Corso di aggiornamento

Progetto e verifica di elementi strutturali in c.a. sulla base delle normative più recenti

Villa Redenta, Spoleto
28 febbraio – 1 marzo 2008

Aurelio Ghersi

Evoluzione della normativa
e dei criteri di verifica della sicurezza

Riferimenti normativi

Per il metodo delle tensioni ammissibili:

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

Per il metodo degli stati limite:

D.M. 9/1/96
(la sezione III della parte prima è il NAD per EC2)

Eurocodice 2, versione 1991
(forse) applicabili fino al 4/9/09

D.M. 14/9/05 non applicabile, sostituito dal D.M. 14/1/08

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

Eurocodice 2, versione 2004 già applicabile

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.

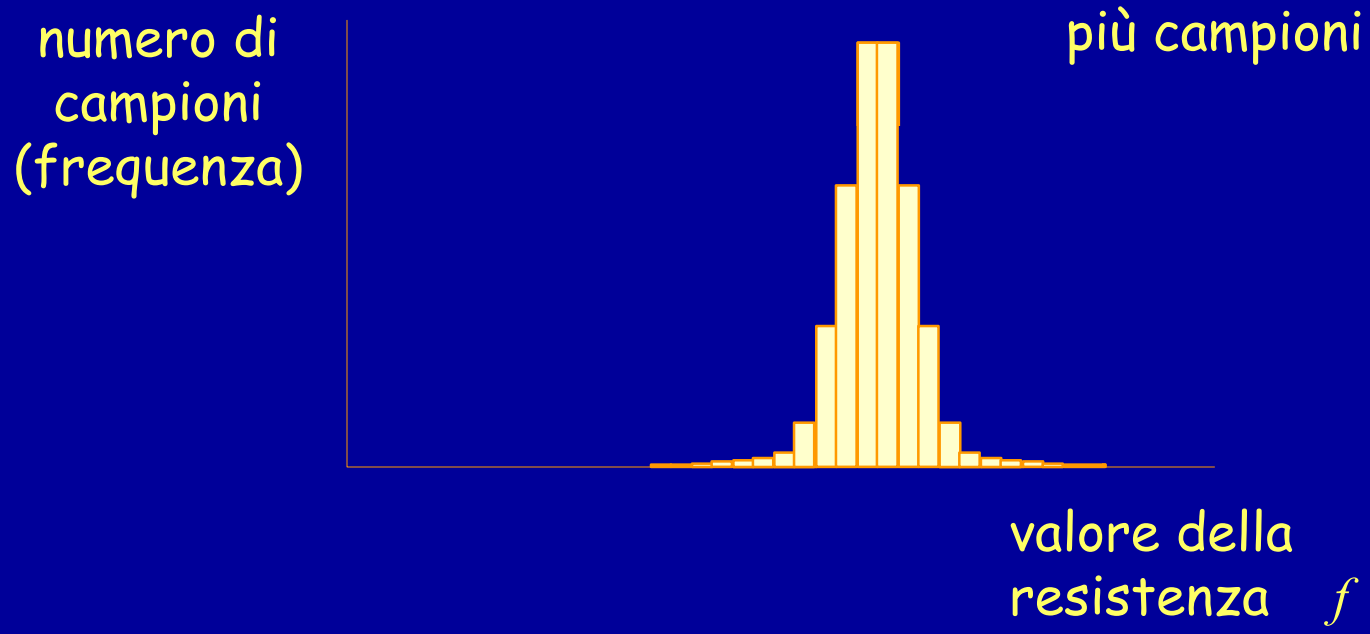
Incertezza sulla resistenza

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?

Incertezza sulla resistenza

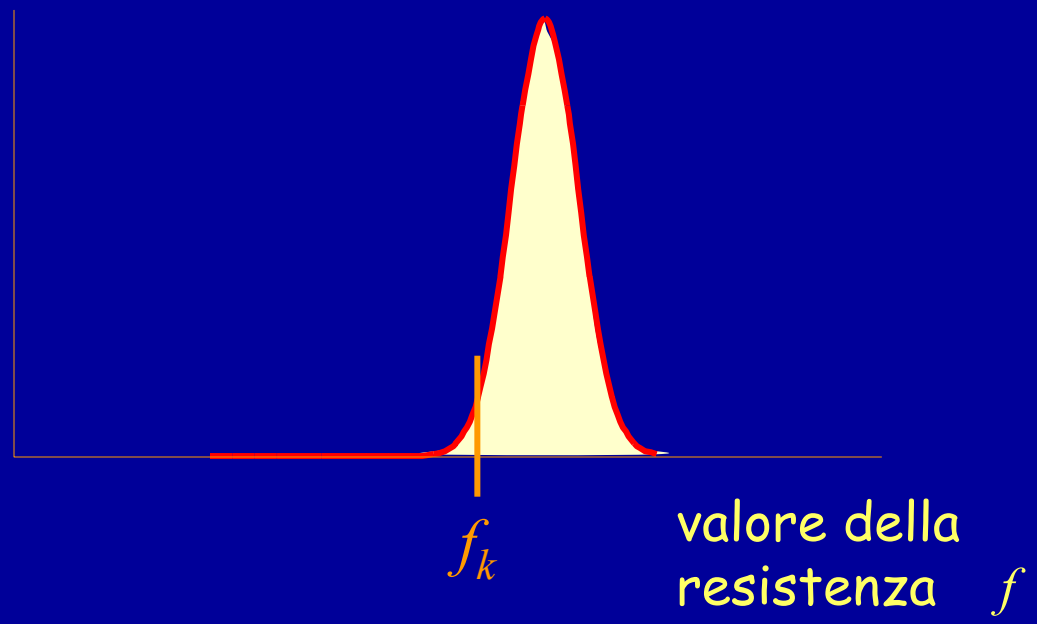


Incertezza sulla resistenza

A quale valore della resistenza ci si deve riferire ?

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	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

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

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

densità di probabilità

A quale valore delle azioni ci si deve riferire ?

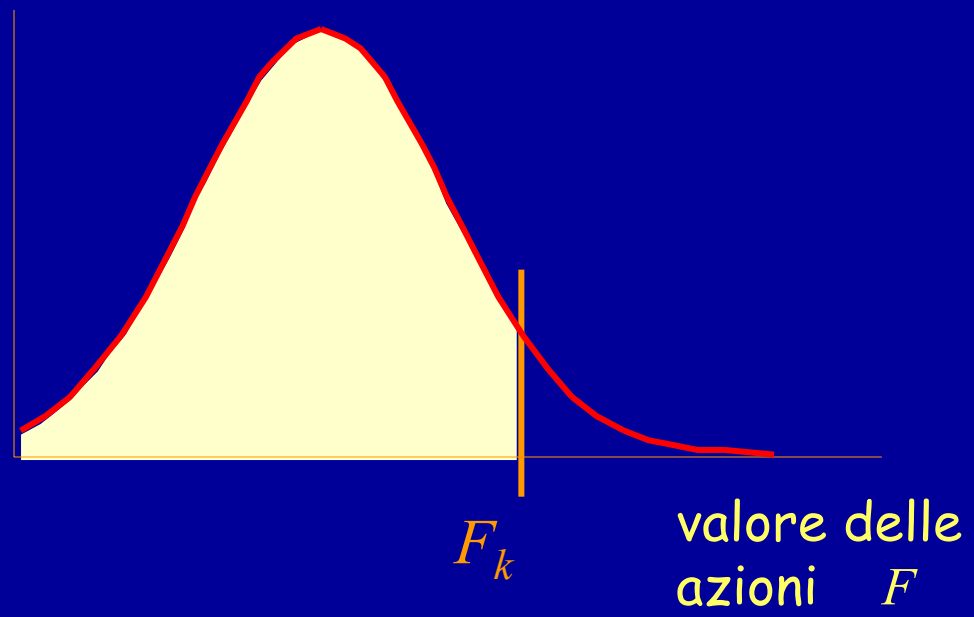
Area sottesa = 0.95
(95% dei campioni)

valore delle azioni F

valore caratteristico F_k

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/m^2 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

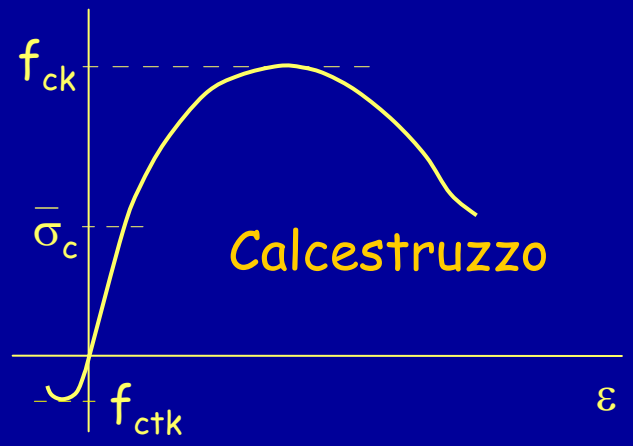
La possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

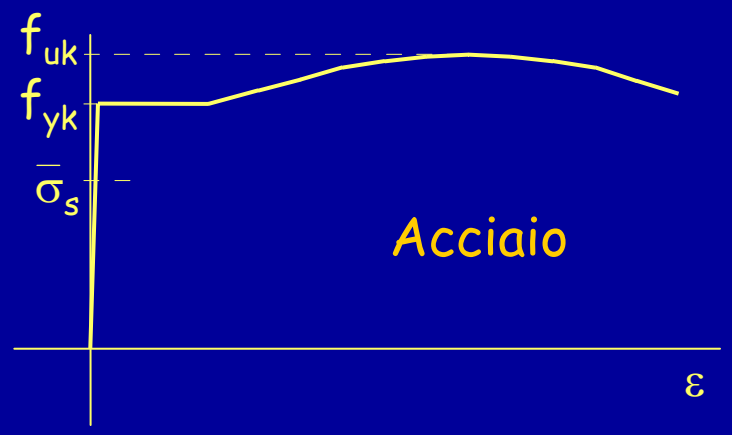
E' necessario applicare coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi sperimentali



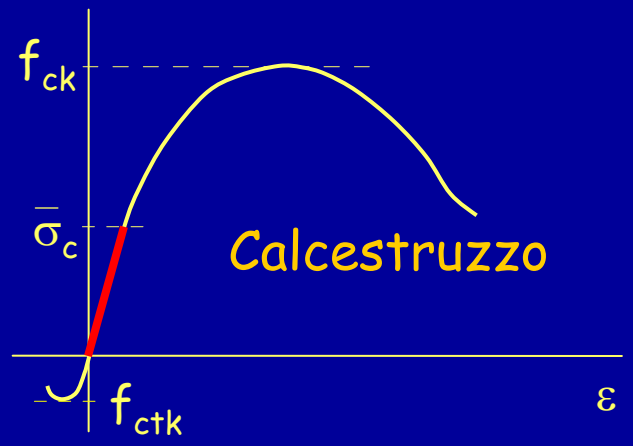


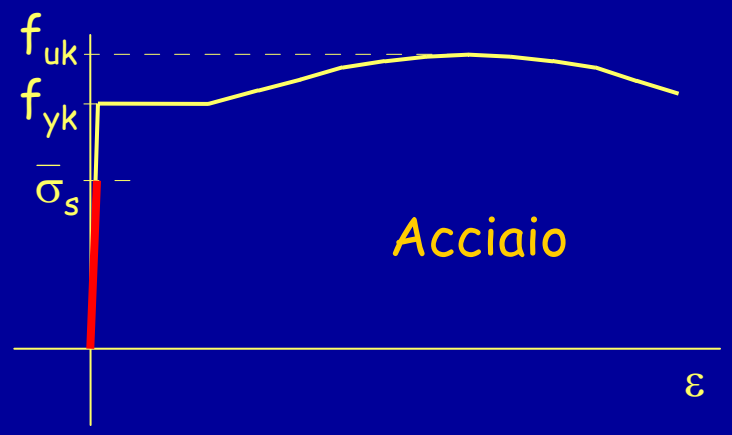
Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_c \le \overline{\sigma}_c = \frac{f_{ck}}{\gamma} \qquad \sigma_s \le \overline{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi di calcolo





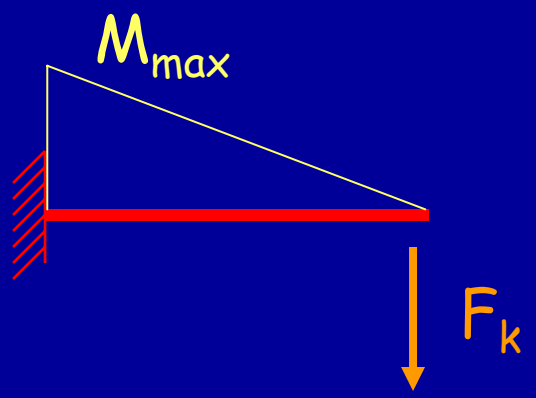
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

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)



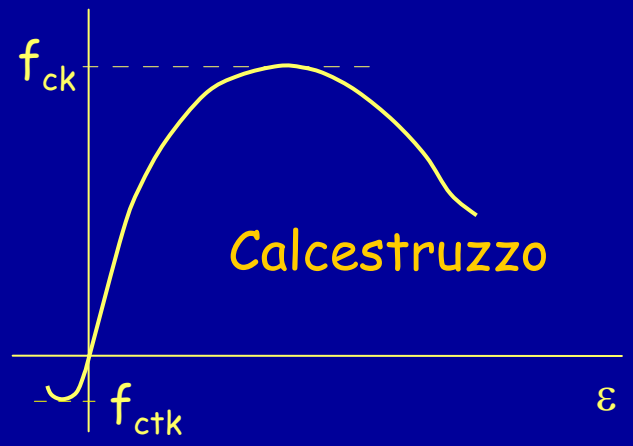
$\Rightarrow$ M_{max} $\Rightarrow$ σ_{max}

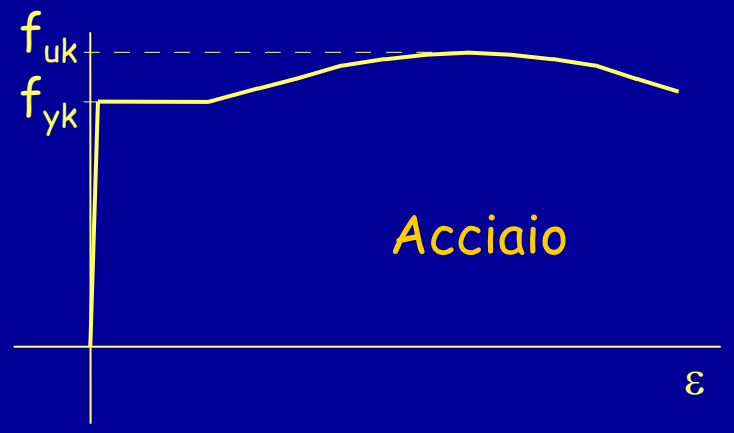
e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

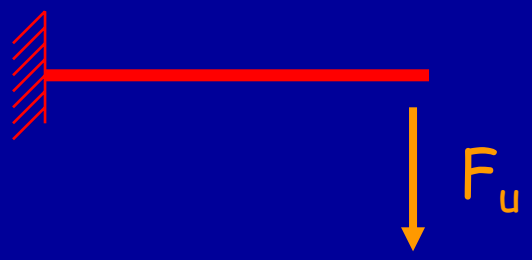
$$\sigma_{max} \leq \overline{\sigma}$$

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Diagrammi sperimentali



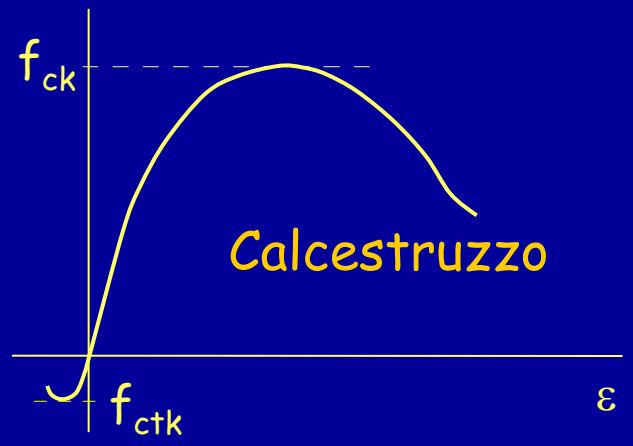


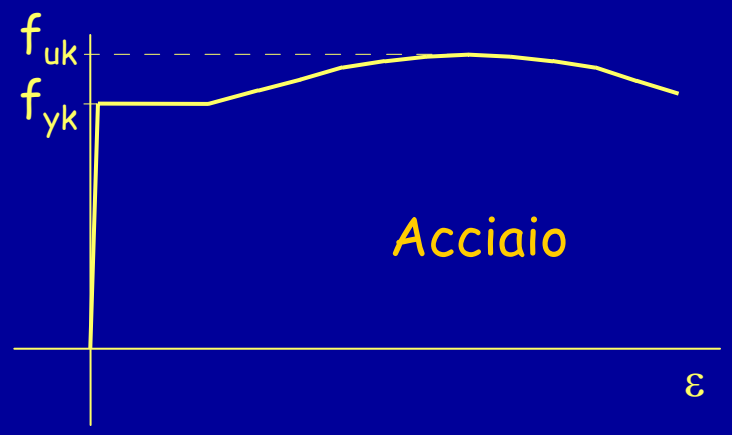


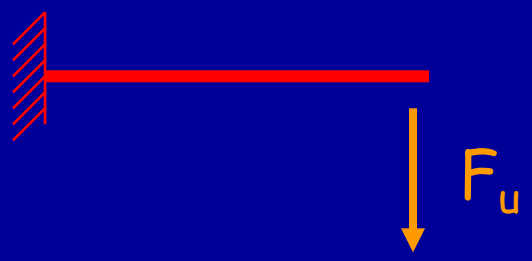
Usando i legami costitutivi sperimentali, si valuta il carico che porta a collasso la struttura

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Calcolo a rottura







Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso

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

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

Si parte da considerazioni probabilistiche

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

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

solaio	q [kN/m²]
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%

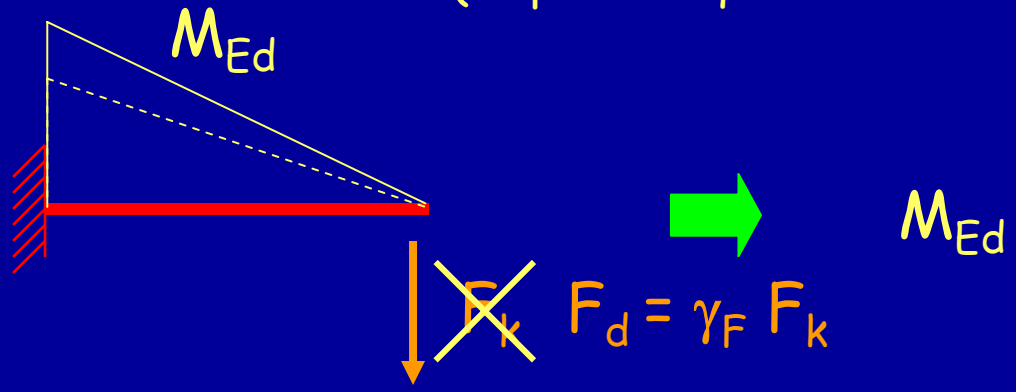
q_d

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)



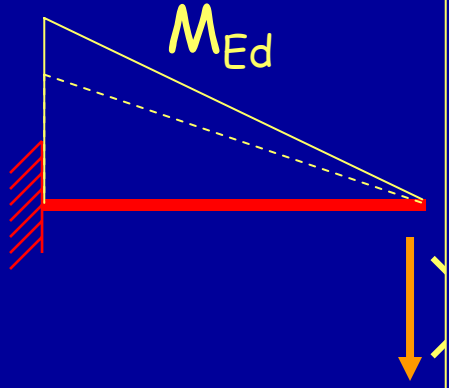
e controllare che siano inferiore a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

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

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

Ver

La verifica
sollecit



Rispetto alle tensioni ammissibili:

I carichi verticali
sono incrementati
del 30% o 50%

Le resistenze
sono incrementate
dal 30% al 50%

Non si può dire a priori cosa sia più gravoso

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

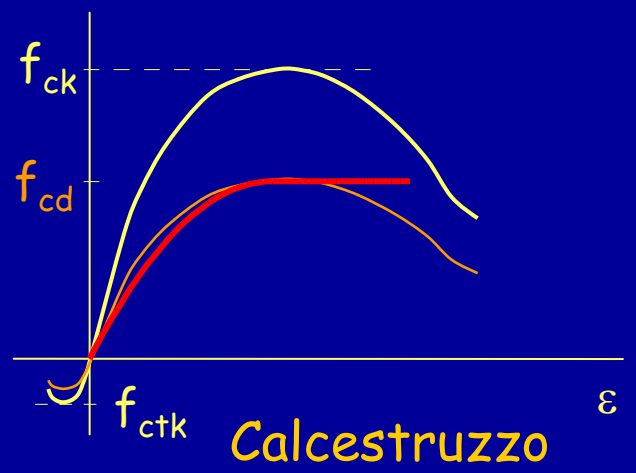
$$M_{Ed} \leq M_{Rd}(f_d = f_k / \gamma_F)$$

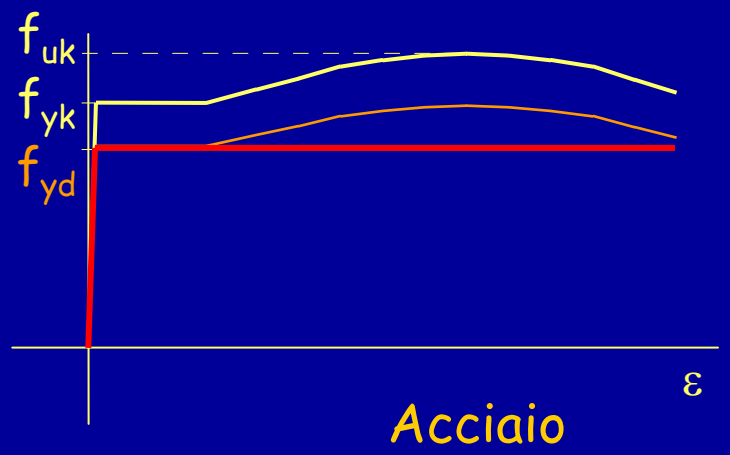
Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

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}





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}

Tipi di analisi (NTC08, punto 4.1.1):

- Analisi non lineare
- Analisi plastica
- Analisi elastica con ridistribuzione
- Analisi elastica

Tipi di analisi per stato limite ultimo

1 - Analisi non lineare
con uso di diagrammi momento-curvatura curvilinei

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

Necessari:
acciaio ad alta duttilità;
sezione duttile

3 - Analisi lineare con ridistribuzione
il rapporto δ tra momento dopo e prima della ridistribuzione dipende dai materiali e da x/d

Esempio:
$\delta \geq 0.44 + 1.25\ x/d$
$\delta \geq 0.7$

4 - Analisi lineare, senza ridistribuzione
è il metodo più comunemente utilizzato;
deve essere, comunque, limitato x/d

Esempio:
$x/d \leq 0.45$

NTC08, punto 4.1.1

. . . Tornando agli obiettivi

Metodo degli stati limite

- Sopportare tutte le azioni . . .

  cioè evitare il collasso . . .

  Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Rimanere adatta all'uso . . .

  ovvero limitare:
  - deformazioni
  - fessurazione (per c.a.) ecc.

  Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

Carichi

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti	G	peso proprio, altri carichi che non variano nel tempo
Azioni variabili	Q	carichi variabili di esercizio, carichi da vento o da neve
Azioni eccezionali	A	incendi, esplosioni, urti di veicoli
Azioni sismiche	E	terremoti

NTC08, punto 2.5.1.3

Classificazione delle azioni

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

Sono distinte in:

G_1 peso proprio degli elementi strutturali

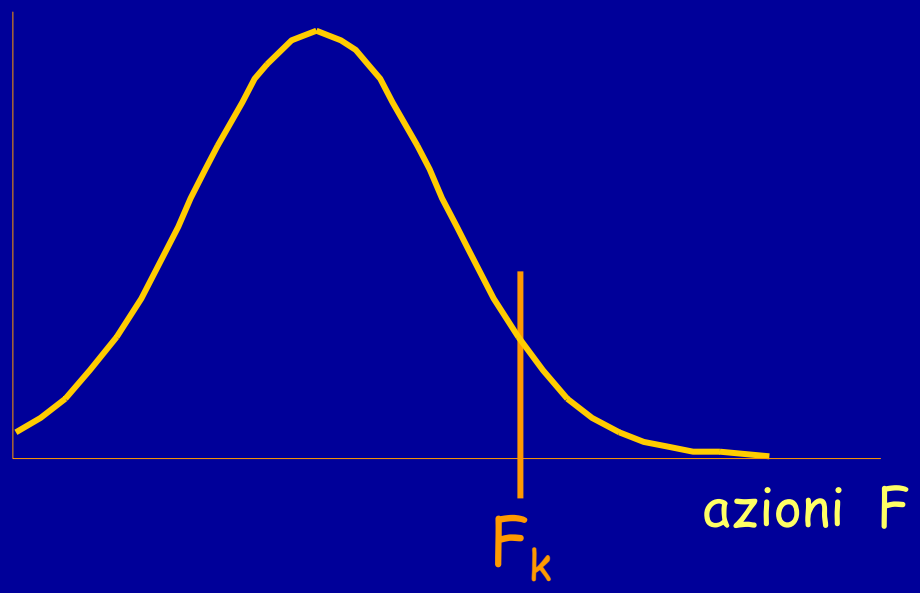
G_2 peso proprio degli elementi non strutturali (tamponature, tramezzi, massetti, pavimenti)

P azioni di precompressione

NTC08, punto 2.5.1.3

Azioni
valore caratteristico

Basandosi su considerazioni probabilistiche



Usato nel metodo delle T.A.

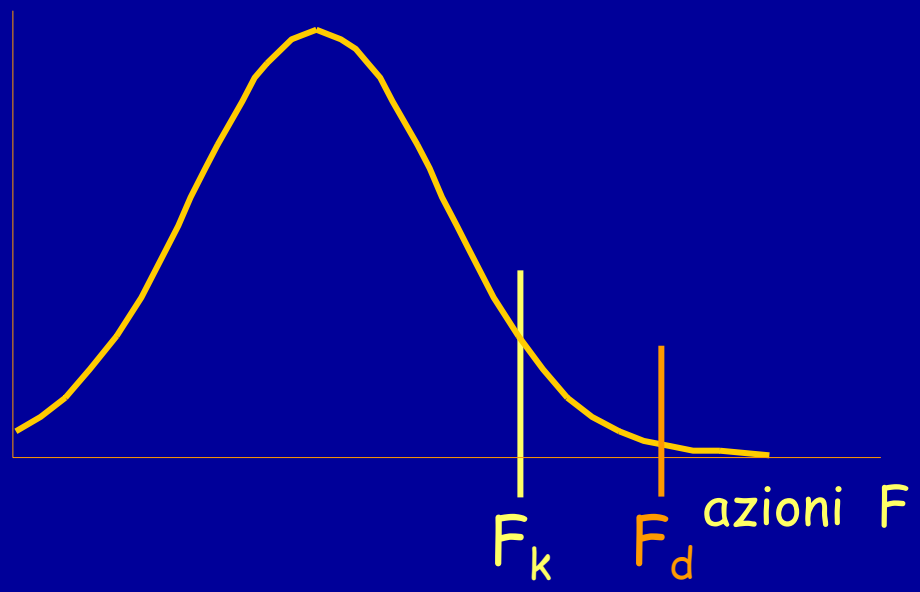
Usato per stati limite di esercizio

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

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

Azioni
valore di calcolo

Basandosi su considerazioni probabilistiche



Usato per stato limite ultimo

$$F_d = \gamma_F \, F_k$$

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

Azioni
valore di calcolo

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

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

NTC08, punto 2.6.1

Esempio
carichi unitari – solaio per abitazione

Peso proprio (valore caratteristico):

soletta	$0.04 \times 1 \times 1\ m^3 \times 25\ kN/m^3$	=	$1.00\ kN/m^2$	
travetti	$3 \times (0.08 \times 0.20) \times 1\ m^3 \times 25\ kN/m^3$	=	$1.20\ kN/m^2$	
laterizi	$8 \times 0.082\ kN$	=	$0.66\ kN/m^2$	
TOTALE		=	$2.86\ kN/m^2$	G_1

Sovraccarichi permanenti (valore caratteristico):

massetto	$0.03 \times 1 \times 1\ m^3 \times 18\ kN/m^3$	=	$0.54\ kN/m^2$	G_1 o $\cancel{G_2}$?
pavimento in granito	$0.02 \times 1 \times 1\ m^3 \times 27\ kN/m^3$	=	$0.54\ kN/m^2$	
intonaco	$0.02 \times 1 \times 1\ m^3 \times 20\ kN/m^3$	=	$0.40\ kN/m^2$	
incidenza tramezzi		=	$1.20\ kN/m^2$	G_2
TOTALE		=	$2.68\ kN/m^2$	

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

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

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

NTC08, punto 3.1.3.1

Nota:
carichi variabili (1)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale.** 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	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	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	5,00	5,00	3,00
D	**Ambienti ad uso commerciale.**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie…	5,00	5,00	2,00

Nota:
carichi variabili (2)

E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.**			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 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	—	—	—

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

NTC08, punto 3.1.4

Esempio
carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

G_{1k} = 4.34 kN/m^2 G_{2k} = 1.20 kN/m^2 G_k = 5.54 kN/m^2

Q_k = 2.00 kN/m^2

Valori di calcolo:

G_{1d} = 4.34 x 1.3 = 5.64 kN/m^2

G_{2d} = 1.20 x 1.5 = 1.80 kN/m^2

G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 kN/m^2

Q_d = 2.00 x 1.5 =
= 3.00 kN/m^2

Notare: in questo caso G_d / Q_d = 1.34

Esempio
carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

G_{1k} = 4.34 kN/m^2 G_{2k} = 1.20 kN/m^2 G_k = 5.54 kN/m^2

Q_k = 2.00 kN/m^2

Valori di calcolo:

G_{1d} = 4.34 x 1.3 = 5.64 kN/m^2

G_{2d} = 1.20 x 1.5 = 1.80 kN/m^2

G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 kN/m^2

Q_d = 2.00 x 1.5 =
= 3.00 kN/m^2

Forse più comodo accorparli così:

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

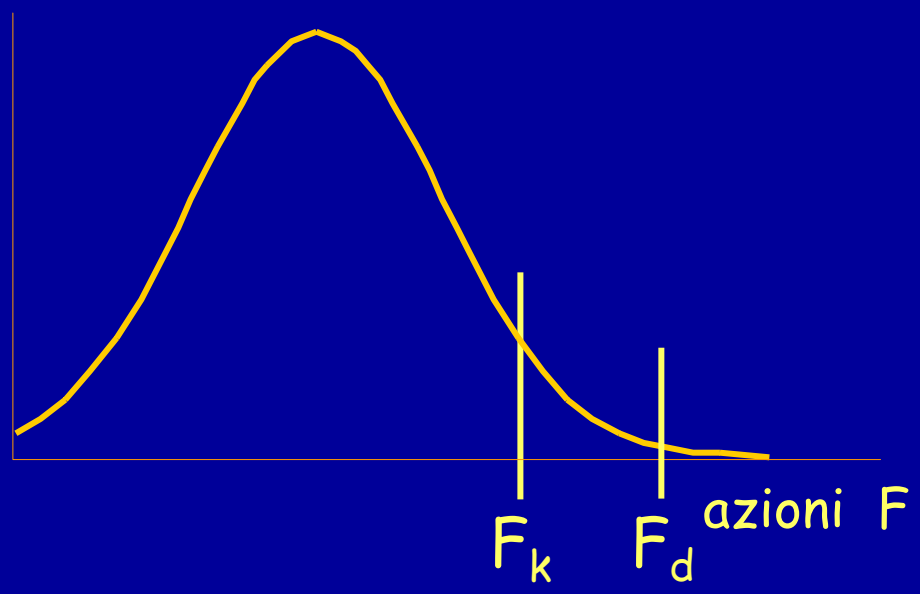
sempre presenti

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

possono esserci o no

Tornando alle azioni . . .
azioni variabili

Valore caratteristico F_k



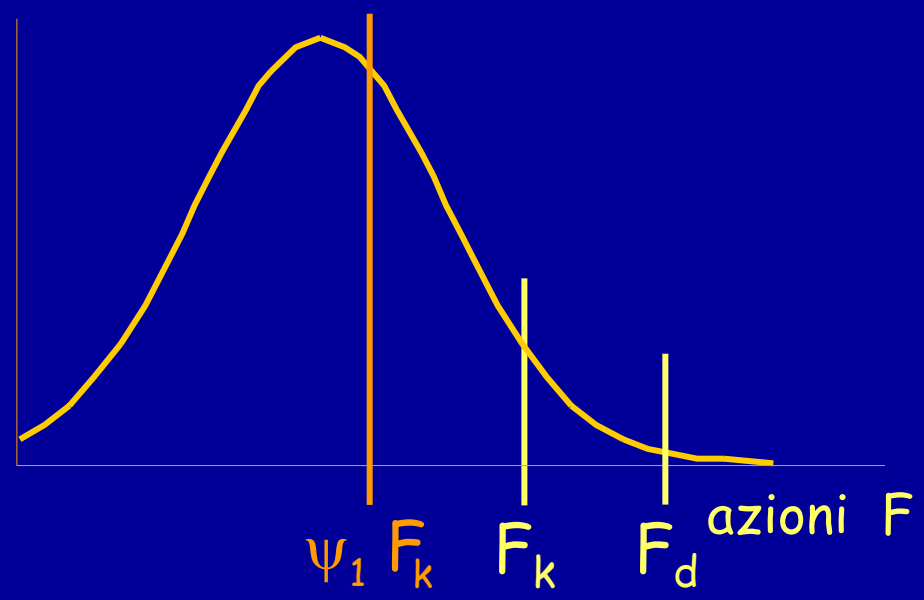
È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

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

F_k Valore caratteristico

Tornando alle azioni . . .
azioni variabili

Valore frequente $\psi_1 F_k$



$\psi_1 F_k$ Valore frequente

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

Cioè è superato solo nel 5% del periodo di riferimento

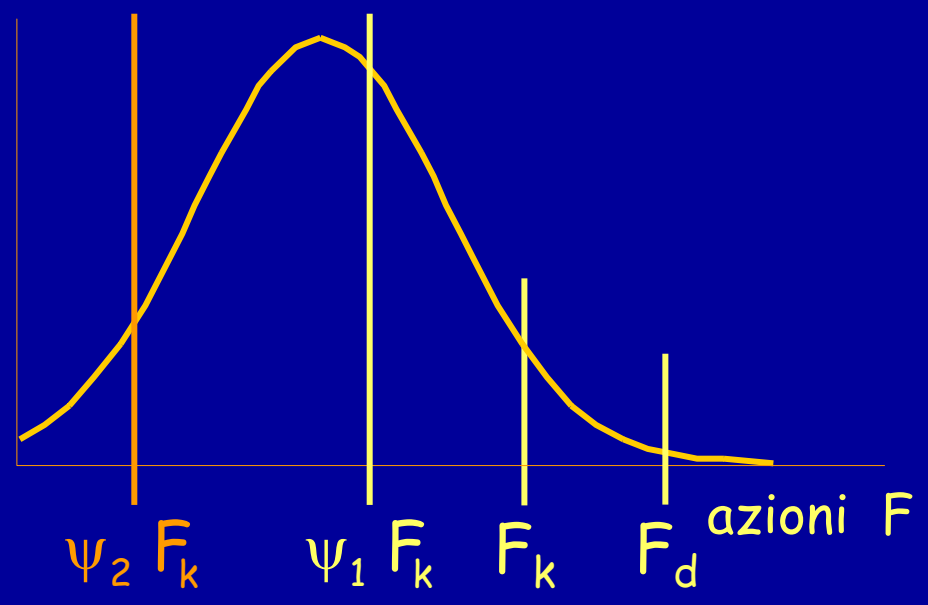
ψ_1 dipende dal tipo di carico

ψ_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

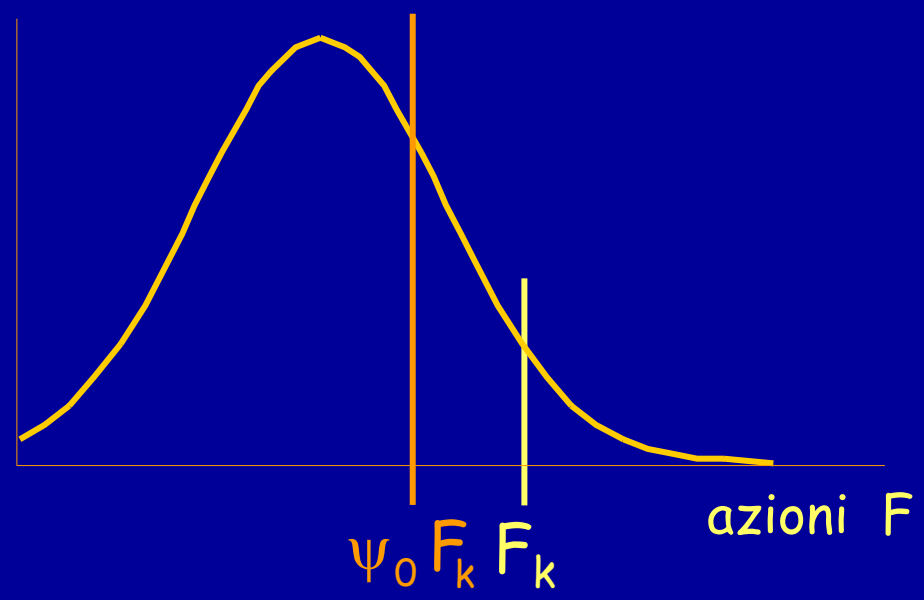
ψ_2 dipende dal tipo di carico

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

$\psi_2 F_k$ Valore quasi permanente

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

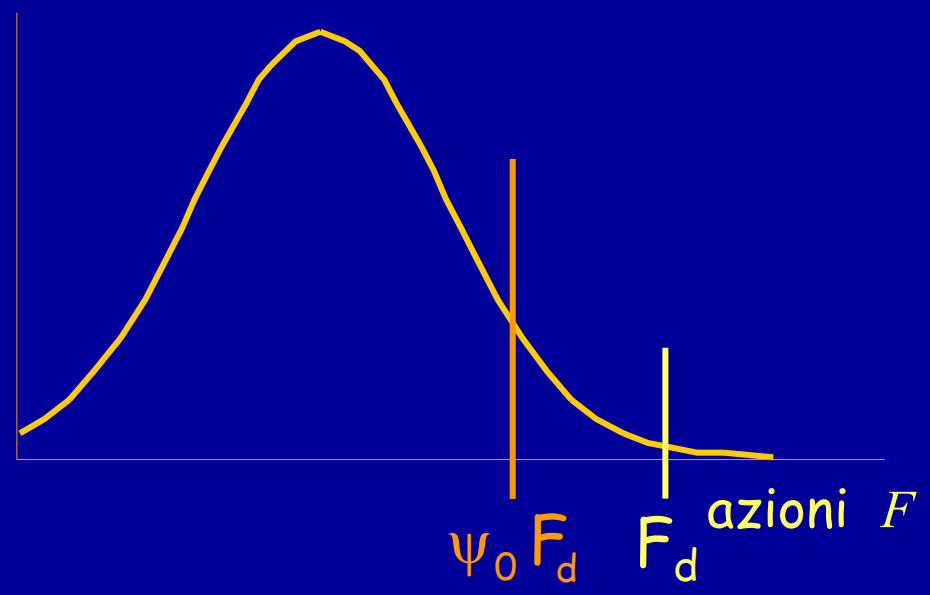
ψ_0 = 0.7 c. var. per abitazione

0.6 per vento

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

Tornando alle azioni . . .
azioni variabili

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



Lo stesso coefficiente ψ_0 si usa per i valori di calcolo

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

Valori dei coefficienti
ψ_0 ψ_1 ψ_2

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq$ 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 $\leq$ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

NTC08, punto 2.5.3

Combinazioni di carico

Stato limite ultimo

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

Stato limite di esercizio,

combinazione rara

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

combinazione frequente

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

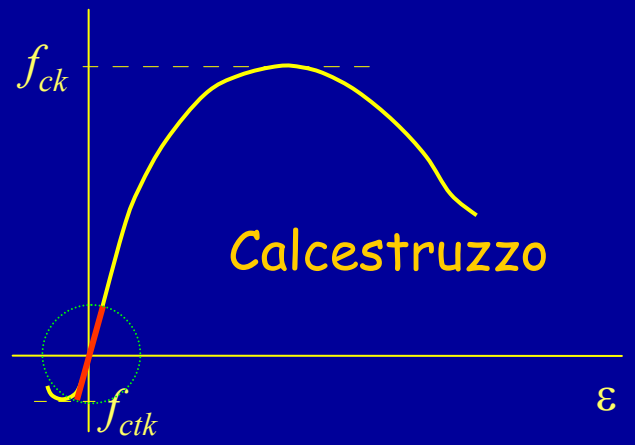
combinazione quasi permanente

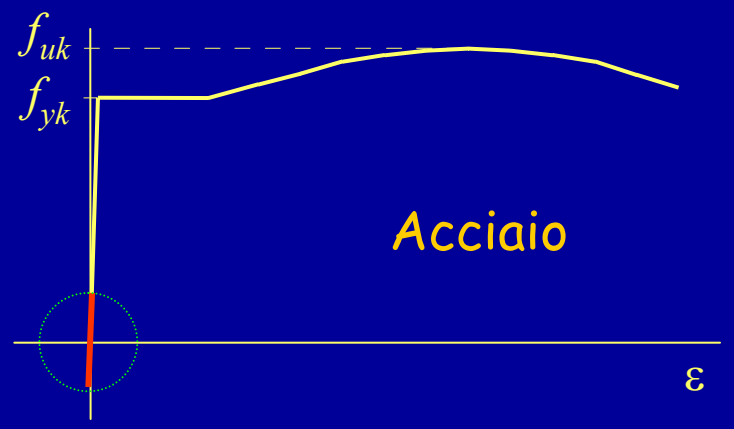
$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{i=1}^{n} \psi_{2i}\, Q_{ik}$$

Materiali

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali





Modelli di comportamento

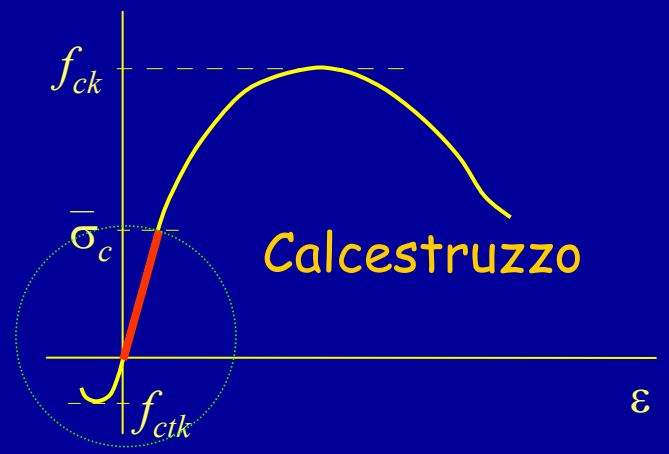
1 – per deformazioni e tensioni molto basse:
comportamento elastico lineare
calcestruzzo resistente anche a trazione

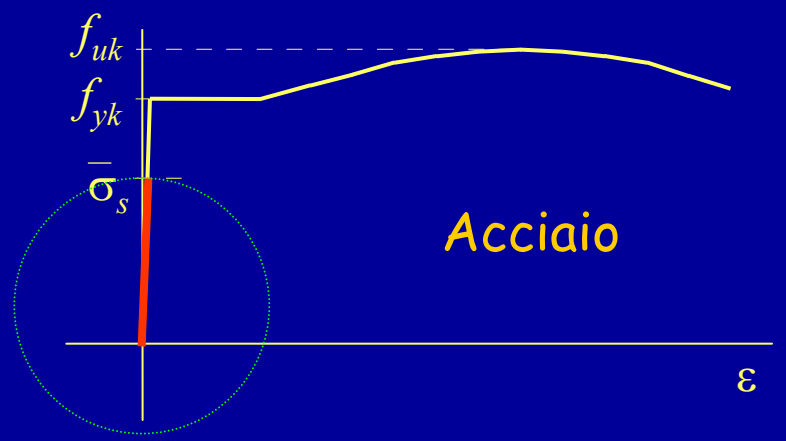
Usato solo per situazioni particolari

Ad esempio: fessurazione

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali





Modelli di comportamento

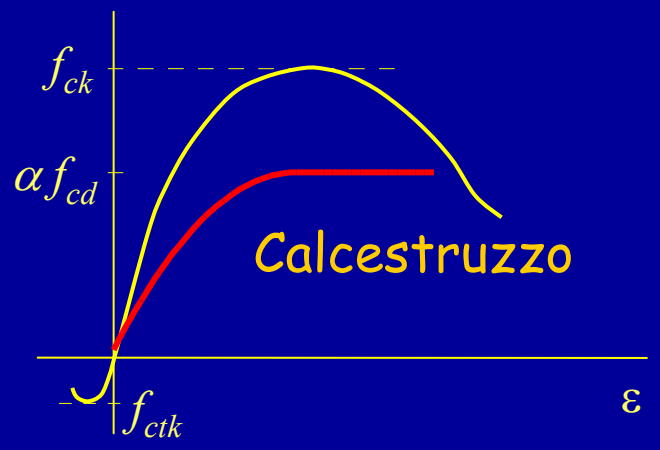
2 – per deformazioni e tensioni maggiori: comportamento elastico lineare calcestruzzo non resistente a trazione

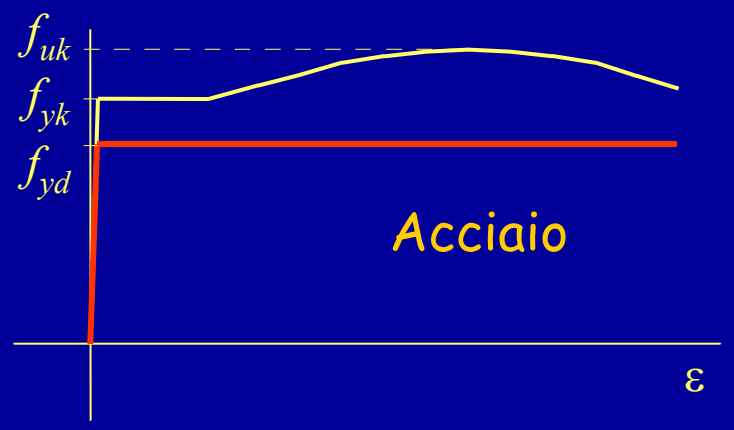
Usato per il metodo delle tensioni ammissibili

Ma anche per verifiche S.L.E.

Legami costitutivi del materiale

Legami sperimentali





Modelli di comportamento

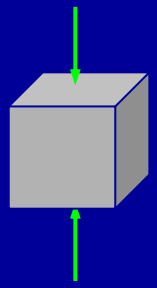
3 – per deformazioni e tensioni ancora maggiori:
comportamento non lineare
calcestruzzo non resistente a trazione

Usato per le verifiche allo stato limite ultimo

Calcestruzzo – tensione di rottura

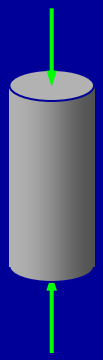
Possibili valori di riferimento per la tensione di rottura:

R_{ck} resistenza di provini cubici



usata dalla normativa italiana

f_{ck} resistenza di provini cilindrici

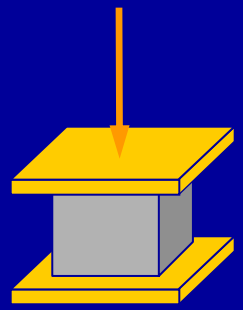


usata dalla normativa europea (EC2) ma ora anche dalle NTC08

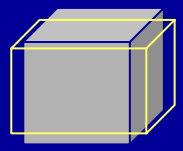
Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Provino cubico

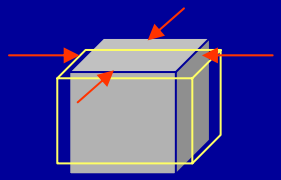
R_{ck}



Piatto della
macchina di prova



il provino, compresso,
si accorcia e si dilata



per attrito tra piatto e provino
nascono forze trasversali

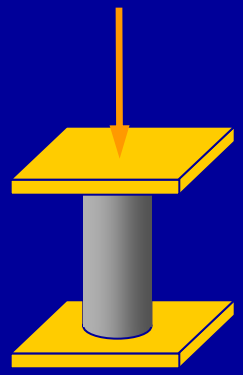
La presenza di queste forze
riduce il rischio di rottura

⇨

Aumenta la
resistenza

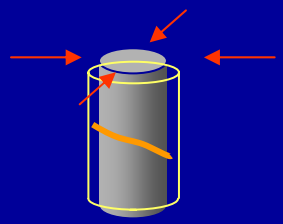
Relazione tra R_{ck} e f_{ck}

Provino cilindrico



f_{ck}

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



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}

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

C20/25 ← Resistenza cubica 25 MPa

↑ Resistenza cilindrica 20 MPa

In sede di progettazione si fa riferimento alla resistenza cubica e da questa si determina la resistenza cilindrica

R_{ck} = 25 MPa

f_{ck} = 0.83x25 = 20.75 MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 28.75 MPa

NTC08, punto 11.2.10

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

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

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

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

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

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

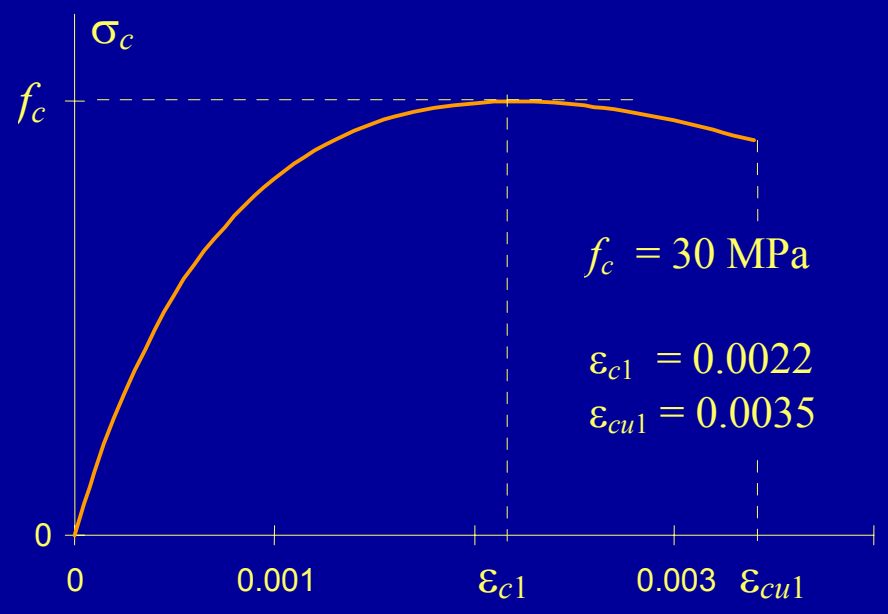
Legame più realistico

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

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

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

Parametri (da EC2, 2004)

Classi di resistenza dei calcestruzzi														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

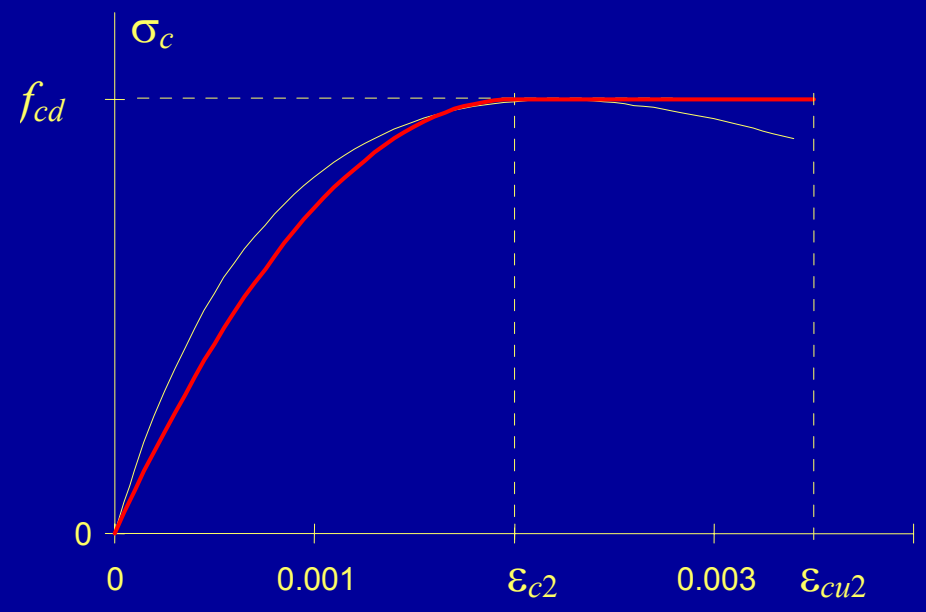
Legame costitutivo di calcolo
del calcestruzzo

Legame semplificato

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

$$\sigma_c = f_{cd}$$

con $\eta = \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c2}}$



$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_{c2} &= 2.0 \times 10^{-3} \\ \varepsilon_{cu2} &= 3.5 \times 10^{-3} \end{aligned}\right\}$$ 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

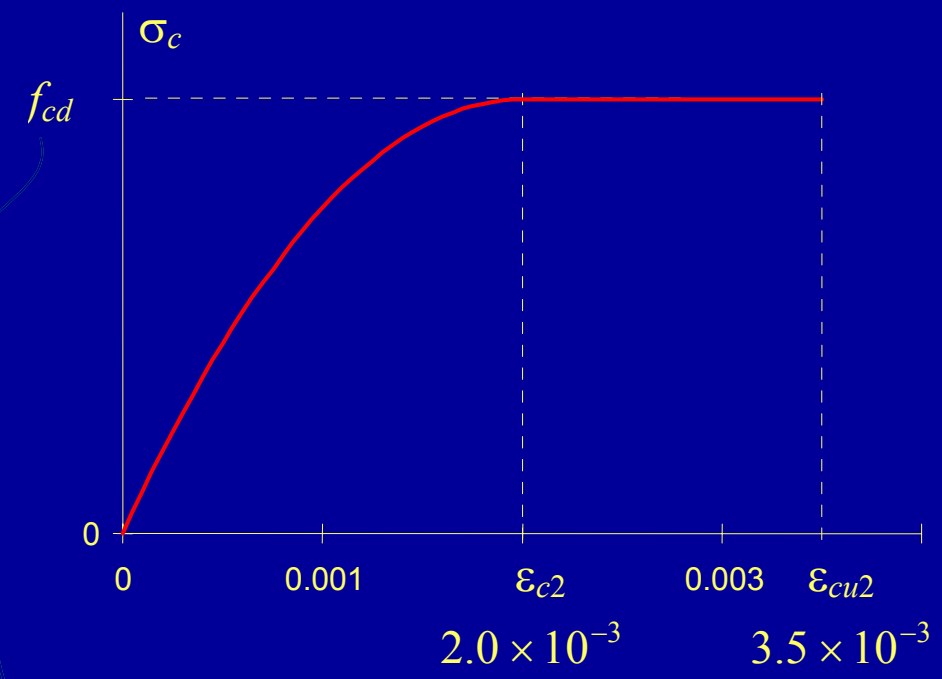
Valore di calcolo della resistenza

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

con

$\gamma_c = 1.5$ 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

$\alpha_{cc} = 0.85$

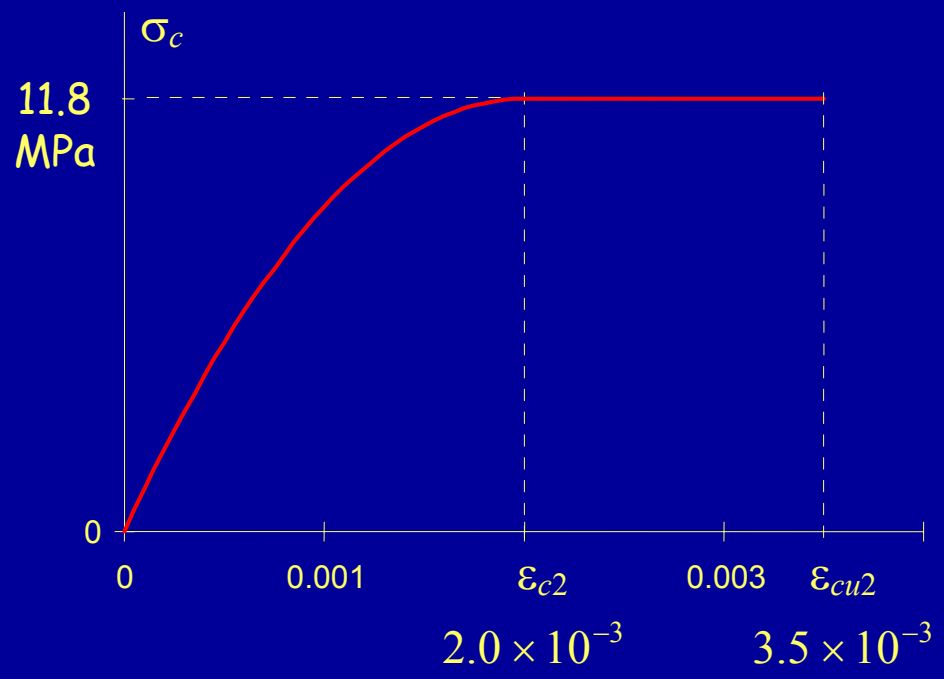
NTC08, punto 4.1.2.1.2.2

Legame costitutivo di calcolo
del calcestruzzo

Esempio

Calcestruzzo di classe
R_{ck} = 25 MPa

f_{ck} = 20.75 MPa



$$f_{cd} = \frac{0.85 \times 20.75}{1.5} = 11.76 \text{ MPa}$$

Si ricorda che

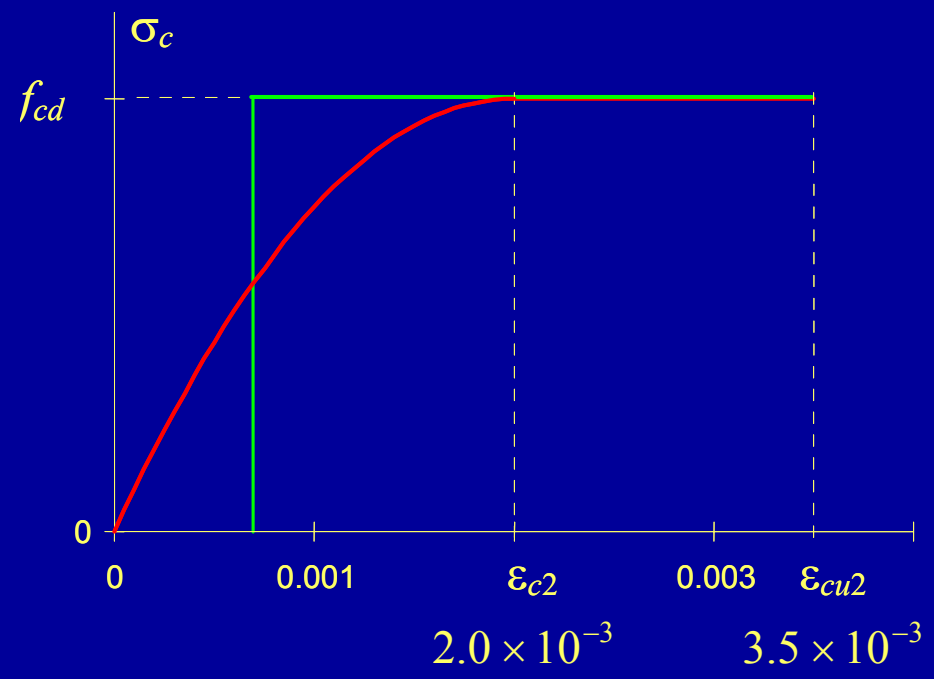
$$\overline{\sigma}_c = 8.5 \text{ MPa}$$

Legame costitutivo di calcolo del calcestruzzo

Alternativa:

Stress block

$\sigma_c = f_{cd}$



Acciaio

Nel passato:

Fe B 384k 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 MPa $f_{t,nom}$ = 540 MPa

Acciaio B450
requisiti

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

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

per B450C $\qquad$ $1.15 \leq (f_t/f_y)_{k\,(10\%)} < 1.35$

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

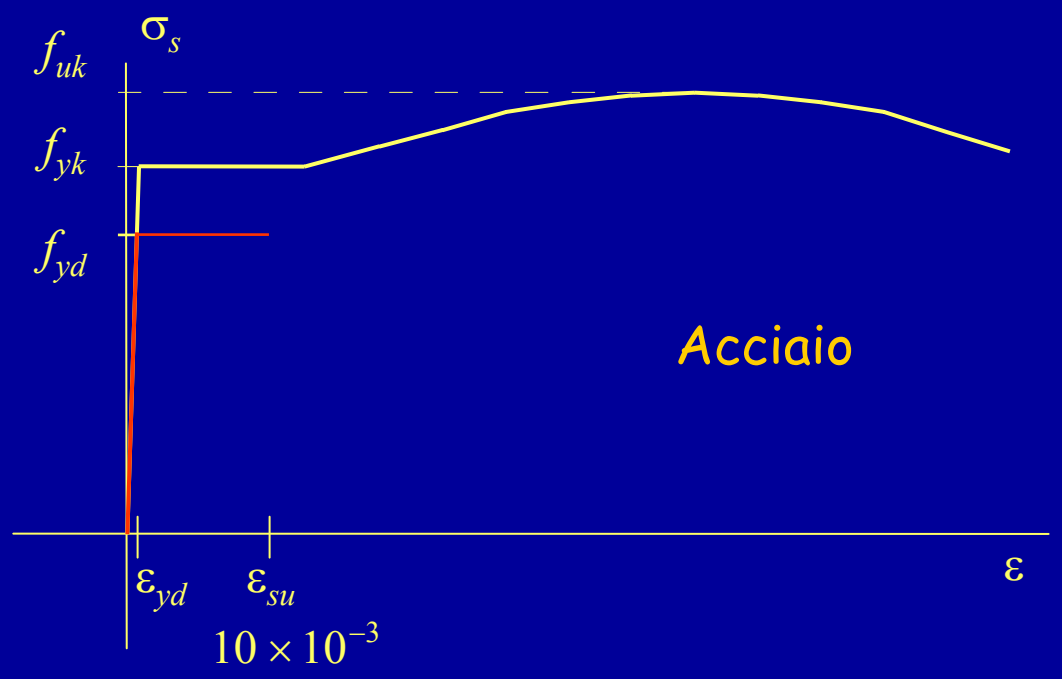
per B450A $\qquad$ $1.05 \leq (f_t/f_y)_{k\,(10\%)}$

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

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Possibili alternative

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



Legame "tradizionale"

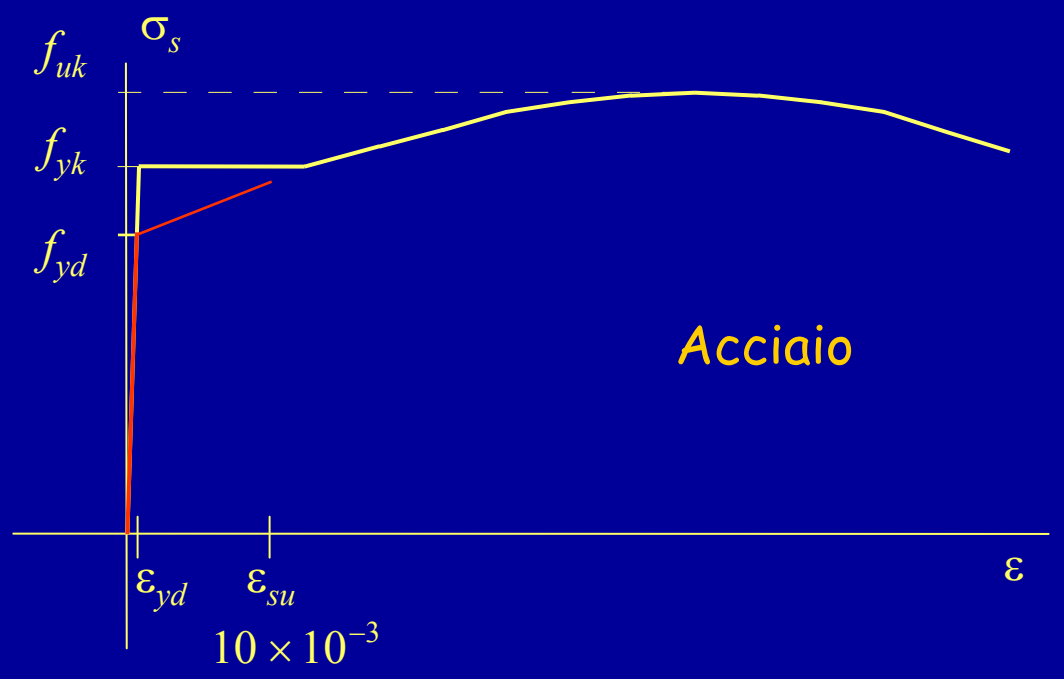
non più citato dalle NTC08

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 10×10^{-3}



Legame poco usato

NTC08, punto 4.1.2.1.2.3

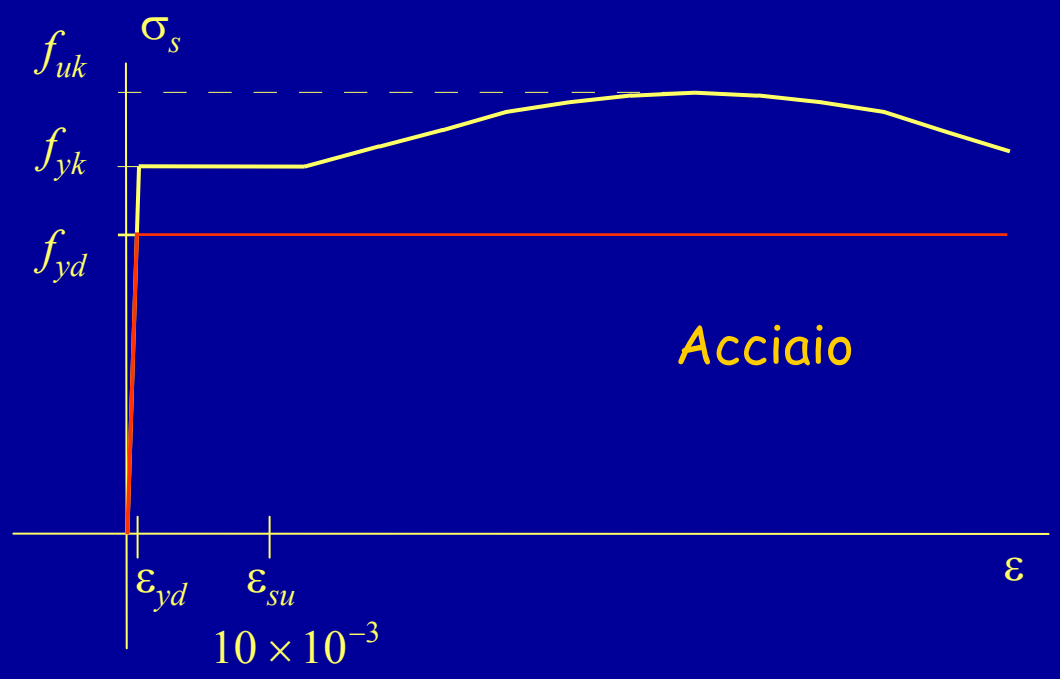
Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

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

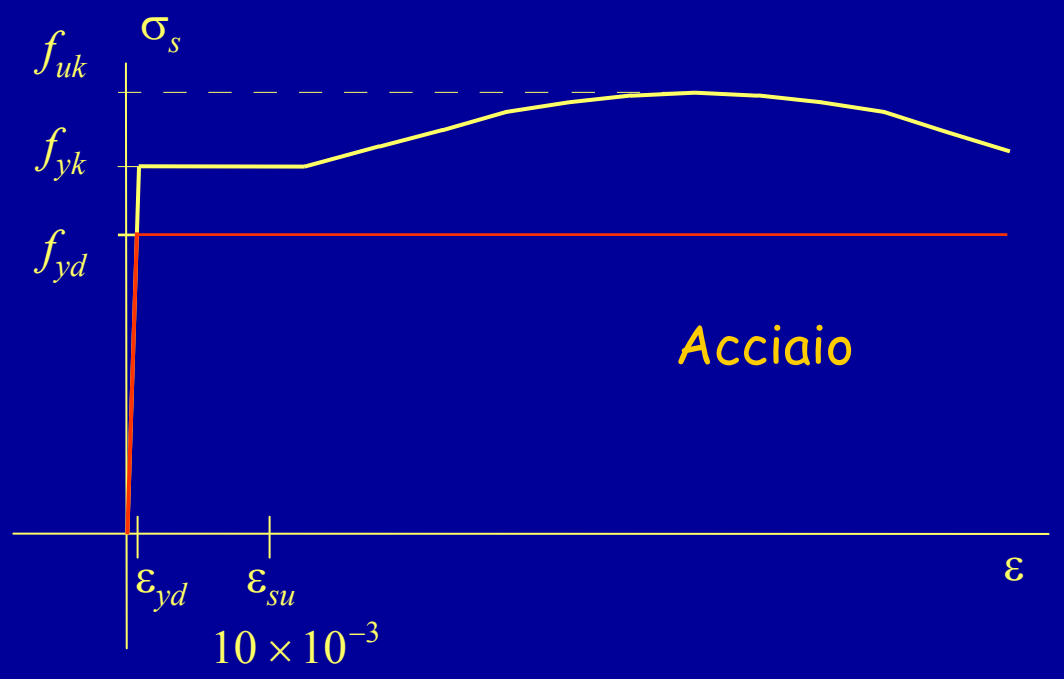
Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Valore di calcolo della resistenza

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

con

$$\gamma_s = 1.15$$



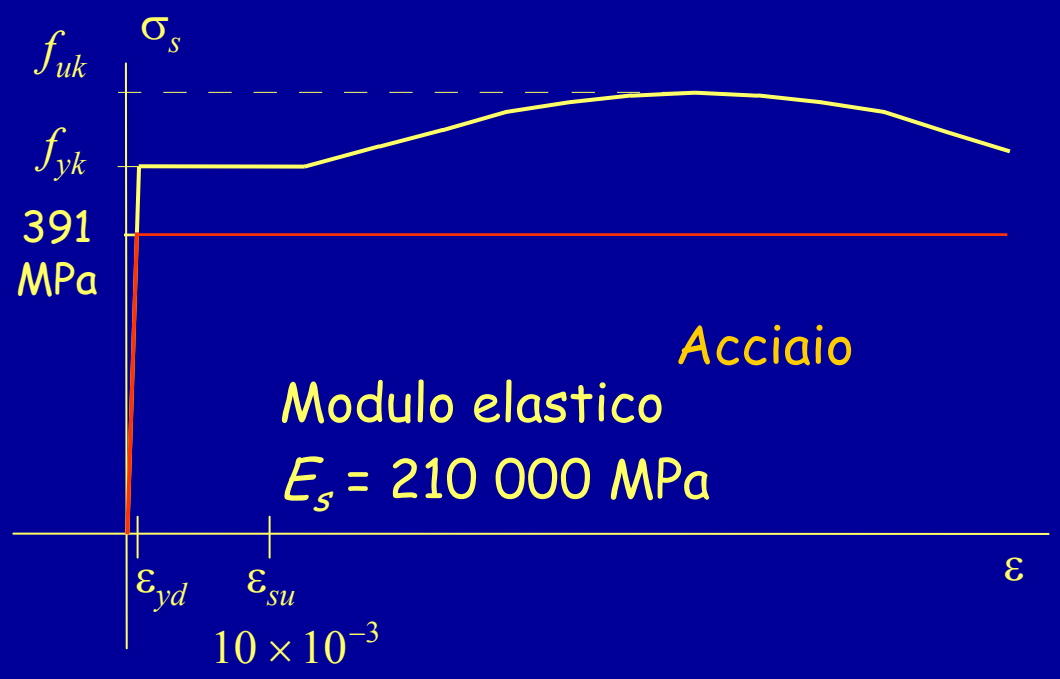
NTC08, punto 4.1.2.1.2.3

Legame costitutivo di calcolo dell'acciaio

Esempio

Acciaio B450C

f_{yk} = 450 MPa



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

Acciaio B450C

$$\varepsilon_{yd} = \frac{391.3}{210\,000} = 0.00186$$

Verifica – tensioni ammissibili

1 - Analisi dei carichi

si utilizzano i valori caratteristici

2 - Risoluzione (analisi strutturale)

si utilizza sempre un'analisi lineare;

si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M)

3 - Verifica della sezione

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

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

Verifica – stato limite ultimo

1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori di calcolo

circa 1.4 x quelli caratteristici

2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza normalmente un'analisi lineare;
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 1.4 maggiori)
Risoluzione	solo analisi lineare	di solito analisi lineare (car.soll. circa 1.4 maggiori)
Verifica	controllo delle tensioni	---
	valutazione di car.soll. massime	valutazione di car.soll. resistenti (maggiori – di quanto?)

FINE

Testo di riferimento:

A. Ghersi
Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite: un approccio unitario.
Flaccovio

Per questa presentazione:

coordinamento	A. Ghersi
realizzazione	A. Ghersi
ultimo aggiornamento	26/02/2008