, prodotta da azioni maggiorate



e controllare che siano inferiore a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta

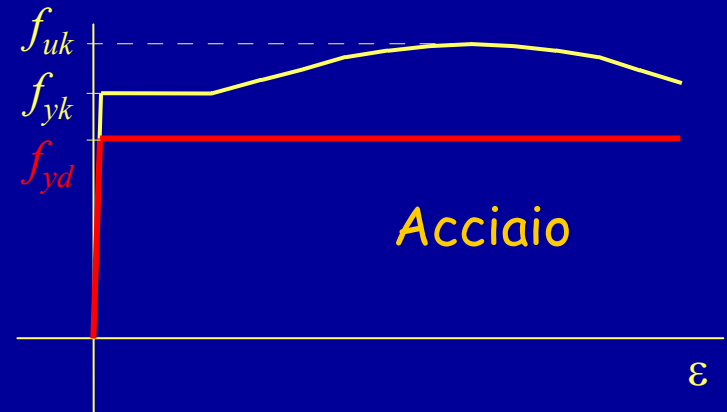
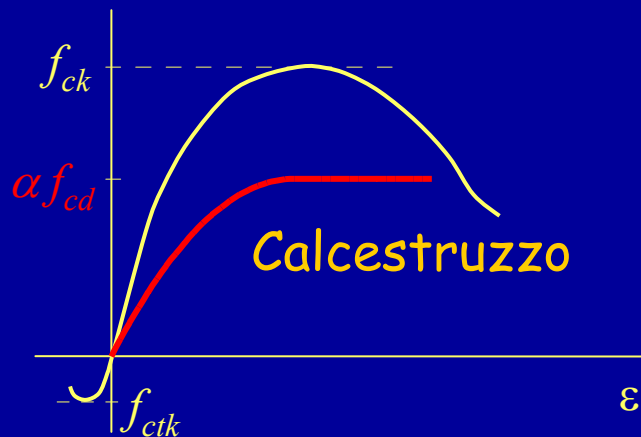
$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

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_{Sd}

Breve parentesi: tipi di analisi per SLU

1 - Analisi plastica

con uso di diagrammi momento-curvatura curvilinei

2 - Analisi plastica semplificata

con uso di diagrammi momento-curvatura elastici-perfettamente plastici (cerniera plastica)

Necessari:
acciaio ad alta
duttilità;
sezione duttile

3 - Analisi lineare con redistribuzione

il rapporto δ tra momento dopo e prima della redistribuzione dipende dai materiali e da x/d

Esempio:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 x/d$$

$$\delta \geq 0.7$$

4 - Analisi lineare, senza redistribuzione

è il metodo più comunemente utilizzato;
deve essere, comunque, limitato x/d

Esempio:

$$x/d \leq 0.45$$

... 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)

E per strutture in zona sismica . . .

- Sopportare tutte le azioni . . .

cioè evitare il collasso nel caso di terremoto
con periodo di ritorno molto alto

Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Rimanere adatta all'uso . . .

ovvero limitare i danni nel caso di terremoto
con periodo di ritorno più basso

Verifica allo stato limite di danno (SLD)

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Prime normative:

Unico obiettivo

- Evitare perdite di vite umane nel caso di terremoto con periodo di ritorno molto alto

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Normative attuali:

Doppio livello di protezione

- Evitare perdite di vite umane nel caso di terremoto con periodo di ritorno molto alto
- Limitare i danni nel caso di terremoto con periodo di ritorno più basso

Normativa italiana, a partire dal 1996

Normativa europea (Eurocodice 8)

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Performance based design

Tendenza della normativa:

Più livelli di prestazione

- Evitare il crollo
- Evitare perdite di vite umane
- Consentire un rapido ripristino dell'operatività
- Mantenere l'operatività

associati a diversi livelli di intensità sismica

Livelli di prestazione

Evitare il crollo

Near collapse

La capacità dell'edificio di portare azioni orizzontali e verticali è compromessa. L'uso dell'edificio dopo l'evento sismico comporterebbe un sensibile livello di rischio.

Livelli di prestazione

Evitare perdite di vite umane

Life safe

Significativi danni agli elementi strutturali e non strutturali. Esiste ancora un consistente margine nei confronti del collasso. La funzionalità dell'edificio è compromessa.

Livelli di prestazione

Consentire un rapido ripristino dell'operatività

Operational

Danni modesti agli elementi non strutturali e quasi nulli a quelli strutturali. L'utilizzo dell'opera dopo il sisma dovrebbe essere consentito, anche se alcune funzionalità potrebbero risultare compromesse.

Livelli di prestazione

Mantenere l'operatività

Fully operational

Danni estremamente modesti agli elementi non strutturali, tali da non compromettere in alcun modo la funzionalità dell'edificio.

Livelli di intensità sismica

Livello	Periodo di ritorno	Probabilità di superamento
Frequente	43 anni	50% in 30 anni
Occasionale	72 anni	50% in 50 anni
Raro	475 anni	10% in 50 anni
Estremamente raro	970 anni	10% in 100 anni

Obiettivi prestazionali

	Fully operational	Operational	Life Safe	Near Collapse
Frequente (43 anni)				
Occasionale (72 anni)				
Raro (475 anni)				
Molto raro (970 anni)				

Prestazioni non accettabili

Obiettivi di base

Strutture critiche per la sicurezza

Ordinanza 3274

Evoluzione dell'approccio normativo

Precedente normativa italiana:

Impostazione cogente,
prescrizionale

indicazioni da seguire,
obbligatoriamente

Norme europee, nuova normativa italiana:

Impostazione prestazionale

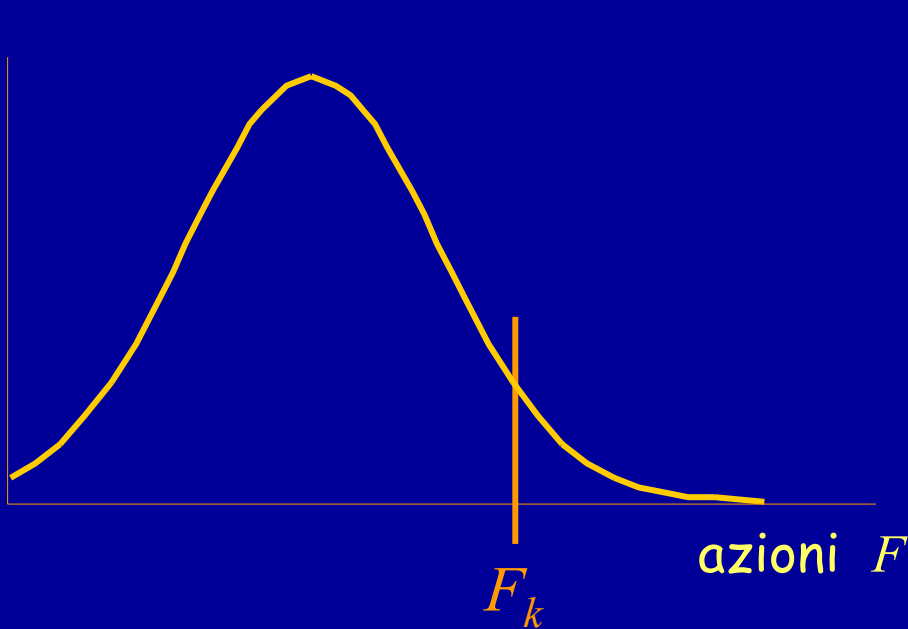
- Principi
- Regole applicative

obiettivi da raggiungere,
obbligatori

come farlo, consigli
"autorevoli" ma non obbligatori

Tornando alle azioni . . .

Basandosi su considerazioni probabilistiche



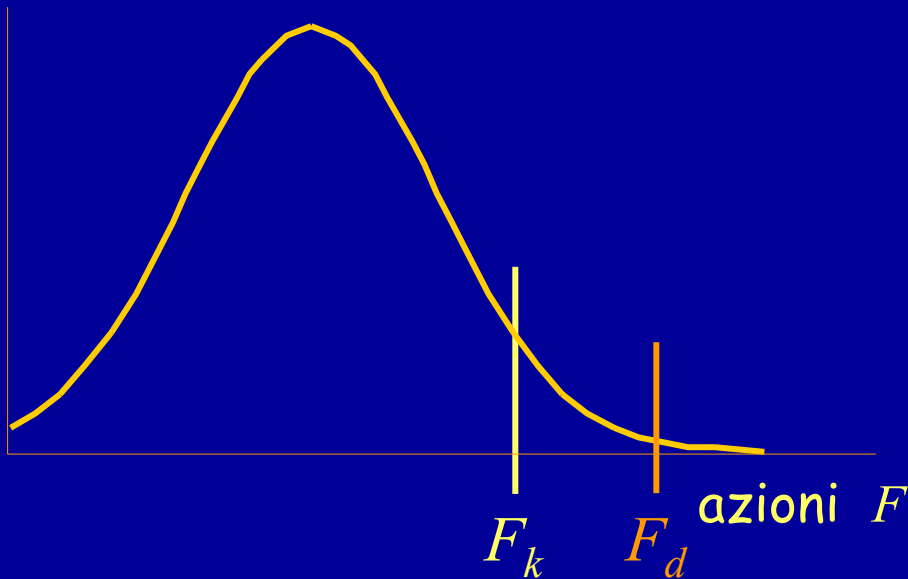
Usato nel metodo
delle T.A.

Usato per stati limite
di esercizio

F_k Valore caratteristico (frattile 95%)

Tornando alle azioni . . .

Basandosi su considerazioni probabilistiche



$$F_k$$

$$F_d = \gamma_F F_k$$

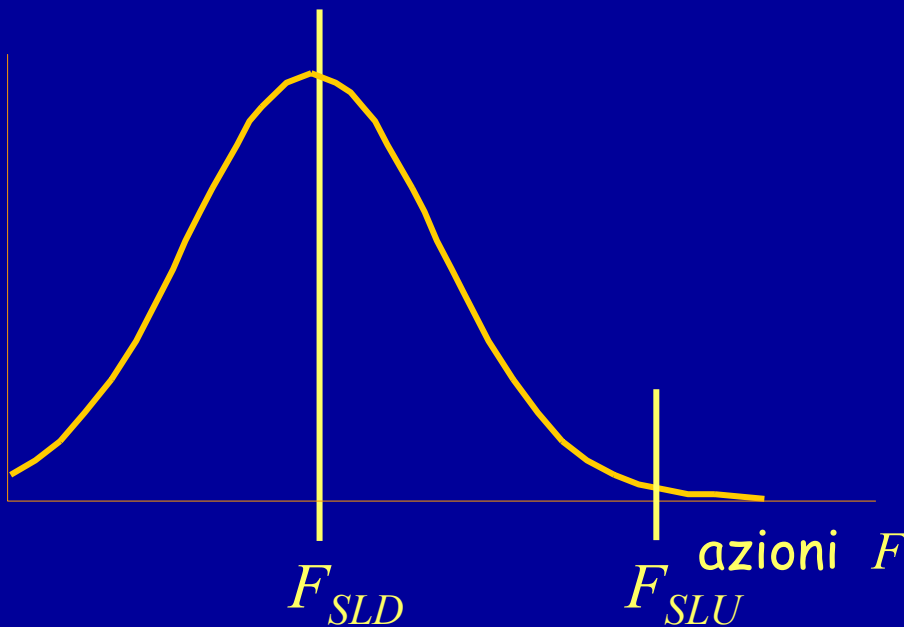
$$\gamma_F = \begin{array}{l} 1.4 \text{ per azioni permanenti} \\ 1.5 \text{ per azioni variabili} \end{array}$$

Usato per stato limite
ultimo

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

Tornando alle azioni . . .

o, nel caso del sisma



possibilità di superamento

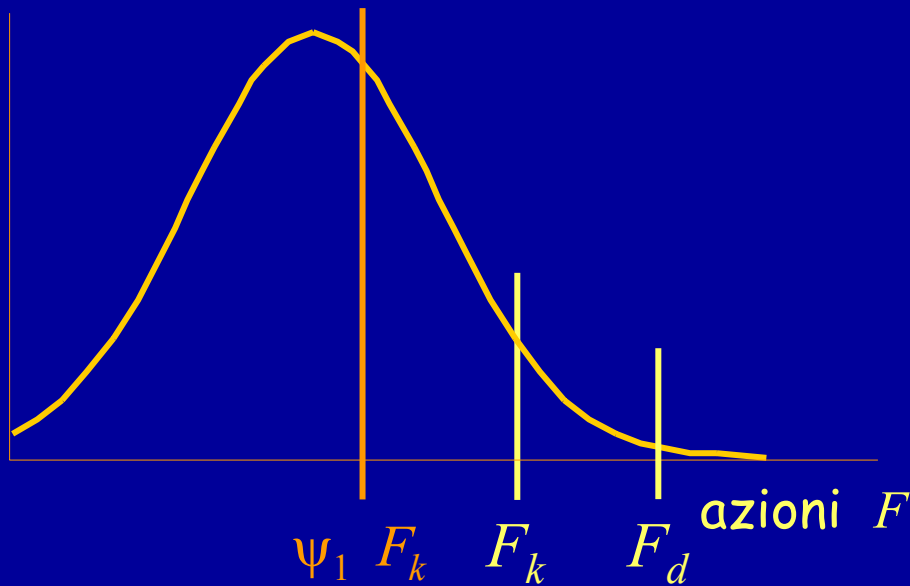
F_{SLD} 50% in 50 anni

F_{SLU} 10% in 50 anni

Valori corrispondenti a differente probabilità di superamento in un tempo assegnato (50 anni)

Tornando alle azioni . . .

Inoltre, per azioni variabili



$$F_k$$

$$F_d = \gamma_F F_k$$

$$\Psi_1 F_k$$

Ψ_1 dipende dal tipo di carico

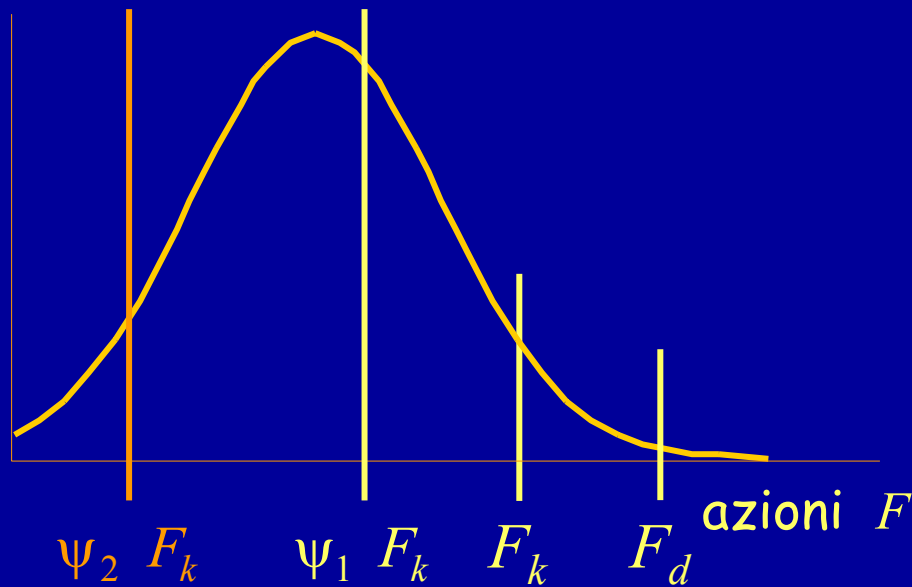
$\Psi_1 = 0.5$ carico variabile per abitazione

0.2 per vento

$\Psi_1 F_k$ Valore frequente (un frattile basso)

Tornando alle azioni . . .

Inoltre, per azioni variabili



$$F_k$$

$$F_d = \gamma_F F_k$$

$$\psi_1 F_k$$

$$\psi_2 F_k$$

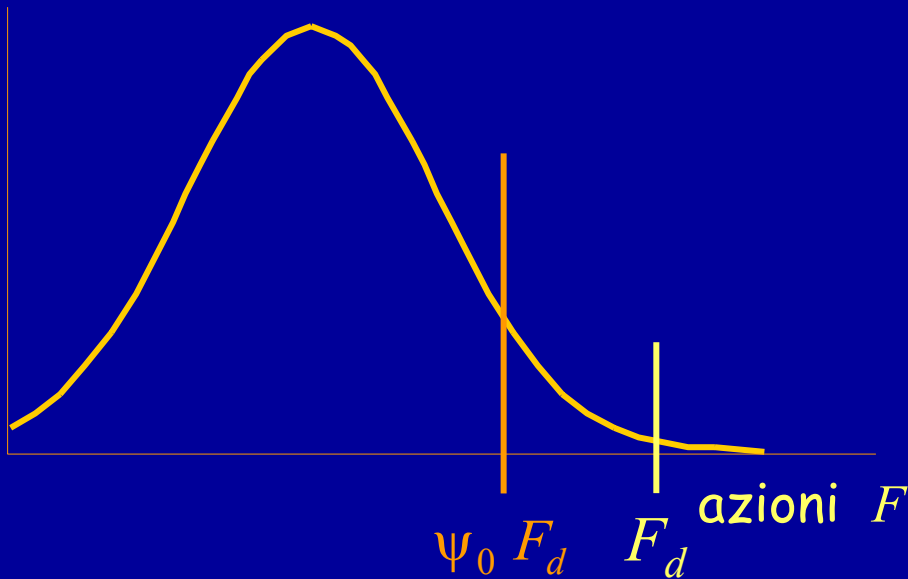
ψ_2 dipende dal tipo di carico

$$\psi_2 = \begin{matrix} 0.3 & \text{c. var. per abitazione} \\ 0 & \text{per vento} \end{matrix}$$

$\psi_2 F_k$ Valore quasi permanente (un frattile ancora più basso)

Tornando alle azioni . . .

Infine, quando si accoppiano più azioni variabili indipendenti,
sia per lo stato limite ultimo . . .



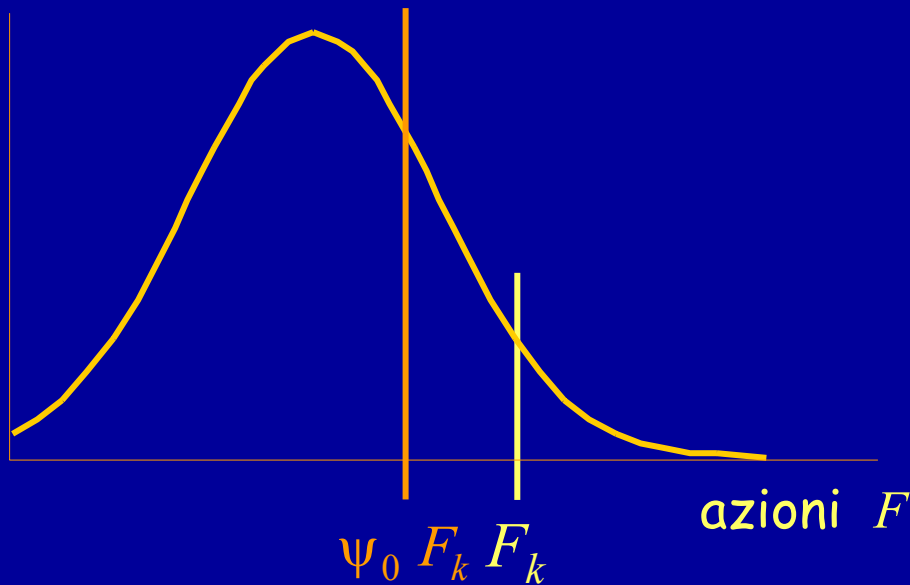
Si usa per l'azione
meno gravosa
un frattile più basso

$$\psi_0 F_d$$

$\psi_0 F_d$ Valore di combinazione (un frattile più basso)

Tornando alle azioni . . .

Infine, quando si accoppiano più azioni variabili indipendenti, sia per lo stato limite ultimo . . . che per gli stati limite di esercizio



Si usa per l'azione meno gravosa un frattile più basso

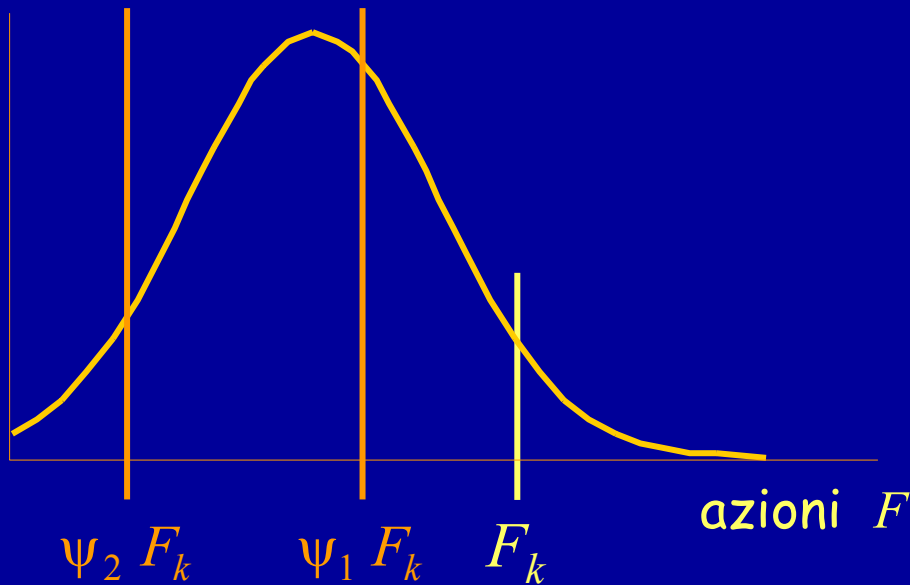
$$\psi_0 F_k$$

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

$\psi_0 F_k$ Valore di combinazione (un frattile più basso)

Tornando alle azioni . . .

Infine, quando si accoppiano più azioni variabili indipendenti



Si usa per l'azione
meno gravosa
un frattile più basso

$$\psi_0 F_k$$

o frattili ancora minori

$$\psi_1 F_k$$

$$\psi_2 F_k$$

Sezioni in c. a.
dalle tensioni ammissibili agli stati limite

Riferimenti normativi

Per il metodo delle tensioni ammissibili:

D.M. 14/2/92

Per il metodo degli stati limite:

~~D.M. 9/1/96~~

~~(include il NAD per EC2:~~

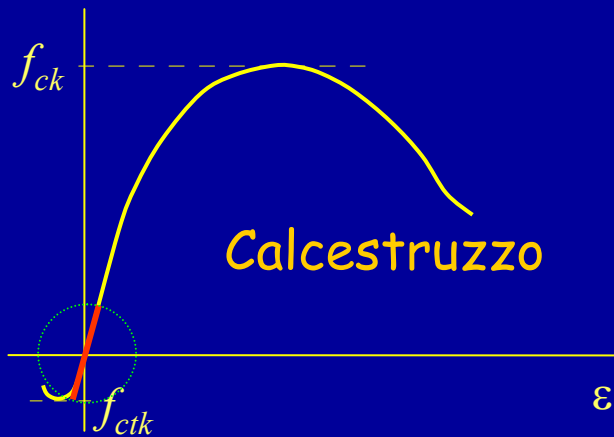
~~sezione III della parte prima del D.M.)~~

Eurocodice 2

D.M. 14/9/05

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali



Modelli di comportamento

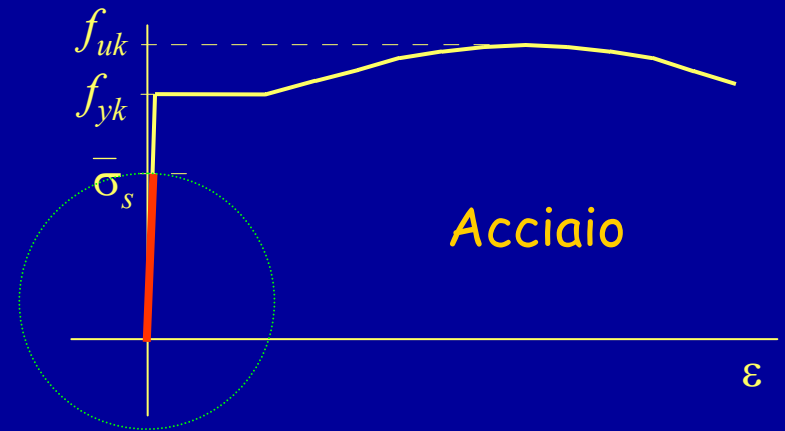
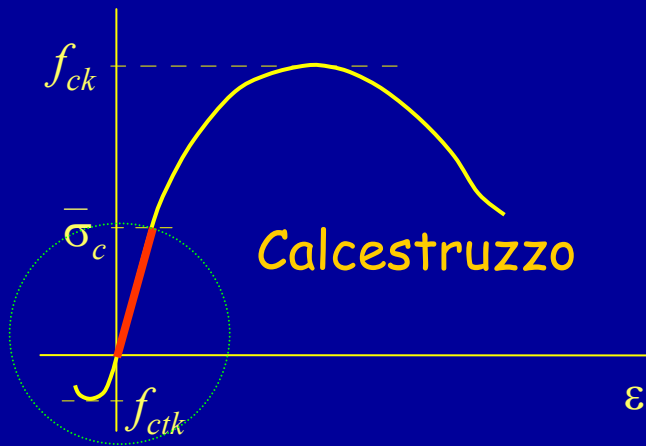
- 1 - per deformazioni e tensioni molto basse:
comportamento elastico lineare
calcestruzzo resistente anche a trazione

Usato solo per
situazioni
particolari

Ad esempio:
fessurazione

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali



Modelli di comportamento

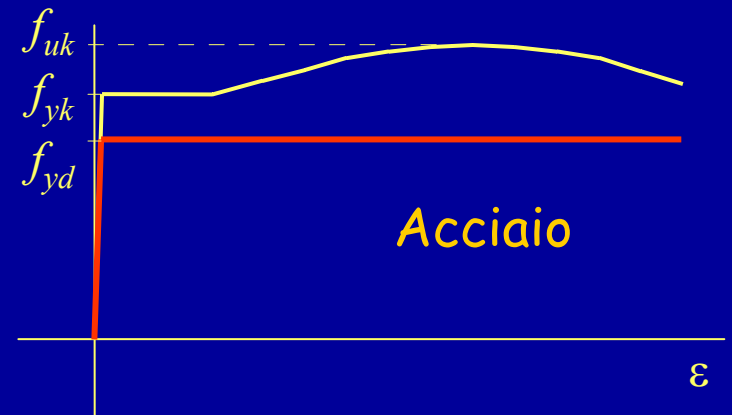
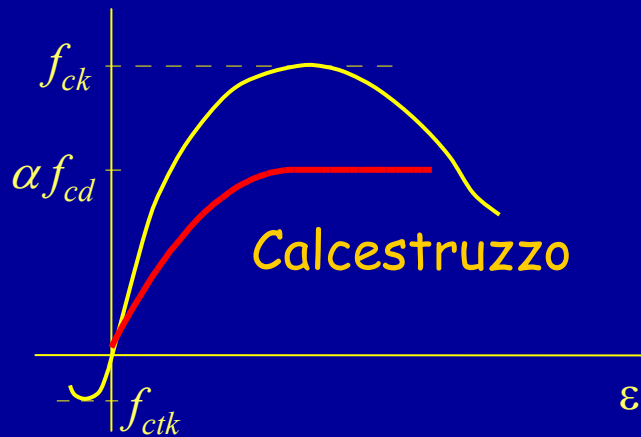
2 - per deformazioni e tensioni maggiori:
comportamento elastico lineare
calcestruzzo non resistente a trazione

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

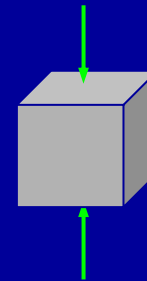
Usato per le verifiche allo stato limite ultimo

Calcestruzzo - 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

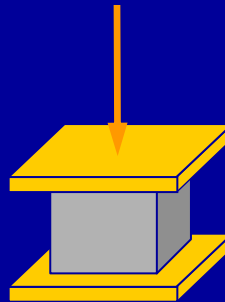
usata dalla normativa europea (EC2)



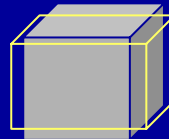
Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Provino cubico

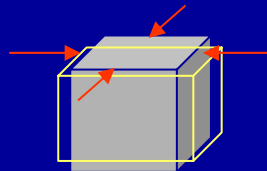
R_{ck}



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}

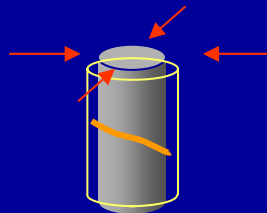
Provino cilindrico

f_{ck}



Piatto della
macchina di prova

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



il provino, compresso,
si accorcia e si dilata;
nascono forze trasversali

... ma la rottura avviene
lontano dagli estremi

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

La presenza delle forze non
influisce sul rischio di rottura



La resistenza
è minore

Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

La versione originaria dell'EC2 classifica il calcestruzzo in base a entrambe le resistenze

C20/25 ← Resistenza cubica 25 MPa
↑ Resistenza cilindrica 20 MPa

Secondo il NAD italiano (DM96), si classifica il calcestruzzo in base alla resistenza cubica e da questa si determina la resistenza cilindrica

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

$$f_{ck} = 0.83 \times 25 = 20.75 \text{ MPa}$$

NOTA BENE: per i parametri meccanici del calcestruzzo fare riferimento alla normativa vigente

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Legame più realistico

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

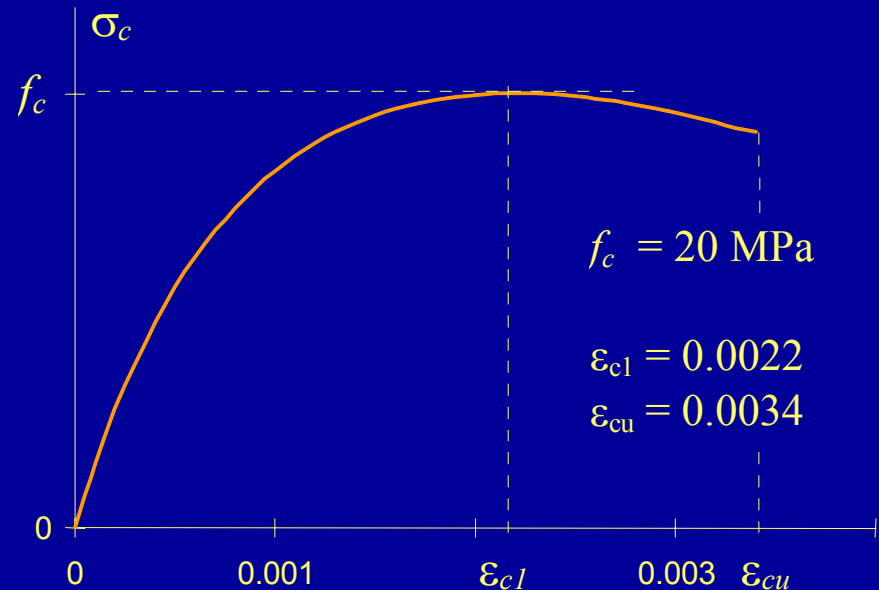
con

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

$$\varepsilon_{c1} = 2.2 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cu} = \left(3.7 - 0.8 \frac{f_{cm} - 15}{40} \right) \times 10^{-3}$$

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



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

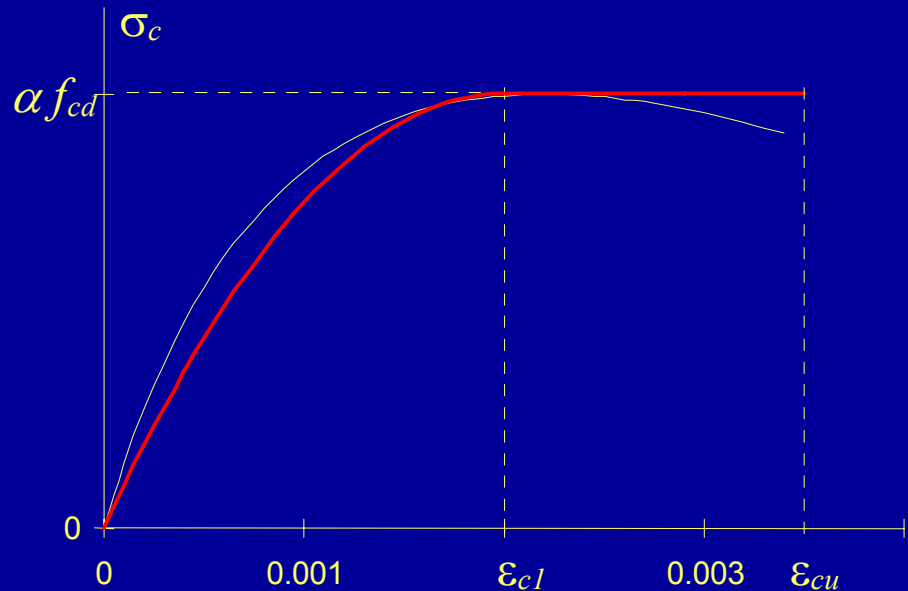
Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Legame semplificato

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

con $\varepsilon_{c1} = 2.0 \times 10^{-3}$

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \times 10^{-3}$$



Si usa per valutare la resistenza della sezione

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

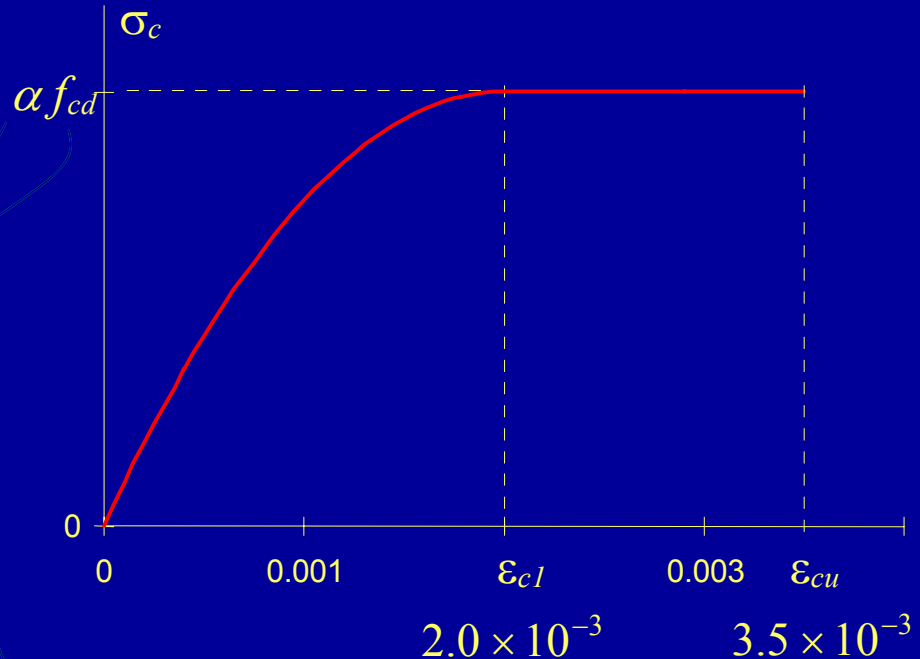
Valore di calcolo della resistenza

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

con

$\gamma_c = 1.6$ per strutture in c.a. ordinario

$\gamma_c = 1.5$ per strutture in c.a.p.



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

$$\alpha = 0.85$$

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Esempio

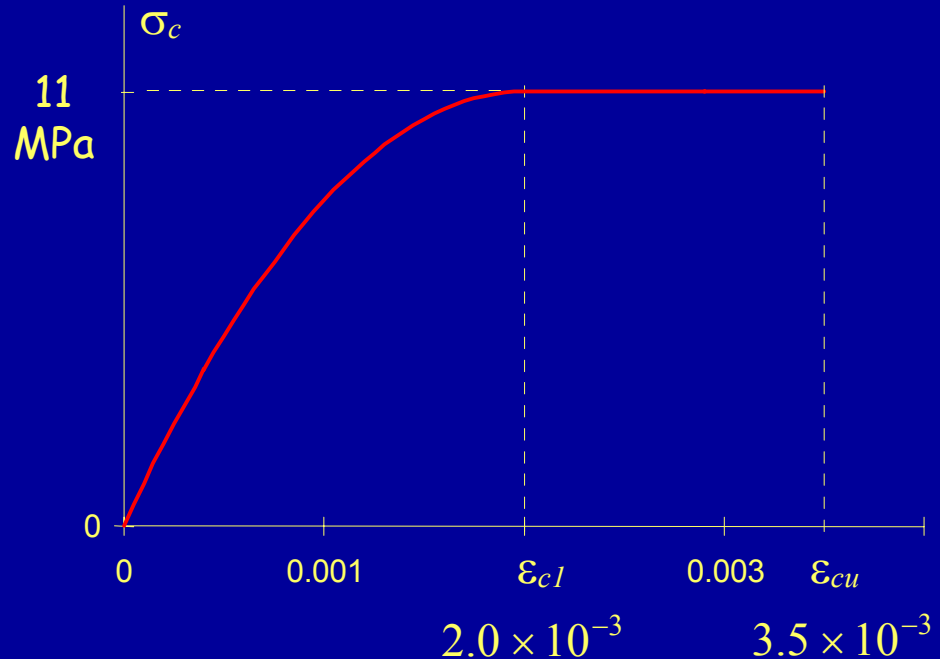
Calcestruzzo di classe

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

$$f_{ck} = 20.75 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{20.75}{1.6} = 13.0 \text{ MPa}$$

$$\alpha f_{cd} = 0.85 \times 13.0 = 11.0 \text{ MPa}$$



Si ricorda che

$$\bar{\sigma}_c = 8.5 \text{ MPa}$$

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Esempio

Calcestruzzo di classe

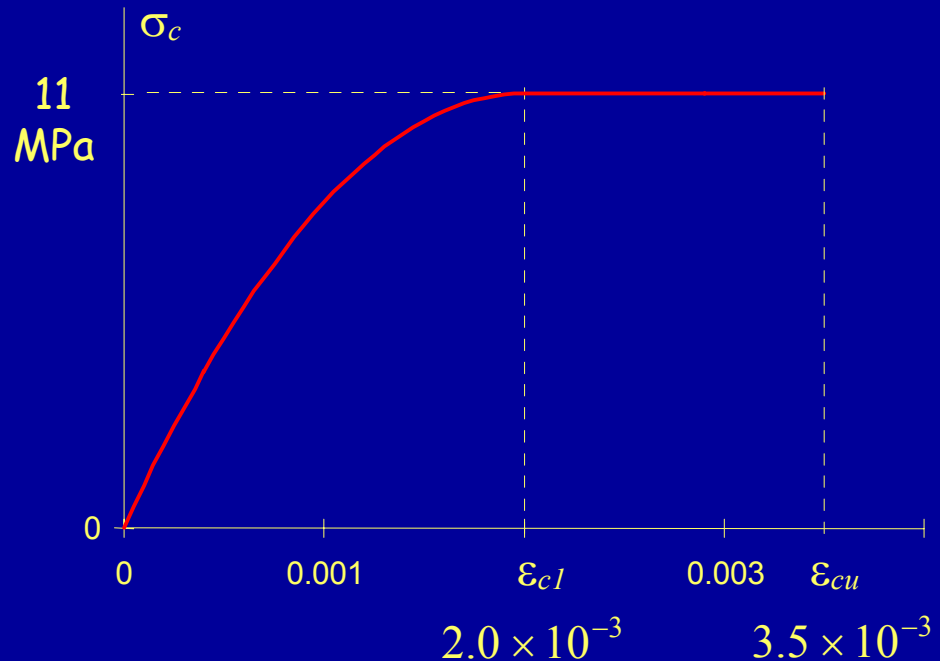
$$R_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 20.75 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{20.75}{1.6} = 13.0 \text{ MPa}$$

$$\alpha f_{cd} = 0.85 \times 13.0 = 11.0 \text{ MPa}$$

Ma che fine ha fatto α ?

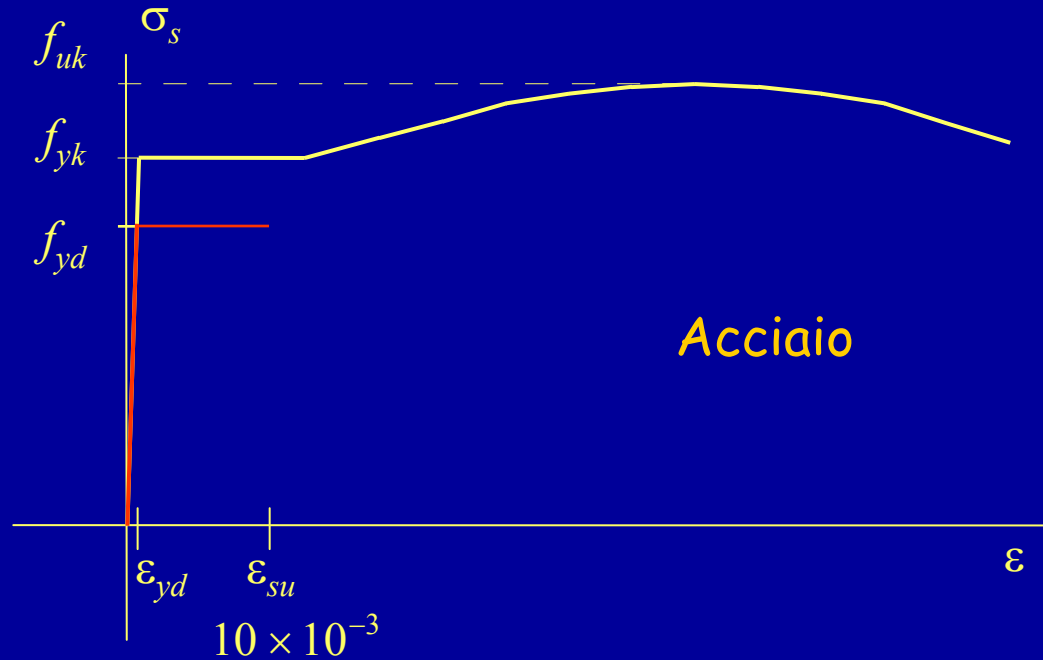


$$\text{DM05: } f_{cd} = \frac{R_{ck}}{1.9}$$
$$f_{cd} = \frac{25}{1.9} = 13.2 \text{ MPa}$$

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

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

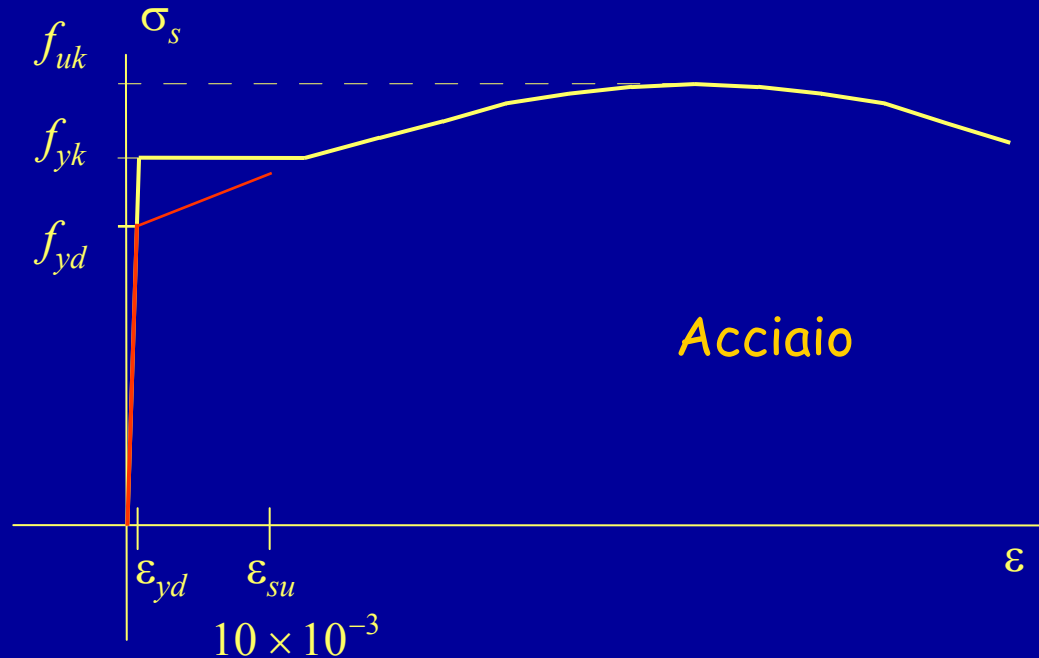


Legame "tradizionale"

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 10×10^{-3}



Legame poco usato

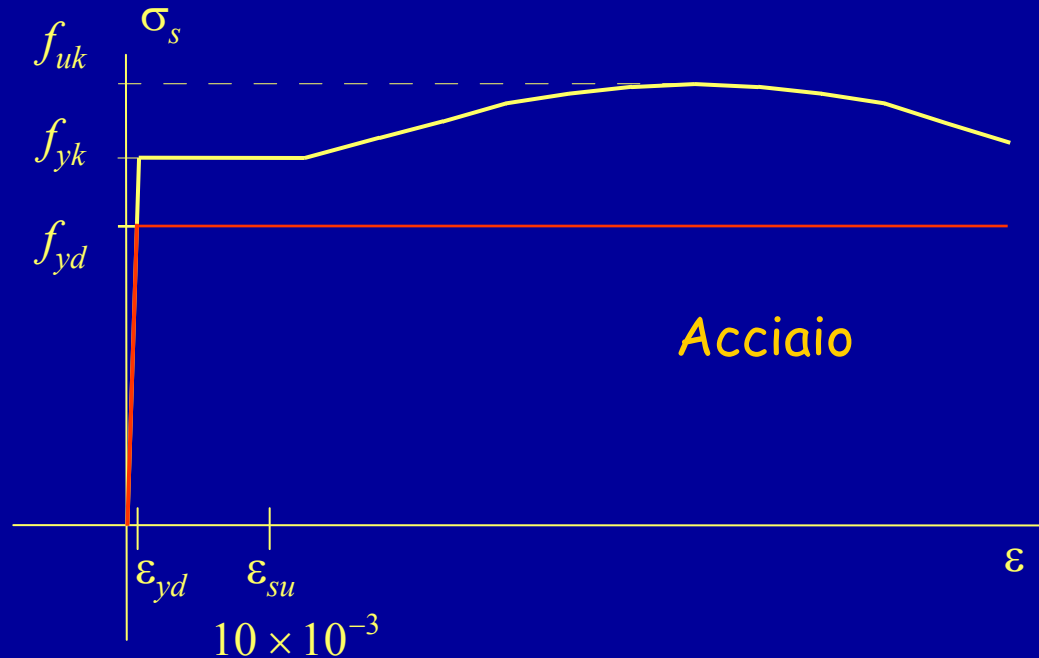
Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

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

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

3 - Legame elastico-perfettamente plastico, senza limiti



In molti casi può semplificare la trattazione

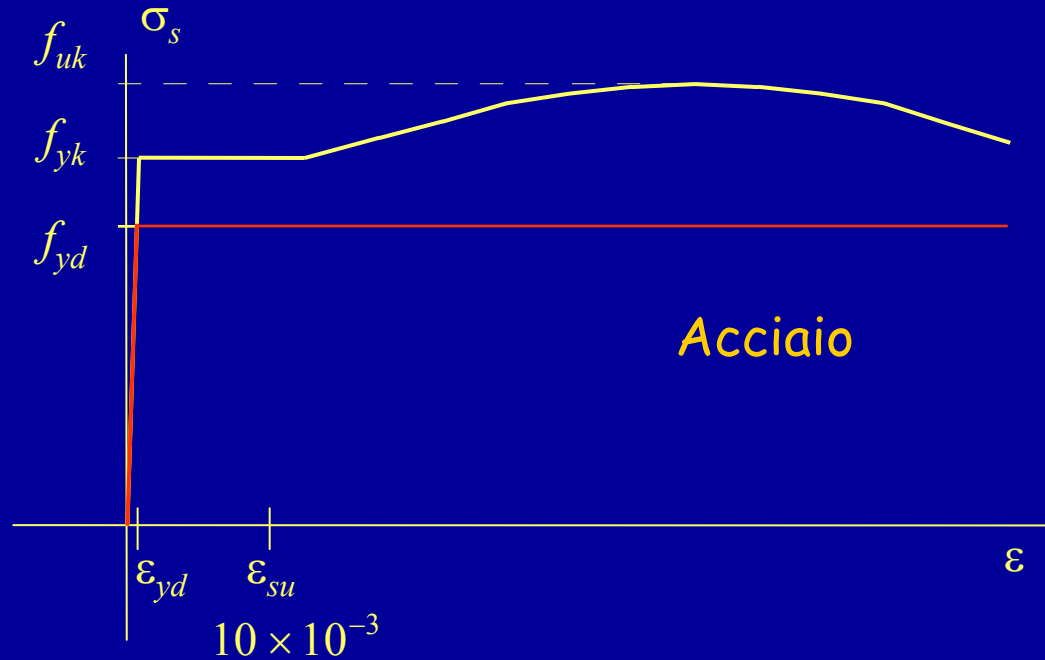
Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Valore di calcolo della resistenza

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

con

$$\gamma_s = 1.15$$



Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Esempio

Acciaio Fe B 44 k

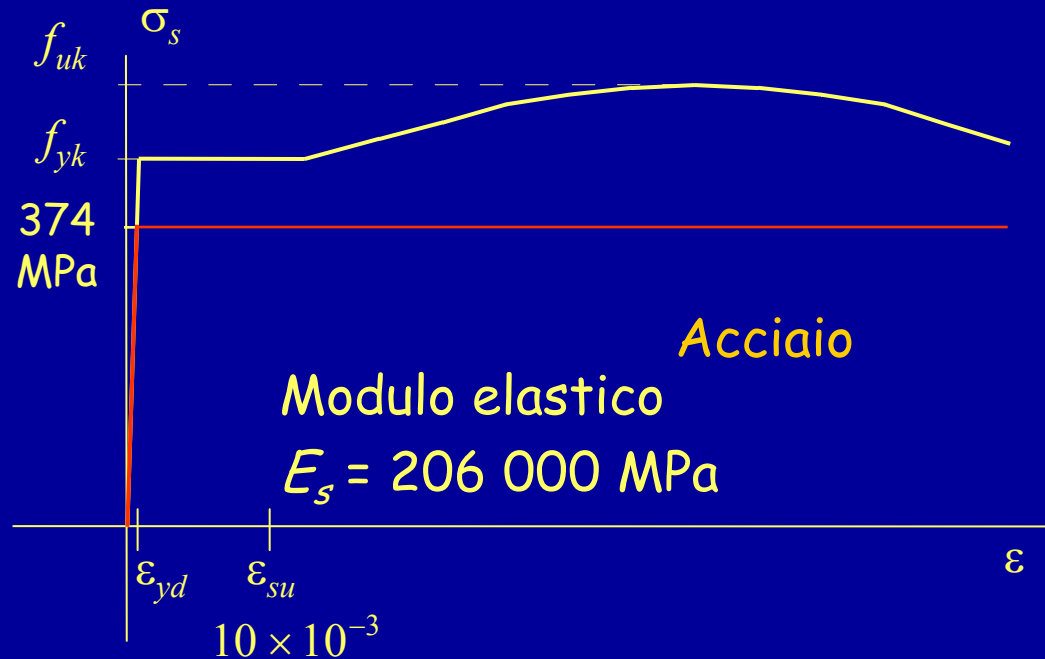
$$f_{yk} = 430 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{430}{1.15} = 373.9 \text{ MPa}$$

Acciaio Fe B 38 k

$$f_{yk} = 375 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{375}{1.15} = 326.1 \text{ MPa}$$



Acciaio Fe B 44 k

$$\epsilon_{yd} = \frac{373.9}{206\,000} = 0.0018$$

Acciaio Fe B 38 k

$$\epsilon_{yd} = \frac{326.1}{206\,000} = 0.0016$$

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 1.45 x quelli caratteristici
- 2 - **Risoluzione (analisi strutturale)**
si utilizza normalmente un'analisi lineare;
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M_{Sd})
a volte, analisi non lineare
- 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 1.45 maggiori)

Risoluzione

solo analisi
lineare

di solito analisi lineare
(car.soll. circa 1.45
maggiori)

Verifica

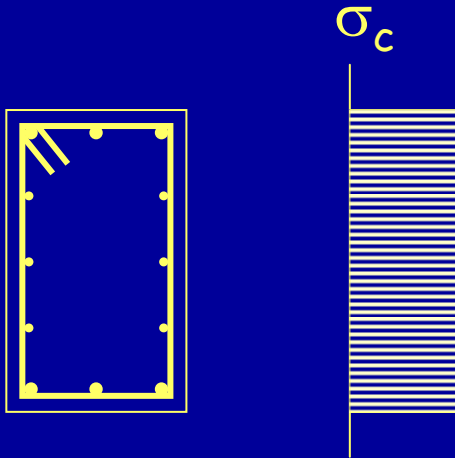
controllo delle
tensioni

valutazione di
car.soll. massime

valutazione di
car.soll. resistenti
(maggiori - di quanto?)

Sforzo normale

Verifica - tensioni ammissibili



$$\sigma_s = n \sigma_c \quad n = 15$$

~~$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$$~~

$$\sigma_c \leq 0.7 \bar{\sigma}_c$$

altrimenti la sezione
non può portare alcun
momento flettente

$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c (A_c + n A_s)$$

Verifica - stato limite ultimo

Quando il legame tensioni-deformazioni non è lineare non è più possibile applicare le formule della Scienza delle costruzioni ma occorre rifarsi direttamente alle condizioni di equilibrio tra tensioni e deformazioni

$$N = \int \sigma dA$$

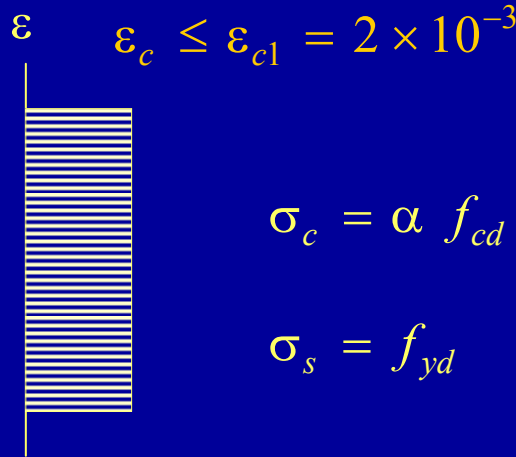
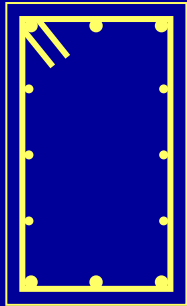
~~$$M_y = \int \sigma z dA$$~~

~~$$M_z = -\int \sigma y dA$$~~

Trazione

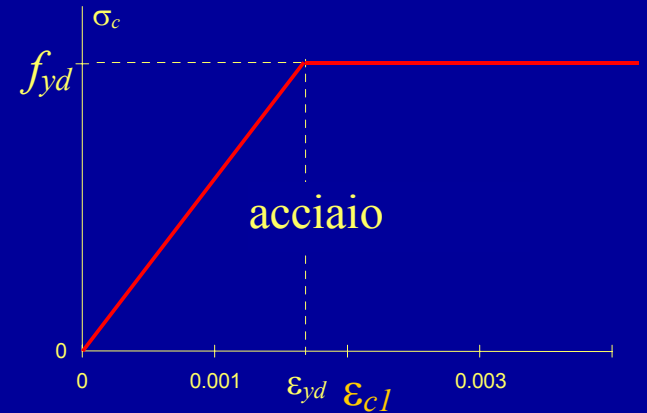
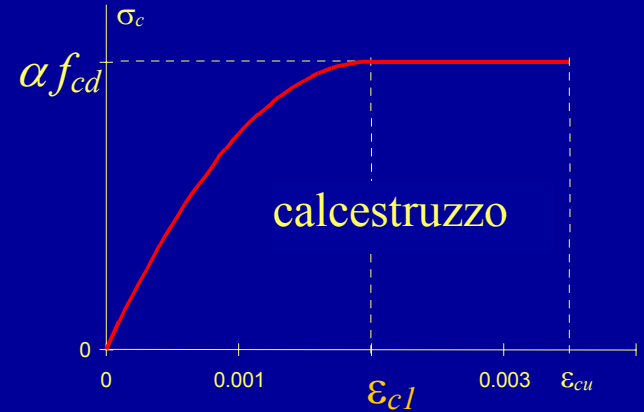
Compressione

Verifica - stato limite ultimo



$$\sigma_c = \alpha f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$



$$N_{Rd} = \alpha f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$$

la sezione non può
portare alcun
momento flettente

$$N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s$$

(consigliata)

Verifica - confronto

TA
$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c + n 0.7 \bar{\sigma}_c A_s$$

5.9 89

Stesso rapporto
dei carichi

$$\frac{8.8}{5.9} \cong 1.5$$

$$\frac{374}{89} \cong 4.2$$

8.8

374

Rapporto
molto
maggiore

SLU

$$N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Verifica - confronto

TA

$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c + n 0.7 \bar{\sigma}_c A_s$$

5.9 89

Allo stato limite ultimo,
l'acciaio compresso conta molto di più

SLU

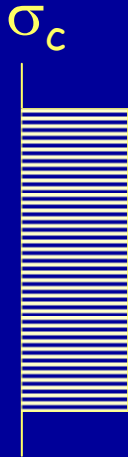
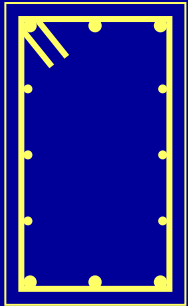
$$N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s$$

8.8 374

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Progetto - tensioni ammissibili



La norma impone $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.008$

$$n = 15$$

$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c (1 + n \rho)$$

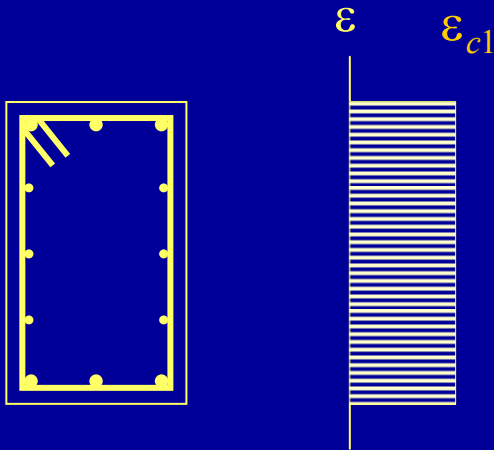
Si determina la sezione
di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$$

e poi l'armatura

$$A_s \geq 0.008 A_c$$

Progetto - stato limite ultimo



La norma impone che l'armatura porti almeno il 15% dello sforzo normale

$$N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s \geq 0.15 N_{Sd}$$

Si determina la sezione di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

e l'armatura

$$A_s \geq \frac{0.15 N_{Sd}}{f_{yd}}$$

Progetto - confronto

Si ipotizza che $N_{Sd}(SLU) = 1.45 N(TA)$

TA

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c} = 1/6.66$$

$$A_s \geq 0.008 A_c = \frac{0.008 N}{0.784 \bar{\sigma}_c} = 1/833$$

La sezione è quasi invariata (7% in meno allo SLU)

$$\frac{1}{6.66} \cong \frac{1.45}{10.4}$$

$$\frac{1}{833} \cong 2 \times \frac{1.45}{2493}$$

L'armatura è molto diversa (circa la metà allo SLU)

SLU

$$A_c \geq \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25} = 1/10.4$$

$$A_s \geq \frac{0.15 N_{Sd}}{f_{yd}} = 1/2493$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

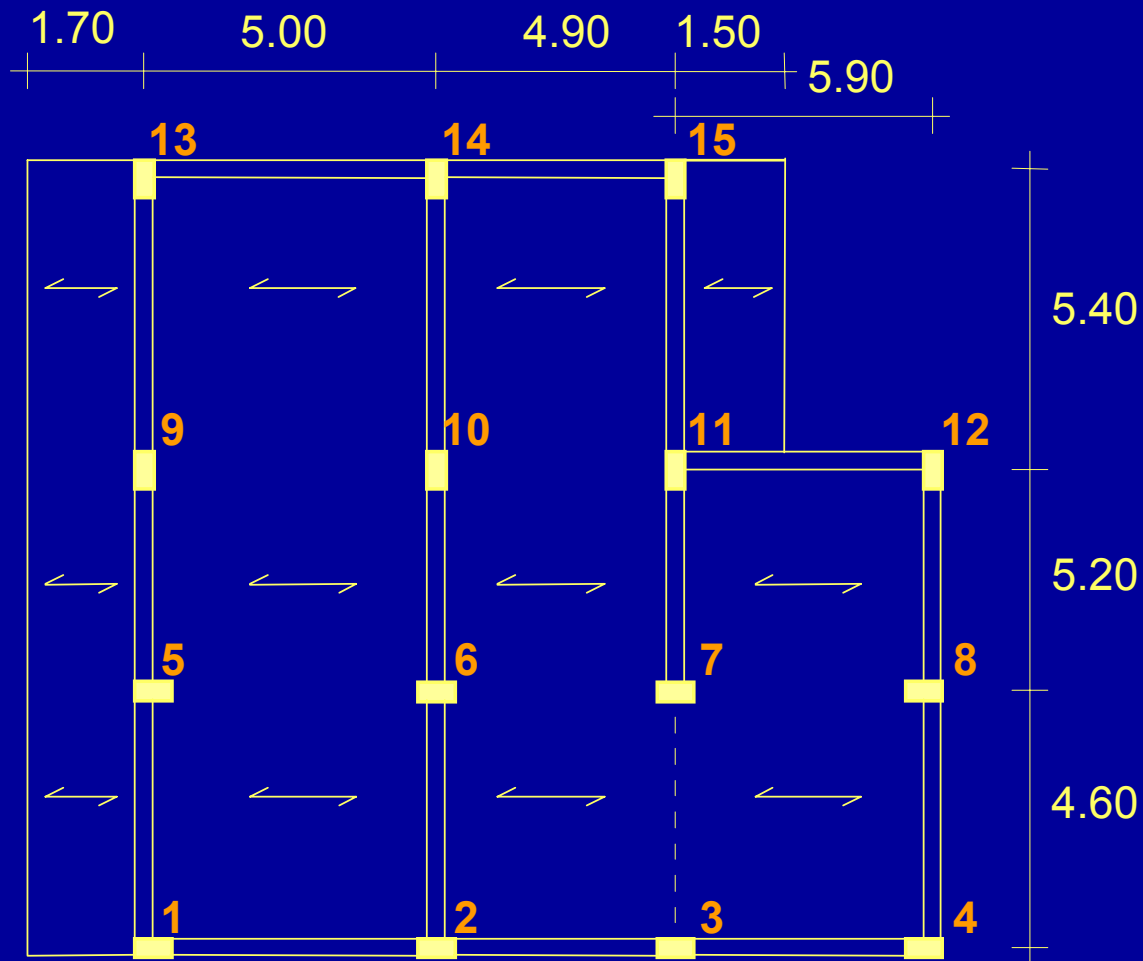
Acciaio Fe B 44 k

Progetto - commento

Operando allo stato limite ultimo è possibile ridurre l'armatura nelle sezioni soggette a solo sforzo normale o - in alternativa - è possibile ridurre la sezione lasciando invariata la percentuale di armatura

Questa affermazione non vale in zona sismica, perché le sezioni sono soggette anche a forte momento flettente e devono essere molto resistenti per garantire un comportamento duttile della struttura

Esempio - edificio a 6 impalcati



Materiali utilizzati

Calcestruzzo

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

$$E_c = 5700\sqrt{R_{ck}} = 28500 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ MPa}$$

Acciaio

Fe B 44 k

$$E_s = 206000 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{373.9}{206000} = 1.82 \times 10^{-3}$$

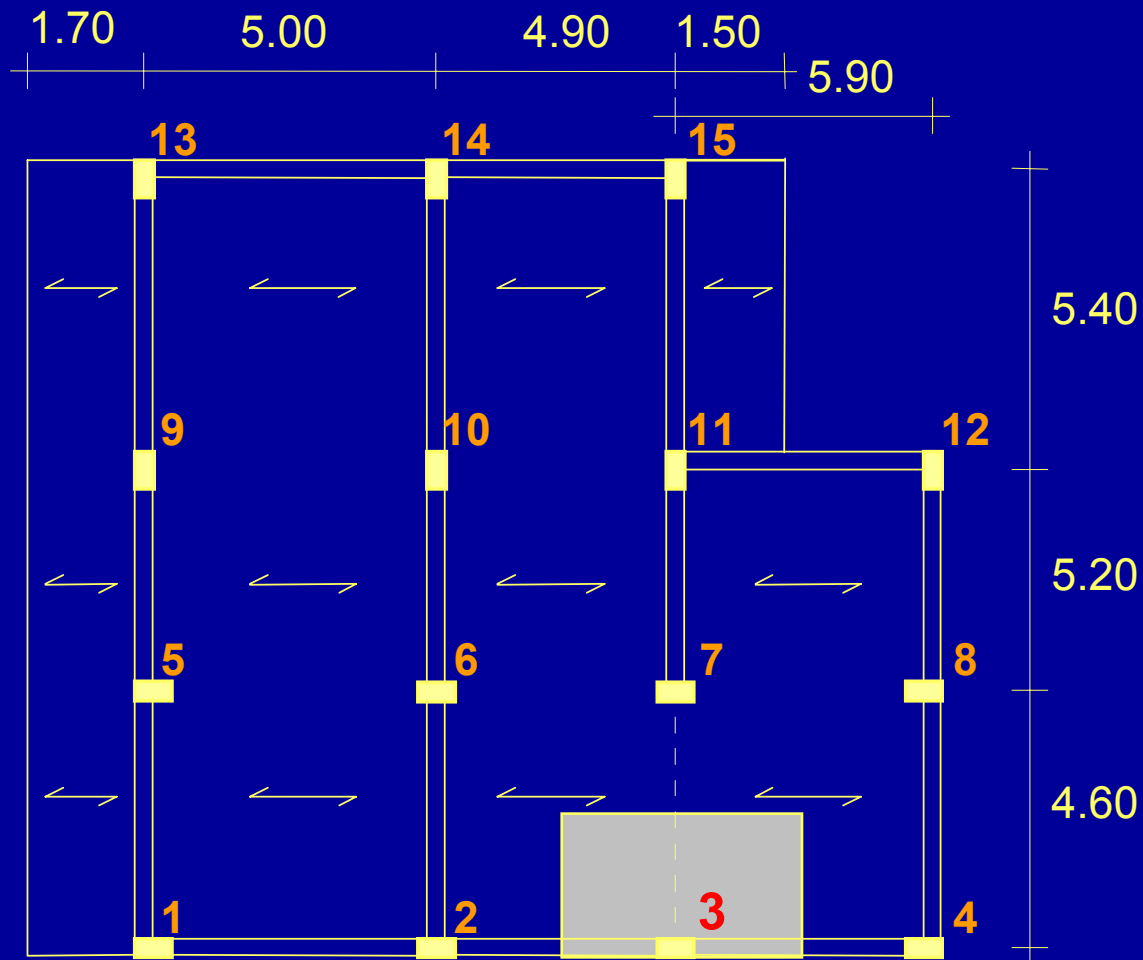
Carichi unitari

	per TA	per SLU
Solaio	$g_k = 5.3 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 5.3 = 7.5 \text{ kN/m}^2$ $q_d = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ kN/m}^2$
Balconi	$g_k = 3.9 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 3.9 = 5.5 \text{ kN/m}^2$ $q_d = 1.5 \times 4.0 = 6.0 \text{ kN/m}^2$
Tompagno	$g_k = 7.2 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 7.2 = 10.1 \text{ kN/m}$
Travi 30x60	$g_k = 3.7 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 3.7 = 5.2 \text{ kN/m}$
70x24	$g_k = 2.4 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 2.4 = 3.4 \text{ kN/m}$

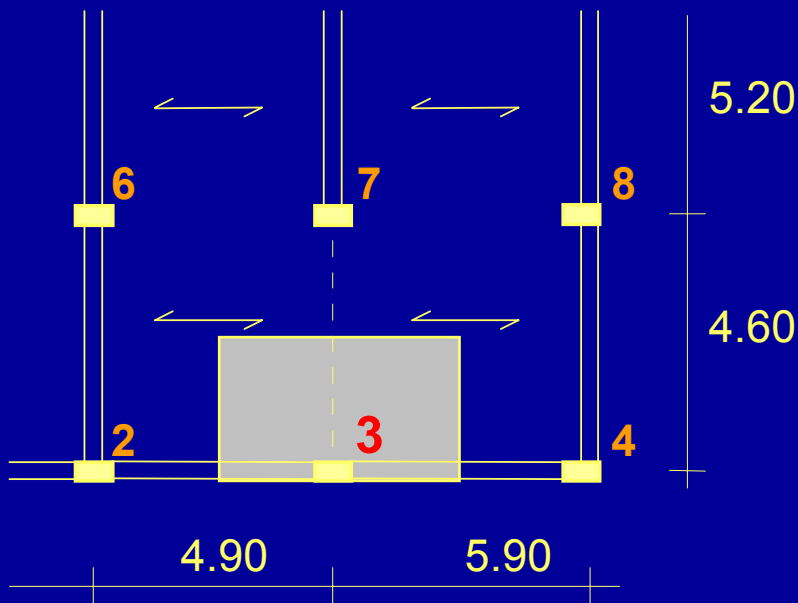
Riepilogo carichi (per pilastri)

	per TA	per SLU
Solaio (g+ 0.9 q)	7.1 kN/m ²	10.2 kN/m ²
Balconi (g+ 0.9 q)	7.5 kN/m ²	10.9 kN/m ²
Tompagno	7.2 kN/m	10.1 kN/m
Travi 30x60	3.7 kN/m	5.2 kN/m
70x24	2.4 kN/m	3.4 kN/m

Scarico al piano tipo pilastro 3



Scarico al piano tipo pilastro 3



soffitto $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} \times \frac{4.60}{2} = 13.78 \text{ m}^2 \times 10.2$ 140.6 kN

tompagno $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 10.1$ 60.6 kN

trave em. $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 5.2$ 31.2 kN

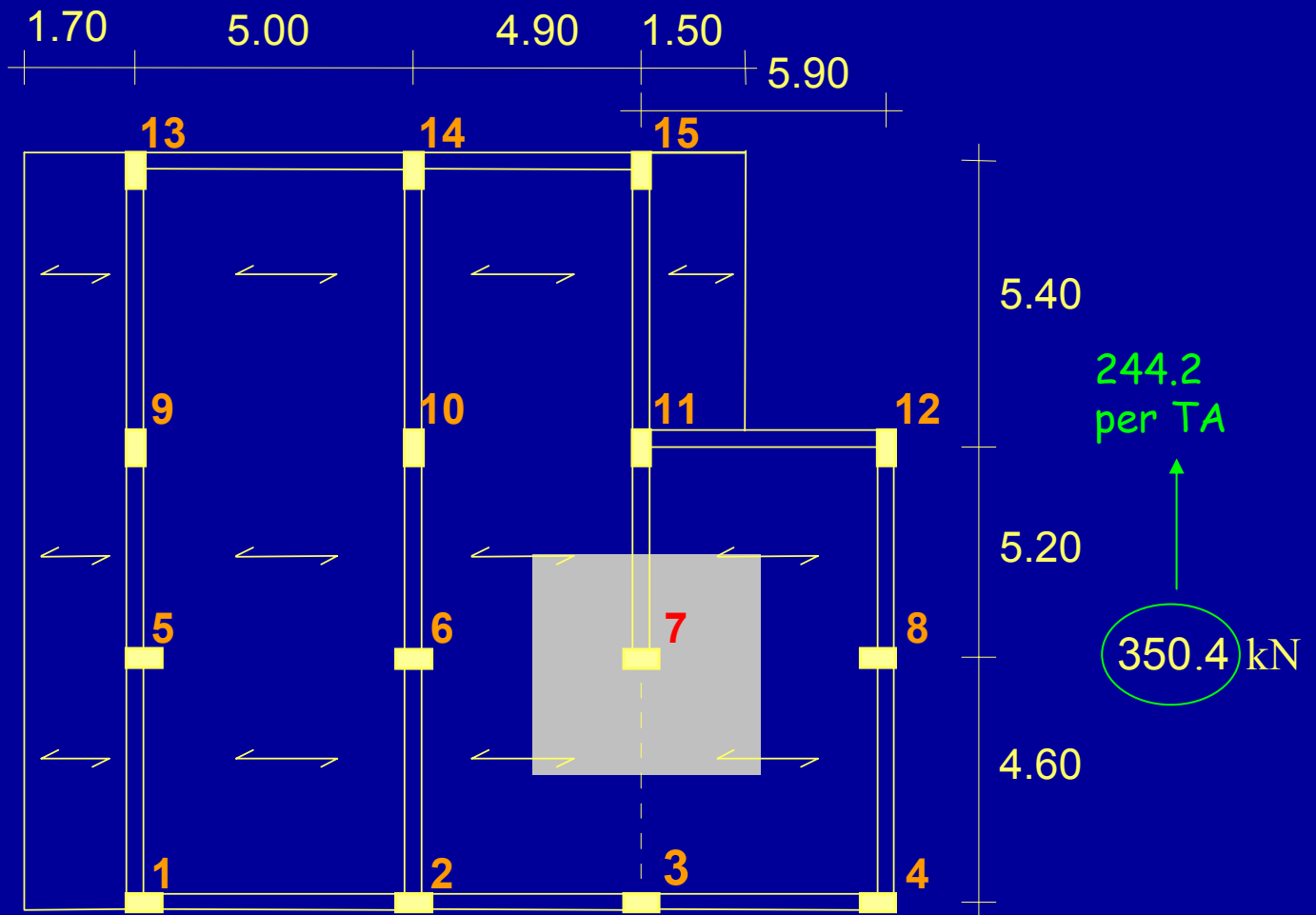
trave sp. $\frac{4.60}{2} = 2.3 \text{ m} \times 3.4$ 7.8 kN

168.8 ← 240.2 kN

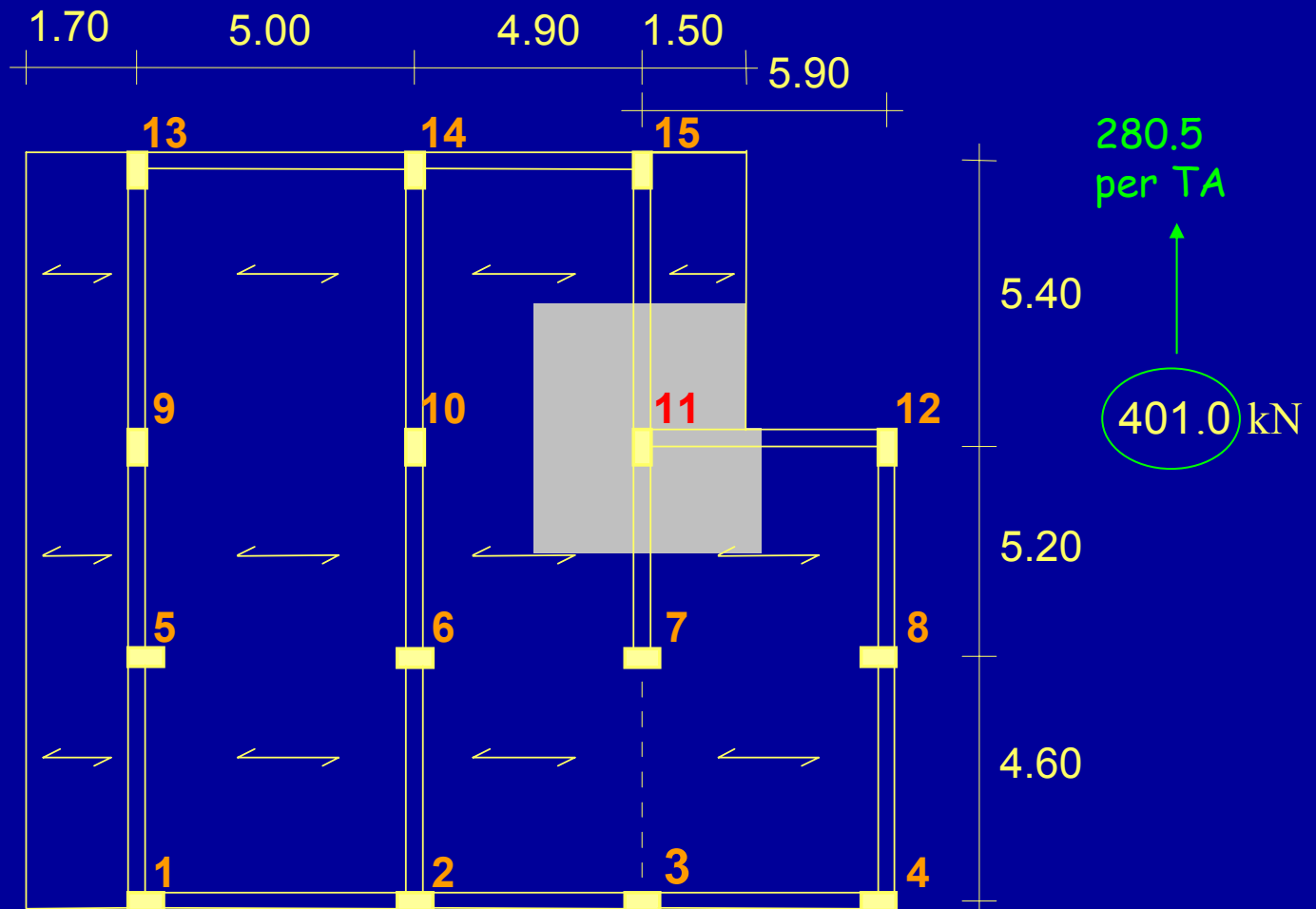
7.1
per TA

carico

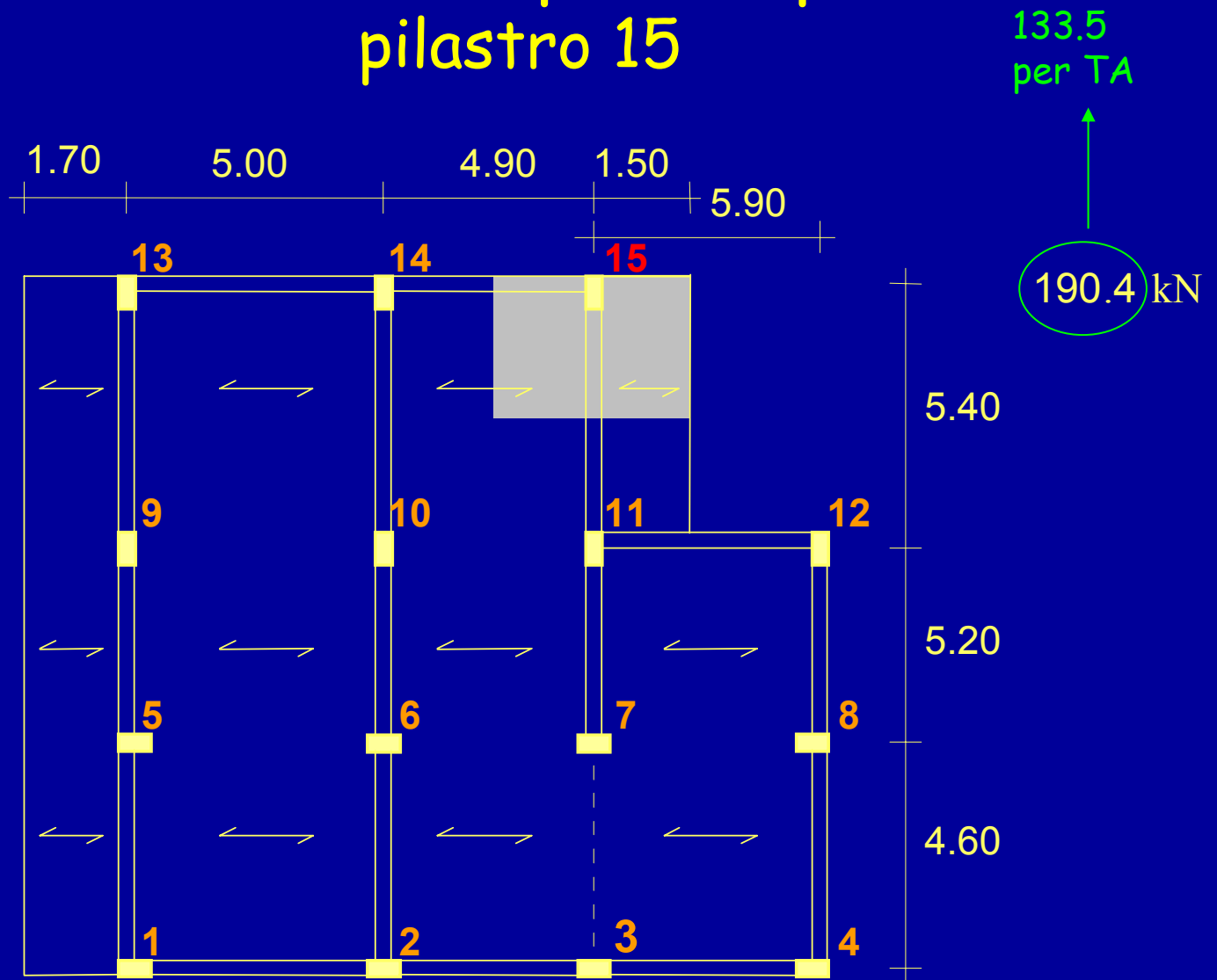
Scarico al piano tipo pilastro 7



Scarico al piano tipo pilastro 11



Scarico al piano tipo pilastro 15



Dimensionamento - pilastro 3

Scarico al piano	240.2 kN
Peso proprio medio	14.4 kN
	<hr/>
	254.6 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	254.6	245	30×30
5	509.2	491	30×30
4	763.8	736	30×30
3	1018.4	982	40×30
2	1273.0	1227	50×30
1	1527.6	1473	50×30

Con TA, alla base

1073.4

1611

60×30

Dimensionamento - pilastro 7

Scarico al piano	350.4 kN
Peso proprio medio	21.0 kN
	<hr/>
	371.4 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	371.4	358	30×30
5	742.8	716	30×30
4	1114.2	1074	40×30
3	1485.6	1432	50×30
2	1857.0	1790	60×30
1	2228.4	2149	60×40

Con TA, alla base

1553.4

2331

60×40

Dimensionamento - pilastro 11

Scarico al piano	401.0 kN
Peso proprio medio	24.1 kN
	<hr/>
	425.1 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	425.1	410	30×30
5	850.2	820	30×30
4	1275.3	1230	30×50
3	1700.4	1639	30×60
2	2125.2	2049	30×70
1	2550.6	2459	40×70

Con TA, alla base

1783.8

2677

40×70

Dimensionamento - pilastro 15

Scarico al piano	190.4 kN
Peso proprio medio	11.4 kN
	<hr/>
	201.8 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	201.8	195	30×30
5	403.6	389	30×30
4	605.4	584	30×30
3	807.2	778	30×30
2	1009.0	973	30×40
1	1210.8	1167	30×40

Con TA, alla base

849.0

1274

30×50

Armature longitudinali dei pilastri (EC2 punto 5.4.1.2.1)

- 1) Di regola le barre d'armatura devono avere diametro non minore di 12 mm.
- 2) La quantità minima di armatura longitudinale totale $A_{s,min}$ deve di regola essere determinata con la seguente equazione:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_{Sd}}{f_{yd}} \geq \underline{0,003} A_c$$

love:

f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura;

N_{Sd} è la forza di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area della sezione trasversale del calcestruzzo.

NOTA BENE: in zona sismica le armature sono maggiori (min 1%)

Armatatura minima nei pilastri (EC2 5.4.1.2.1)

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_{Sd}}{f_{yd}}$$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = \frac{0,15 N_{Sd} / f_{yd}}{0,85 N_{Sd} / \alpha f_{cd}} = 0.176 \frac{\alpha f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{c,nec} = \frac{0,85 N_{Sd}}{f_{cd}}$$

Ad esempio

Acciaio FeB 44 K: $f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo R_{ck} 25: $\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = 0.176 \frac{f_{yd}}{\alpha f_{cd}} = 0.176 \times \frac{373.9}{11.0} = 0.005 = 0.5\%$$

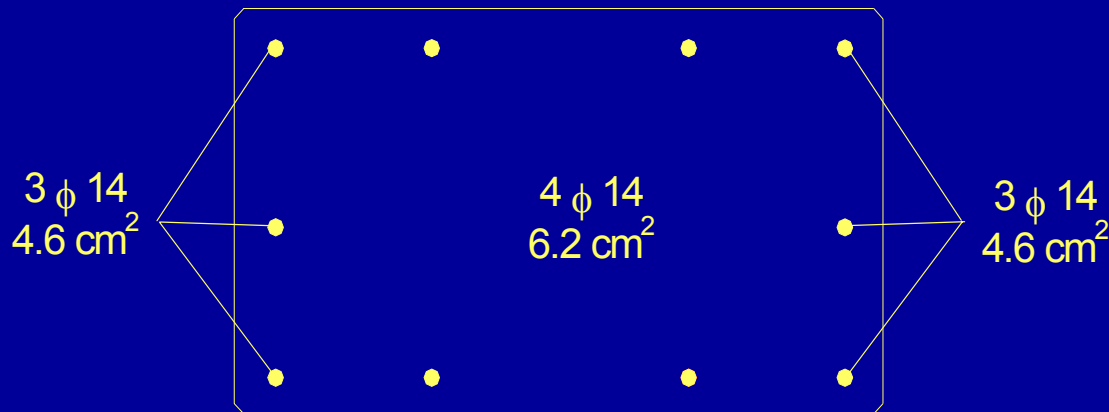
Armature del pilastro 11 al primo ordine

40x70



Armatura minima (su tutta la sezione):

$$A_{s,min} = 0.5\% A_c = 14.0 \text{ cm}^2$$



$$A_{s,tot} = 15.4 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Armature longitudinali dei pilastri (EC2 punto 5.4.1.2.1)

- (3) Di regola, anche nelle sovrapposizioni, l'area dell'armatura non deve essere maggiore di $|0,08A_c|$.
- (4) Le barre longitudinali devono, di regola, essere distribuite lungo il perimetro della sezione. Per pilastri aventi sezione trasversale poligonale, almeno una barra sarà disposta in ogni spigolo. Per pilastri di sezione circolare, il numero minimo di barre è $|6|$.

FINE

Tratta da:

TA_SL

CementoArmato1

CementoArmato2

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Ghersi

realizzazione

A. Ghersi

ultimo aggiornamento

13/10/2006