

Lo Stato Limite Ultimo per tensioni normali

CAPITOLO 5

LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI

Una trave è un elemento strutturale che «*trasferisce*» i carichi su di essa applicati, peso proprio compreso, modificando la loro retta d'azione attraverso l'effetto delle tensioni interne. Ciò implica che, sezione per sezione, l'azione dei carichi applicati e delle reazioni vincolari è equilibrata da un regime tensionale interno, che ha come risultanti le caratteristiche della sollecitazione.

FLESSIONE COMPOSTA

$$M \neq 0$$

$$N \neq 0$$

FLESSIONE SEMPLICE

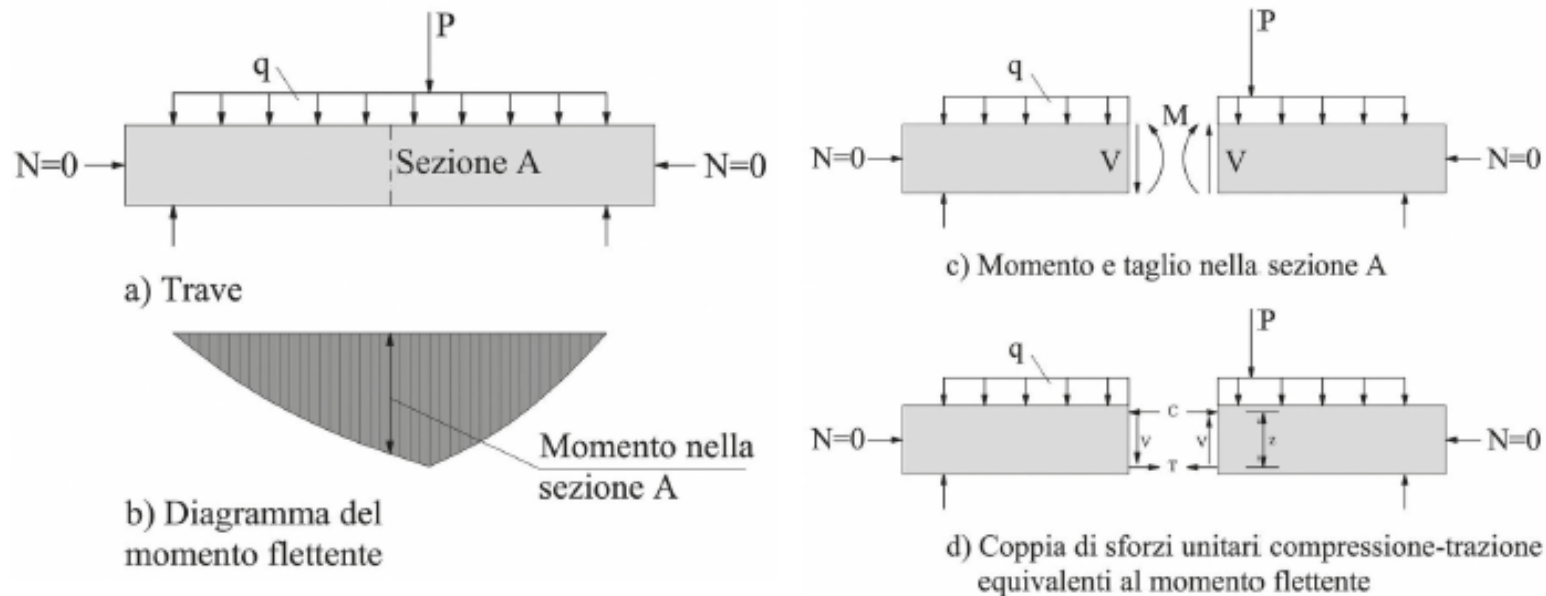
$$M \neq 0$$

$$N = 0$$

COMPRESSIONE SEMPLICE

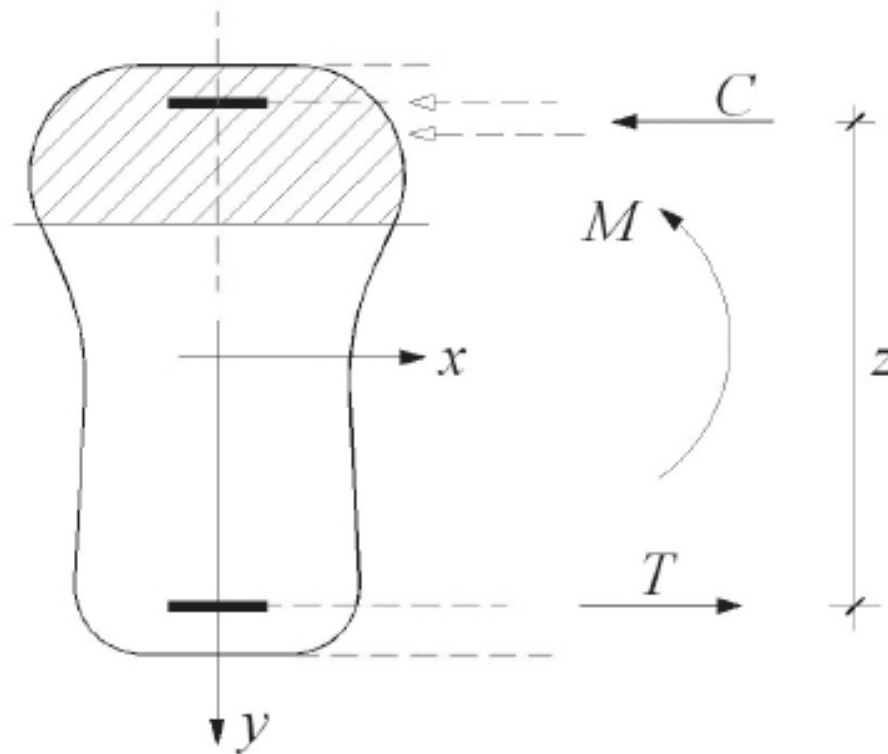
$$M = 0$$

$$N \neq 0$$



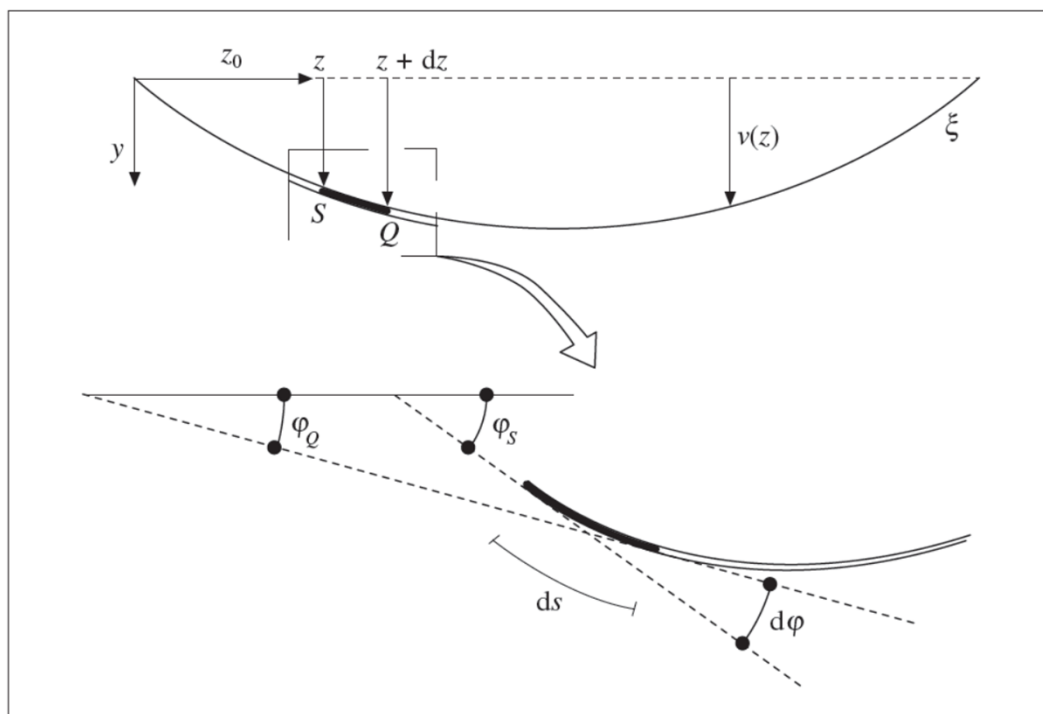
Risposta di una trave in c.a. soggetta a flessione semplice.

$$M_{Rd} = C \cdot z = T \cdot z$$



Nozione di curvatura

La curvatura di una curva piana ξ nel piano (z, y) , che rappresenta la linea elastica, e cioè la curva trasformata dell'asse baricentrico della trave, per effetto della deformazione flessionale. La ξ , che viene ipotizzata regolare, è identificabile con il grafico della funzione spostamento $v(z)$ della linea d'asse.



$$\chi = \frac{d\varphi}{ds}$$

$$\chi = -\frac{d^2v}{dz^2} = -v''$$

$$M_x = k_\chi \chi$$

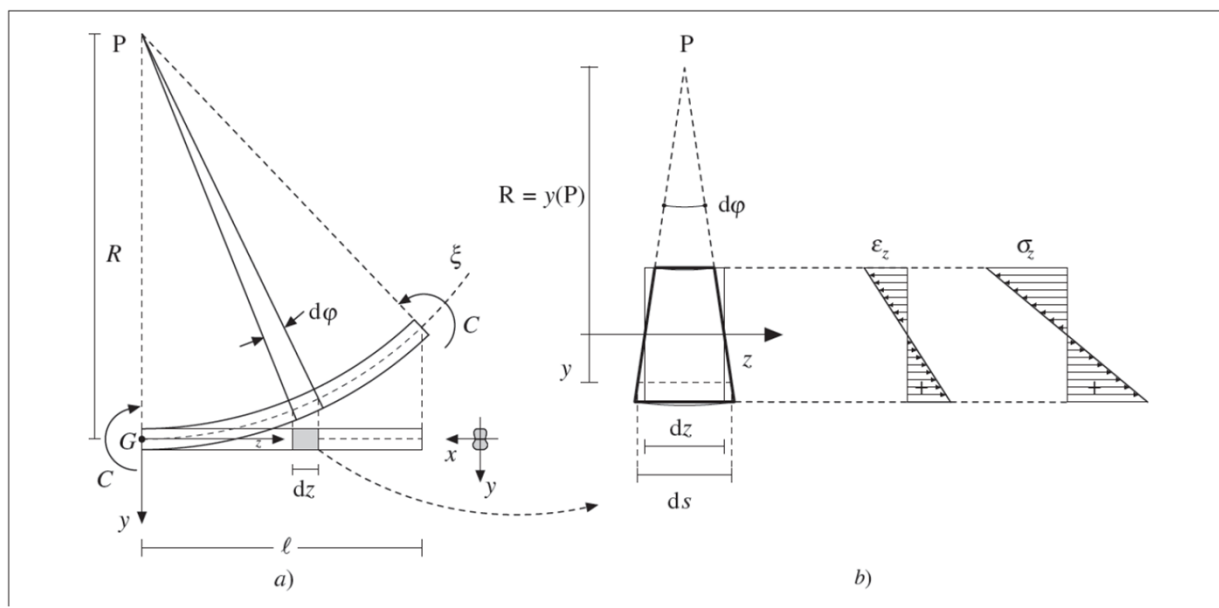
$$k_\chi = EI_x$$



rigidezza flessionale

Nozione di curvatura

Trattazione di Eulero-Bernoulli, parte dal dato sperimentale che una trave piana con y direzione principale d'inerzia della sezione, soggetta a momento flettente costante M , assume una curvatura uniforme χ .



$$\chi = \frac{d\varphi}{ds}$$

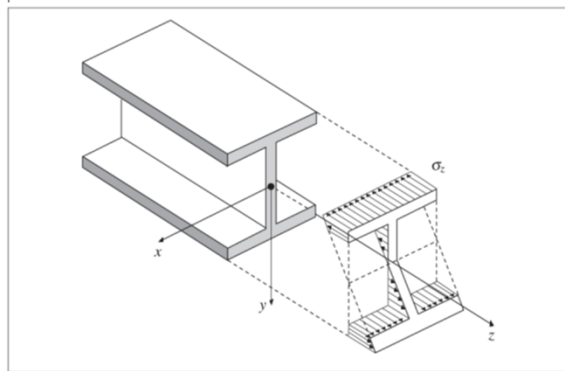
$$\chi = -\frac{d^2v}{dz^2} = -v''$$

$$M_x = k_\chi \chi$$

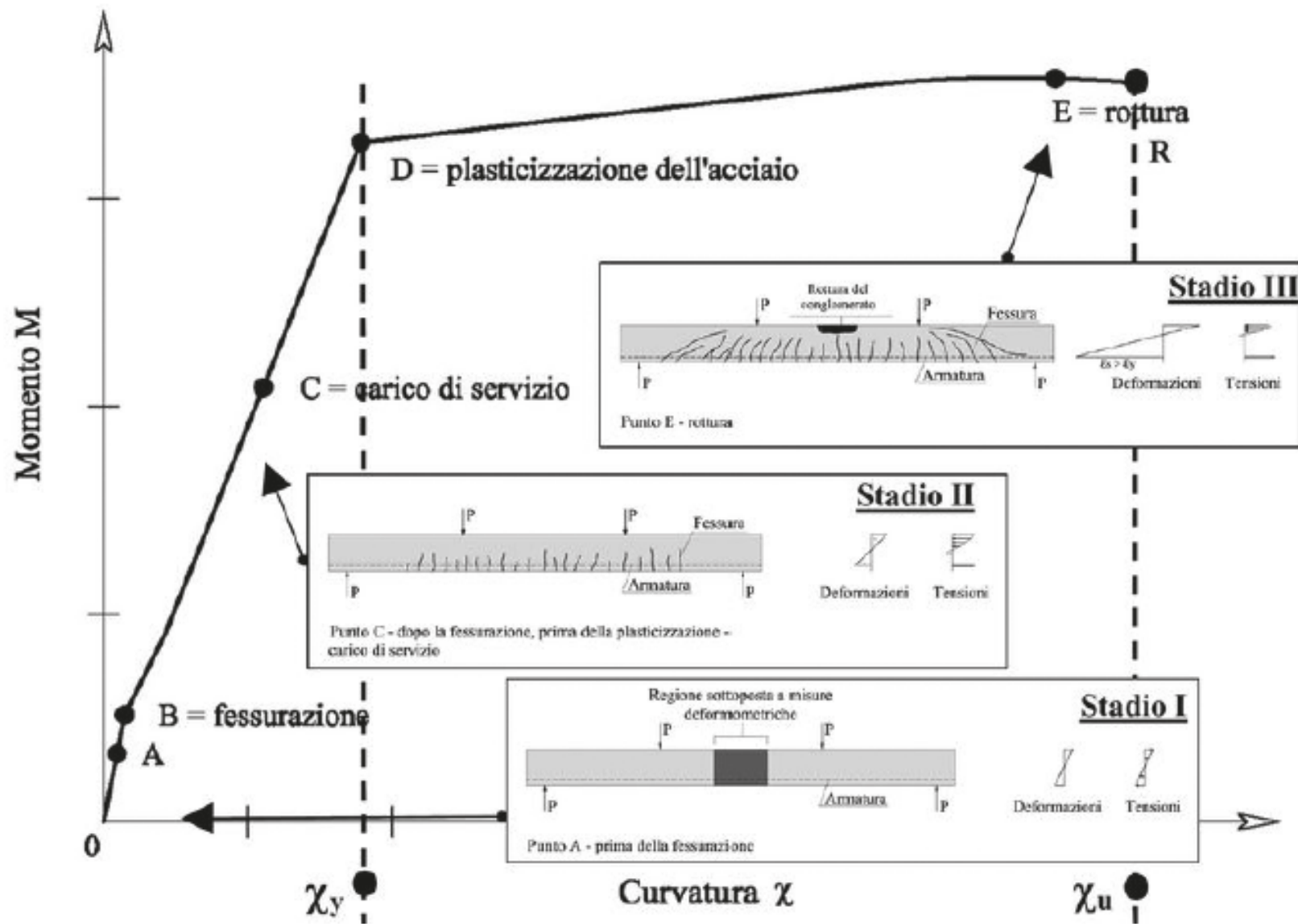
$$k_\chi = EI_x$$



rigidezza flessionale



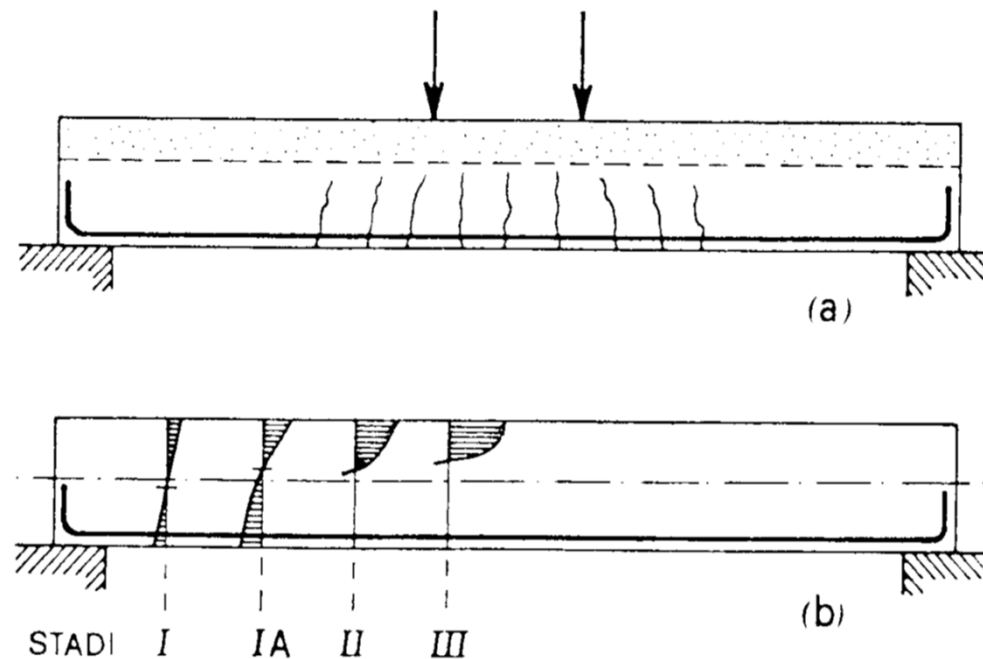
ANALISI DELLA SEZIONE INFLESSA



ANALISI DELLA SEZIONE INFLESSA

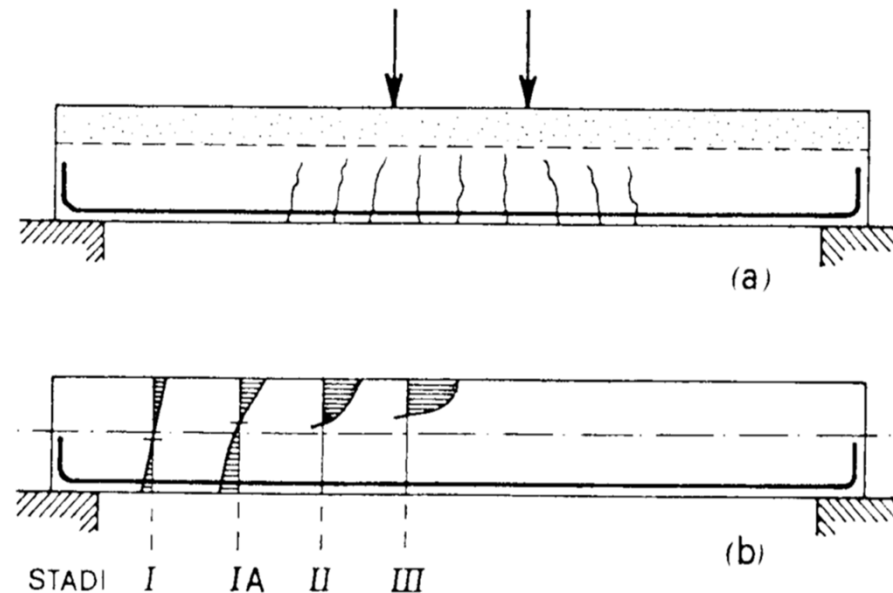
Il comportamento effettivo delle sezioni inflesse in cemento armato vede più stadi secondo il livello di sollecitazione:

- **stadio I** dei bassi livelli di sollecitazione con comportamento ancora elastico di entrambi i materiali e distribuzione lineare "a farfalla" delle tensioni nel cls su sezione interamente reagente.
- **stadio IA** con tensioni al lembo teso del calcestruzzo prossime alla sua resistenza a trazione, comportamento ancora lineare elastico della parte compressa.



ANALISI DELLA SEZIONE INFLESSA

- **stadio II** dove, raggiunta la resistenza a trazione del calcestruzzo, si innesca la fessurazione, che si estende istantaneamente fino ad una quota prossima all'asse neutro, riversando l'intero sforzo di trazione nell'armatura metallica; il cls compresso e l'armatura stessa possono ancora trovarsi nell'ambito di un comportamento pressoché elastico lineare;
- **stadio III** con sollecitazioni prossime alla resistenza flessionale ultima della sezione dove il comportamento esce decisamente dall'ambito elastico lineare .

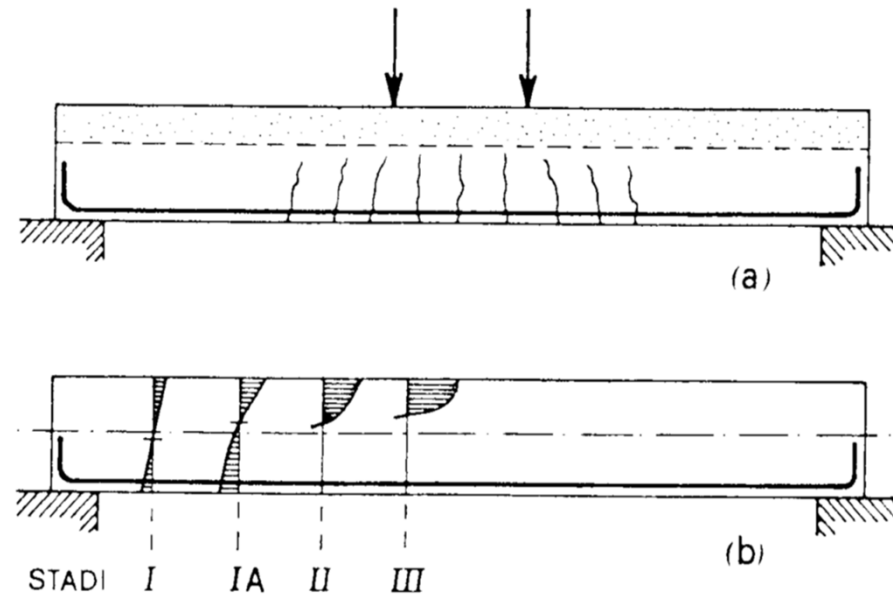


Gli stadi I e II riguardano le verifiche di esercizio, lo stadio III la verifica della resistenza.

ANALISI DELLA SEZIONE INFLESSA

L'asse neutro baricentrico rispetto alla sezione reagente nella flessione semplice, **si sposta col variare del livello di sollecitazione.**

Si deve dunque distinguere tra asse di calcolo della trave, e cioè quello assunto nell'analisi del telaio per la definizione dei diagrammi degli sforzi e coincidente in genere con il baricentro della sezione geometrica del solo calcestruzzo, ed i baricentri delle sezioni reagenti che variano, anche per travi a sezione di forma costante, con il livello e con il tipo di sollecitazione, oltre che per eventuali cambiamenti di armatura.



IPOSTESI DI BASE PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO

La valutazione delle resistenze di calcolo associate al raggiungimento dello SLU per sollecitazioni che provocano tensioni normali (M_{Rdx} , M_{Rdy} e N_{Rd}) relative alle sezioni di elementi monodimensionali in cemento armato è impostata sull'adozione delle seguenti ipotesi:

1. Le sezioni trasversali piane restano piane dopo la deformazione.

Questo significa che la deformazione longitudinale ε relativa a fibre poste al di sopra ed al di sotto dell'asse neutro, è proporzionale alla distanza da tale asse.

2. La deformazione di un'armatura aderente sia tesa che compressa è la stessa del conglomerato circostante (PERFETTA ADERENZA).

3. La distribuzione delle tensioni nel conglomerato e nell'armatura ordinaria si ricavano dai diagrammi (σ - ε) dei materiali (LEGGI COSTITUTIVE).

4. La resistenza a trazione del conglomerato viene trascurata ($f_{ct} = 0$).

IPOSTESI DI BASE PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO

5. Il conglomerato perviene alla rottura quando la sua deformazione raggiunge un valore limite.

L'ipotesi assume in via semplificativa il valore M_R coincidente con il momento che fa raggiungere la massima curvatura disponibile (le massime deformazioni disponibili) e non con il massimo momento M_E raggiungibile nella sezione (vedi diagramma M/χ). Imporre un limite alla deformazione del calcestruzzo comporta notevoli semplificazioni dal punto di vista del calcolo, a vantaggio della sicurezza in quanto $M_R \leq M_E$.

Nelle leggi costitutive convenzionali prive di softening (come quella parabola-rettangolo prevista dai codici normativi) il punto di massimo E coincide con quello« di rottura».

6. L'acciaio perviene alla rottura quando la sua deformazione raggiunge la sua capacità ultima.

Ipotesi spesso sostituita dall'assunzione che l'acciaio può essere considerato materiale a duttilità illimitata.

IPOTESI DI BASE PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO

Le ipotesi 5 e 6 consentono di individuare una serie di condizioni critiche deformative in corrispondenza delle quali si raggiunge la «*crisi*» nel conglomerato o nell'armatura.

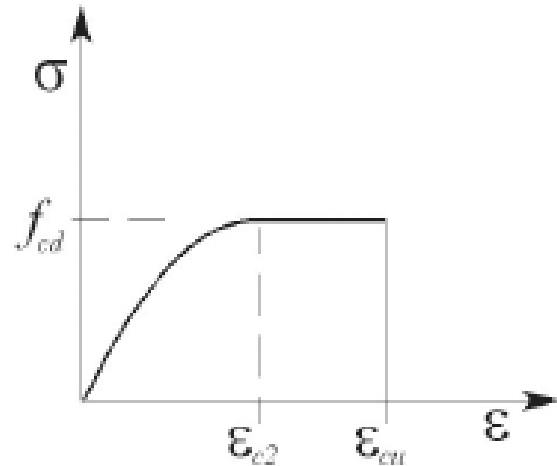
Pertanto, per una sezione di assegnata geometria e quantità di armatura, a ciascun diagramma limite delle ϵ corrisponde un preciso valore delle caratteristiche della sollecitazione N ed M , che rappresentano dunque una coppia di resistenze di calcolo.

Definite infatti le condizioni deformative limite, la conoscenza delle leggi costitutive dei materiali consente di risalire alle corrispondenti condizioni critiche tensionali le quali forniscono la distribuzione delle tensioni nel conglomerato e nell'armatura.

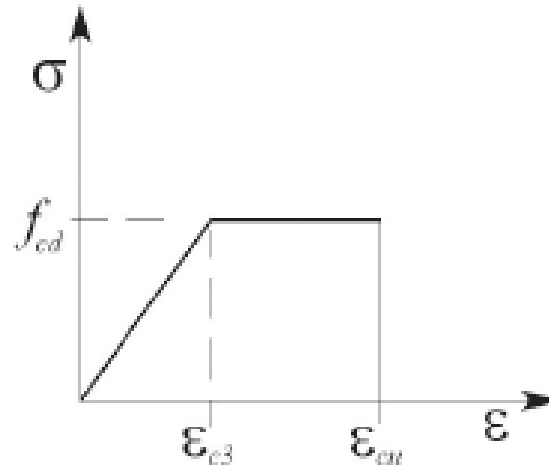
Le condizioni di equilibrio relative a tali distribuzioni tensionali permettono, infine, di valutare le sollecitazioni critiche, cioè le resistenze ultime, corrispondenti ad ogni assegnata condizione critica deformativa.

LEGGI COSTITUTIVE DI CALCOLO DEL CALCESTRUZZO

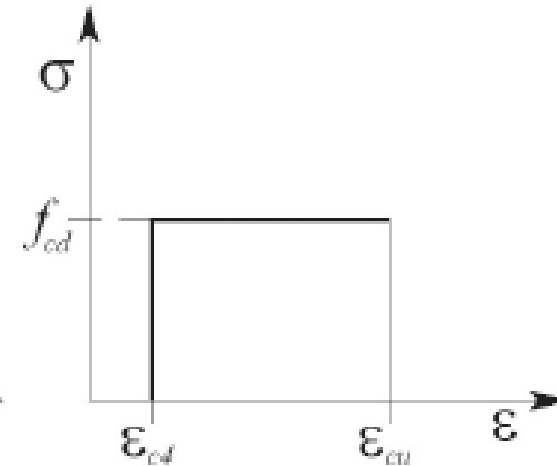
Parabola-rettangolo



triangolo-rettangolo



stress block



Diagrammi costitutivi convenzionali previsti dalle NTC 2008.

ϵ_{cu} = deformazione massima calcestruzzo compresso

$\epsilon_{cu} = 0,35\%$ per cls di resistenza $\leq C50/60$

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

$\alpha_{cc} = 0,85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$\gamma_c = 1,5$ coefficiente parziale di sicurezza

LEGGI COSTITUTIVE DI CALCOLO DEL CALCESTRUZZO

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

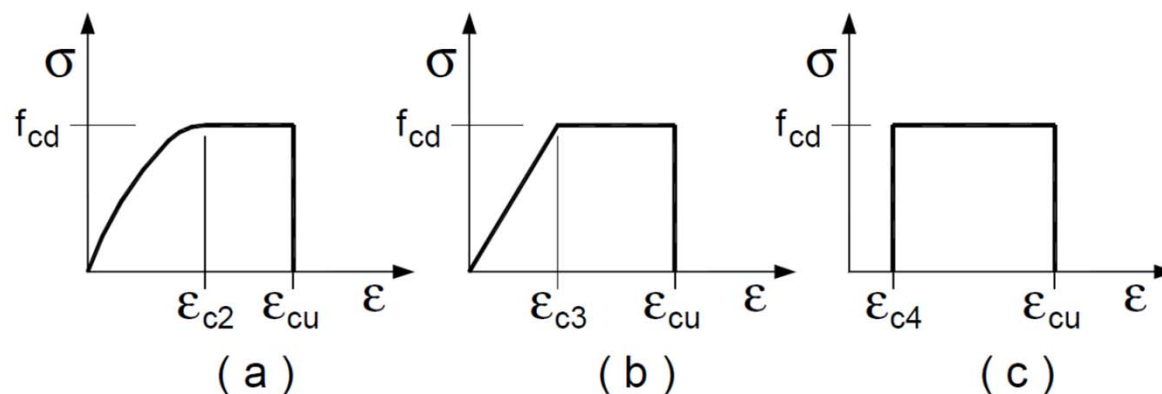


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\%\end{aligned}$$

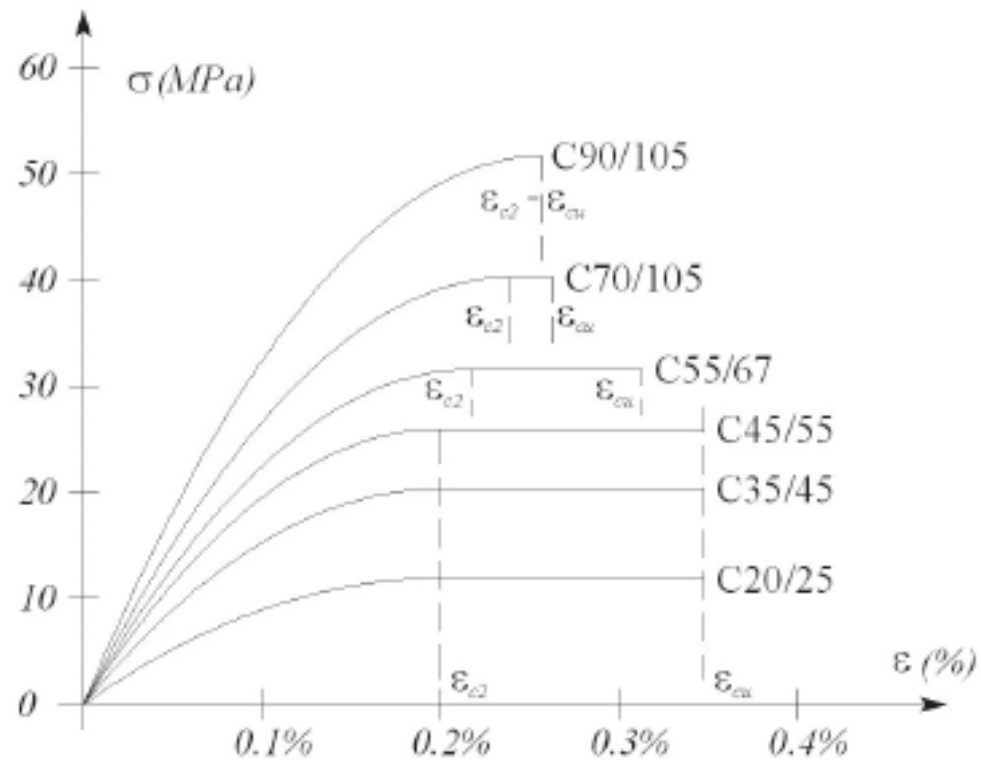
Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53} & \epsilon_{cu} &= 0,26\% + 3,5\%[(90 - f_{ck})/100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\%[(f_{ck} - 50)/40] & \epsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \epsilon_{cu}\end{aligned}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ϵ_{c2} anziché ϵ_{cu} .

LEGGI COSTITUTIVE DI CALCOLO DEL CALCESTRUZZO

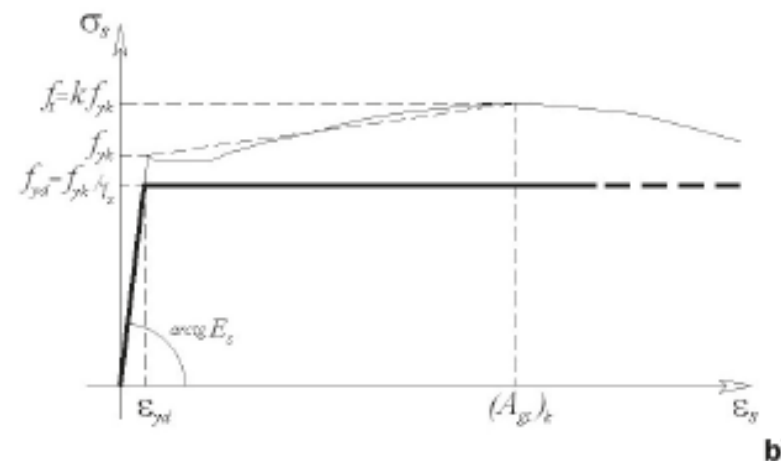
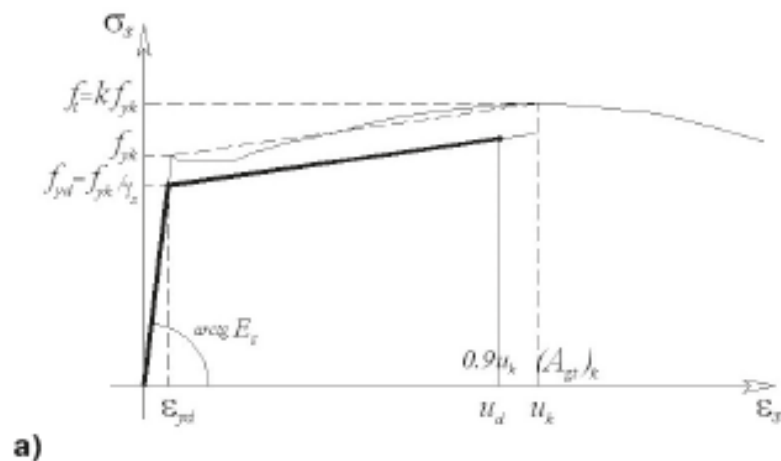


Legame costitutivo del tipo parabola-rettangolo per il cls al variare della classe di resistenza.

DIAGRAMMA COSTITUTIVO DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

Bilineare finito con incrudimento

elastico perfettamente plastico indefinito



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

$\gamma_s = 1,15$ coefficiente parziale di sicurezza

Le NTC impongono per armatura ordinaria di barre con diametro compreso fra 6 e 40 mm, salvo casi particolari, l'utilizzo di acciaio **B450C**:

- tensione nominale di snervamento (frattile 5%) $f_{ynom} \geq 450 \text{ Mpa}$
- rapporto di incrudimento $1,05 \leq (f_t/f_y) \leq 1,25$
- allungamento uniforme $(A_g)_k \geq 7.5\%$
- rapporto fra la tensione di snervamento effettiva e quella nominale deve risultare non superiore a 1.25.

DIAGRAMMI COSTITUTIVI

Per lo sviluppo teorico, faremo riferimento a:

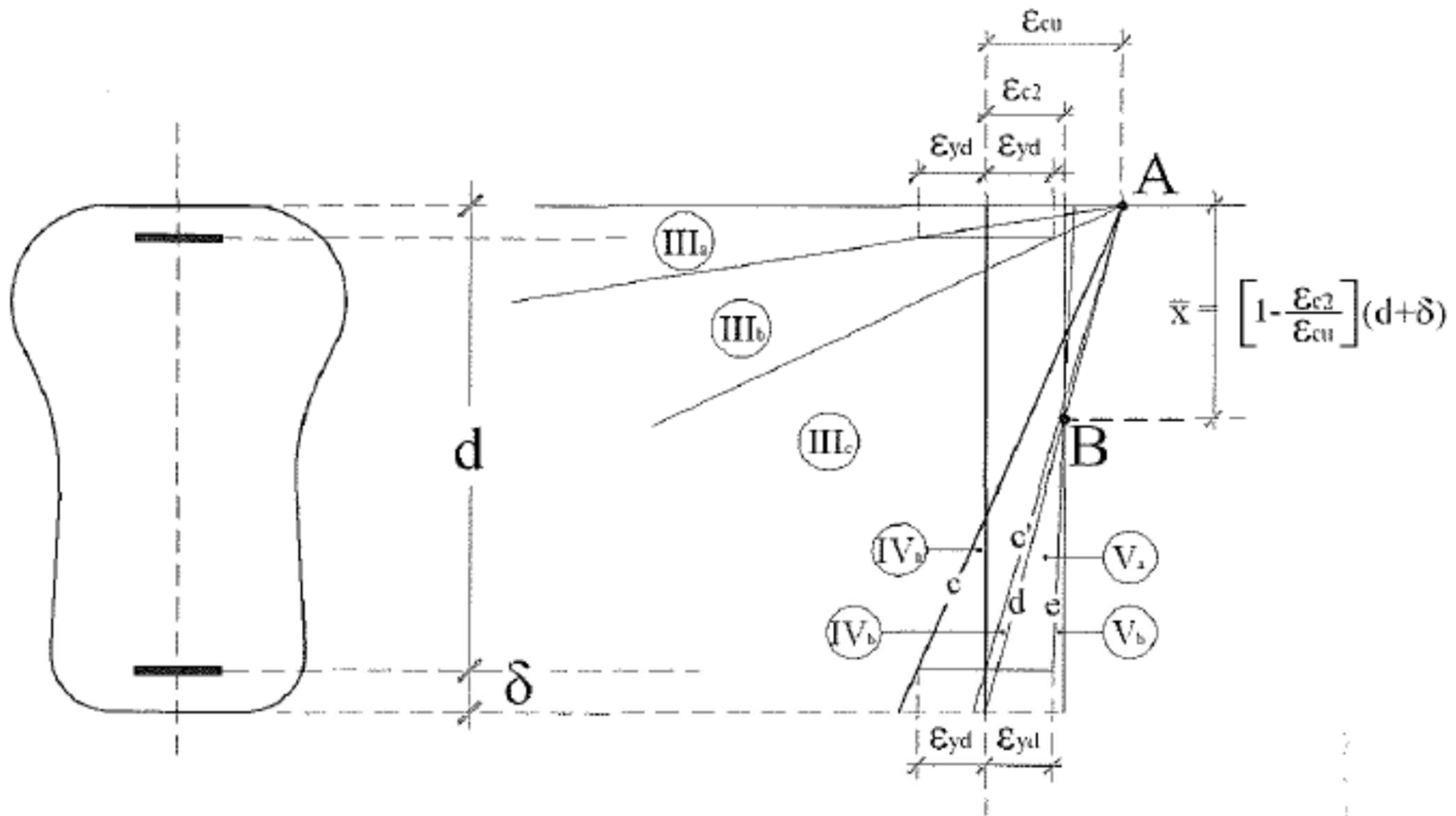
- calcestruzzo di classe inferiore a C50/60
- per il calcestruzzo la legge parabola-rettangolo
- per l'acciaio il modello elastico-perfettamente plastico a duttilità illimitata.

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c2} = 0,2\%$$

CONDIZIONI CRITICHE DEFORMATIVE

Campi di rottura nelle ipotesi di acciaio elastico-perfettamente plastico a duttilità illimitata



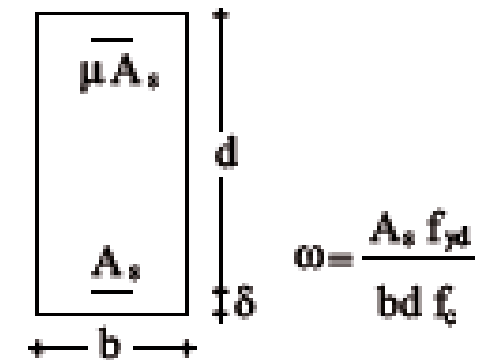
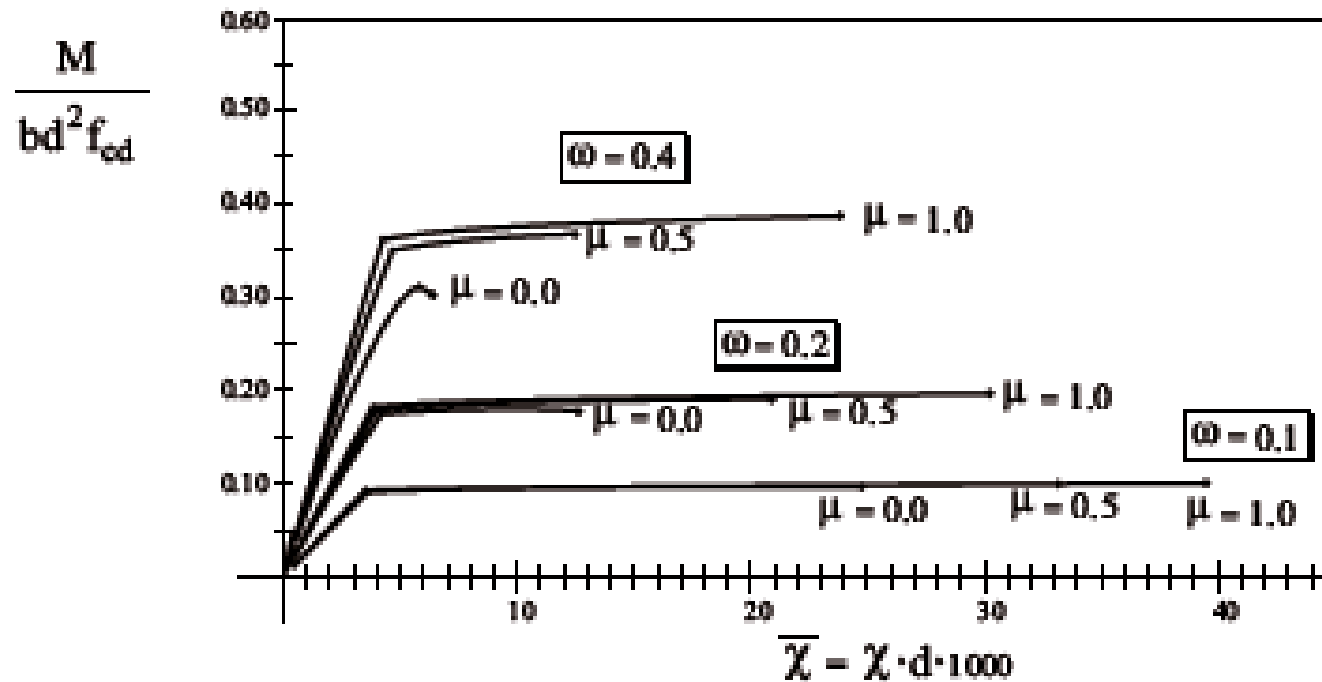
MODALITA' DI ROTTURA

È possibile distinguere due differenti modalità di rottura per sollecitazioni di flessione semplice o composta, a seconda che, a rottura, l'acciaio teso risulti o meno snervato ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$ – **CAMPI III_{a,b,c}**).

Campo	Posizione asse neutro	Deformazione nell'acciaio	Deformazione nel cls	Sollecitazione
III _a	$0 \leq \frac{x}{d} \leq \frac{\delta}{d} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}}$	Sup: $\epsilon \geq +\epsilon_{yd}$ Inf: $\epsilon > +\epsilon_{yd}$	$\epsilon \leq \epsilon_{cu}$	Flessione semplice o composta
III _b	$\frac{\delta}{d} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \leq \frac{x}{d} \leq \frac{\delta}{d} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd}}$	Sup: $\epsilon \leq \pm \epsilon_{yd}$ Inf: $\epsilon > +\epsilon_{yd}$	$\epsilon \leq \epsilon_{cu}$	Flessione semplice o composta
III _c	$\frac{\delta}{d} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd}} \leq \frac{x}{d} \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}}$	Sup: $\epsilon \geq (-)\epsilon_{yd}$ Inf: $\epsilon \geq +\epsilon_{yd}$	$\epsilon \leq \epsilon_{cu}$	Flessione semplice o composta
IV _a	$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \leq \frac{x}{d} \leq 1$	Sup: $\epsilon > (-)\epsilon_{yd}$ Inf: $\epsilon \leq +\epsilon_{yd}$	$\epsilon \leq \epsilon_{cu}$	Flessione semplice o composta
IV _b	$1 \leq \frac{x}{d} \leq 1 + \frac{\delta}{d}$	Sup: $\epsilon > (-)\epsilon_{yd}$ Inf: $\epsilon < (-)\epsilon_{yd}$	$\epsilon \leq \epsilon_{cu}$	Flessione semplice o composta
V _a	$1 + \frac{\delta}{d} \leq \frac{x}{d} \leq \frac{(\bar{x}/d)\epsilon_{yd} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{yd} - \epsilon_{c2}}$	Sup: $\epsilon > (-)\epsilon_{yd}$ Inf: $\epsilon < (-)\epsilon_{yd}$	$\epsilon_{c2} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu}$	Flessione composta
V _b	$\frac{(\bar{x}/d)\epsilon_{yd} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{yd} - \epsilon_{c2}} \leq \frac{x}{d} \leq +\infty$	$\epsilon \geq -\epsilon_{yd}$	$\epsilon_{c2} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu}$	Flessione composta

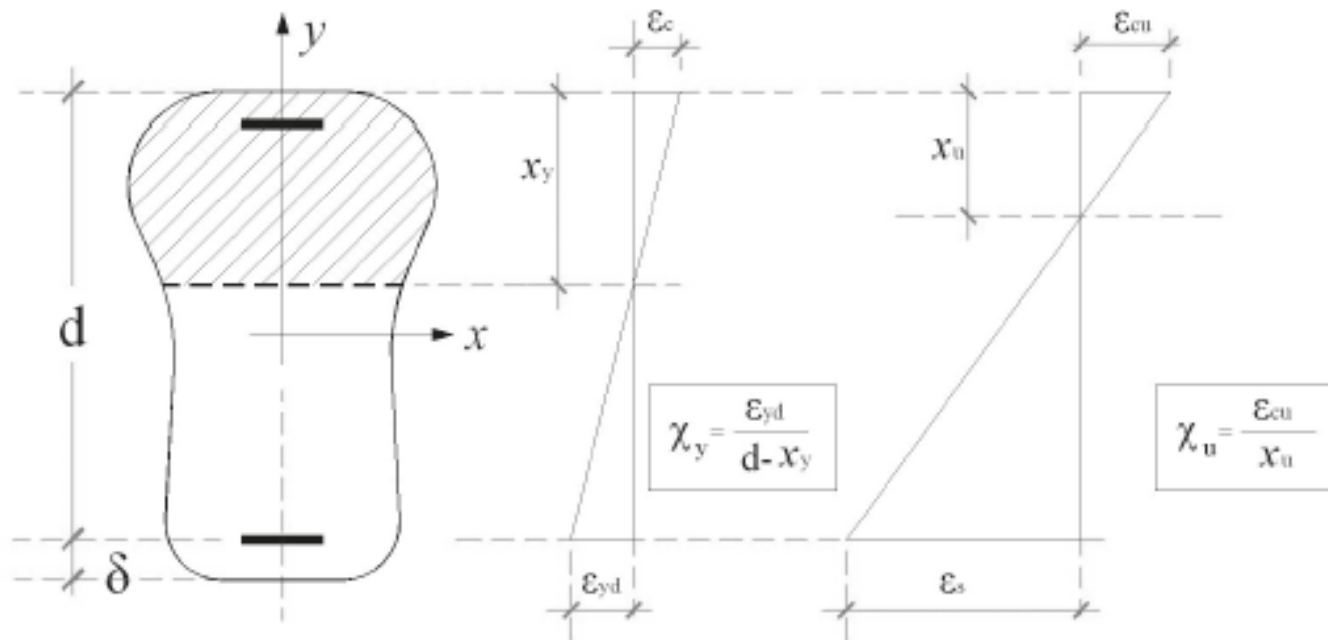
MODALITA' DI ROTTURA – DUTTILITÀ

Diagramma momento-curvatura di sezioni in cemento armato, al variare delle modalità di armatura.



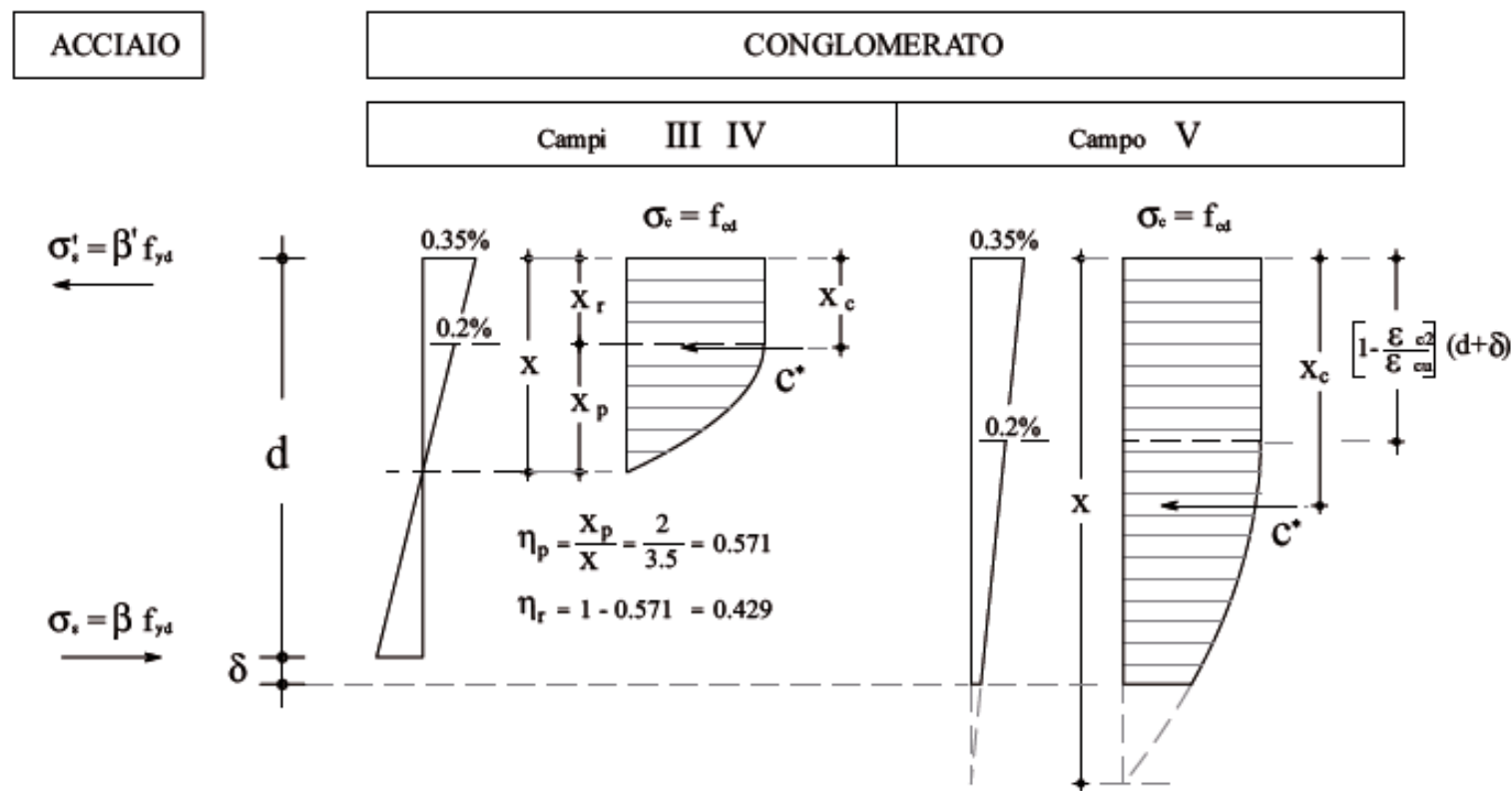
$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_c}$$

Condizioni deformative di una sezione in c.a. inflessa, allo snervamento e allo S.L.U.



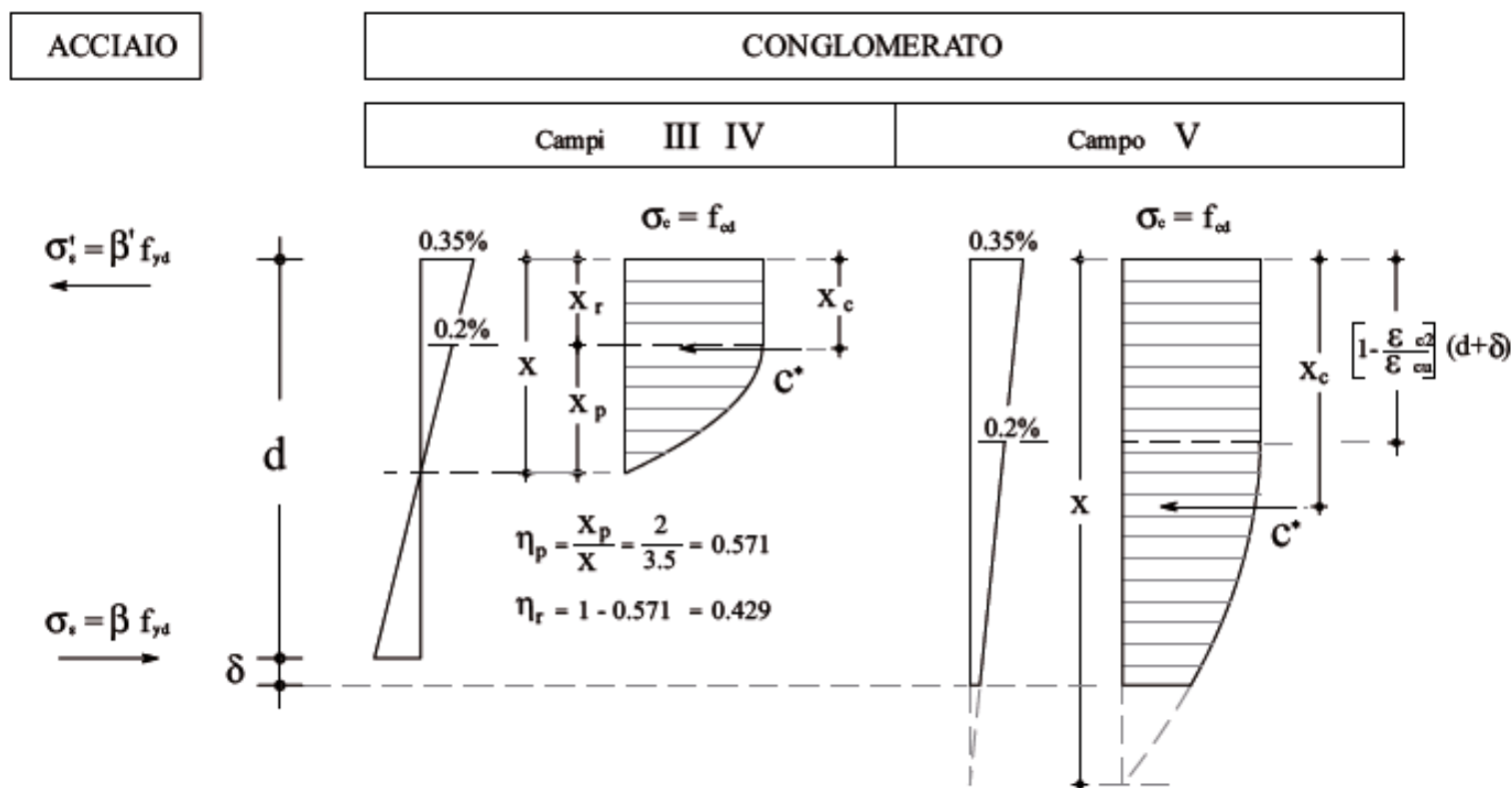
CONDIZIONI CRITICHE TENSIONALI

Per **valutare le resistenze di calcolo** relative alla generica sezione di una trave in cemento armato è indispensabile conoscere, in corrispondenza delle condizioni critiche deformative, la **distribuzione effettiva delle tensioni normali** sulla generica fibra ortogonale all'asse neutro, cui applicare le **condizioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione**, da estendere all'intera sezione.



CONDIZIONI CRITICHE TENSIONALI

Mentre per le armature la sola conoscenza delle deformazioni consente un'immediata valutazione della risultante degli sforzi (esprese per esempio in funzione della tensione di snervamento di calcolo f_{yd}), non altrettanto immediata è la valutazione dell'entità e della posizione della **risultante C^* delle tensioni di compressione nel calcestruzzo** riferita alla generica fibra ortogonale all'asse neutro. La conoscenza delle risultanti delle forze in gioco è indispensabile per impostare le condizioni di equilibrio allo SLU e ricavare le corrispondenti resistenze di calcolo.



CONDIZIONI CRITICHE TENSIONALI

Definiamo:

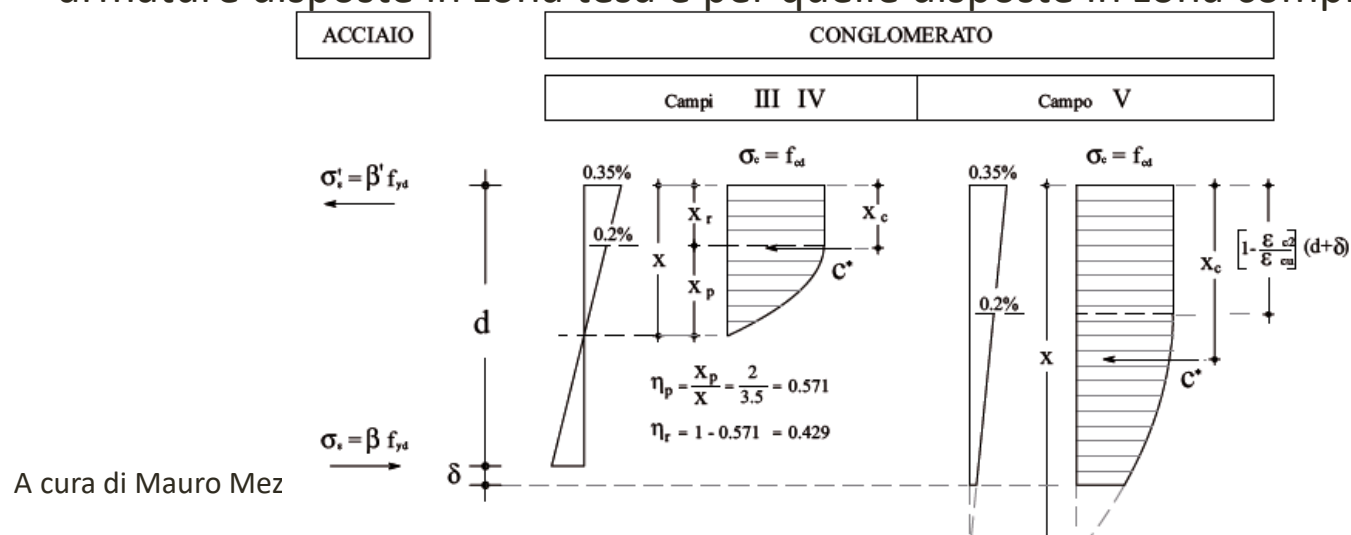
- coefficiente di posizione dell'asse neutro
- coefficiente di riempimento
- coefficiente di posizione della risultante di compressione
- coefficiente di posizione dell'armatura
- coefficienti di sforzo delle armature β e β' che definiscono il livello tensionale (rispetto alla tensione di snervamento dell'acciaio) rispettivamente per le armature disposte in zona tesa e per quelle disposte in zona compressa.

$$\xi = x/d$$

$$\kappa = C^* / (f_{cd} \cdot x)$$

$$\eta = x_c/x$$

$$\lambda = \frac{\delta}{d}$$



CONDIZIONI CRITICHE TENSIONALI

Per calcestruzzi di classe non superiore a C50/60 ϵ_{c2} ed ϵ_{cu} risultano costanti, anche i parametri η e κ sono costanti.

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c2} = 0,2\%$$

$$\eta = 0,416$$

$$\kappa = 0,808$$

CONDIZIONI CRITICHE TENSIONALI

PARAMETRI η κ β β' $r(\xi)$

	ξ	η	κ	β	β'
	0				
III _a					-1
III _b	λ	$\frac{6\epsilon_{cu}^2 - 4\epsilon_{cu} \epsilon_{c2} + \epsilon_{c2}^2}{12\epsilon_{cu}^2 - 4\epsilon_{cu} \epsilon_{c2}}$	$1 - \frac{\epsilon_{c2}}{3\epsilon_{cu}}$	1	$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{yd}} \frac{\xi - \lambda}{\xi}$
III _c					
IV	$1 + \lambda$			$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{yd}} \frac{1 - \xi}{\xi}$	
V _a		$(\frac{\rho^2}{12} + \frac{\rho}{6} + \frac{1}{4}) \cdot \kappa_* [1 - \gamma] [\eta_* (1 - \gamma) + \gamma]$	$\frac{2 + \rho}{3} - \kappa_* [1 - \gamma]$	$\frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{yd}} \frac{1 - \xi}{\xi - \alpha}$	1
V		$\frac{2 + \rho - \kappa_* [1 - \gamma]}{3}$		-1	

$$\alpha = \left[1 - \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right] [1 + \lambda]$$

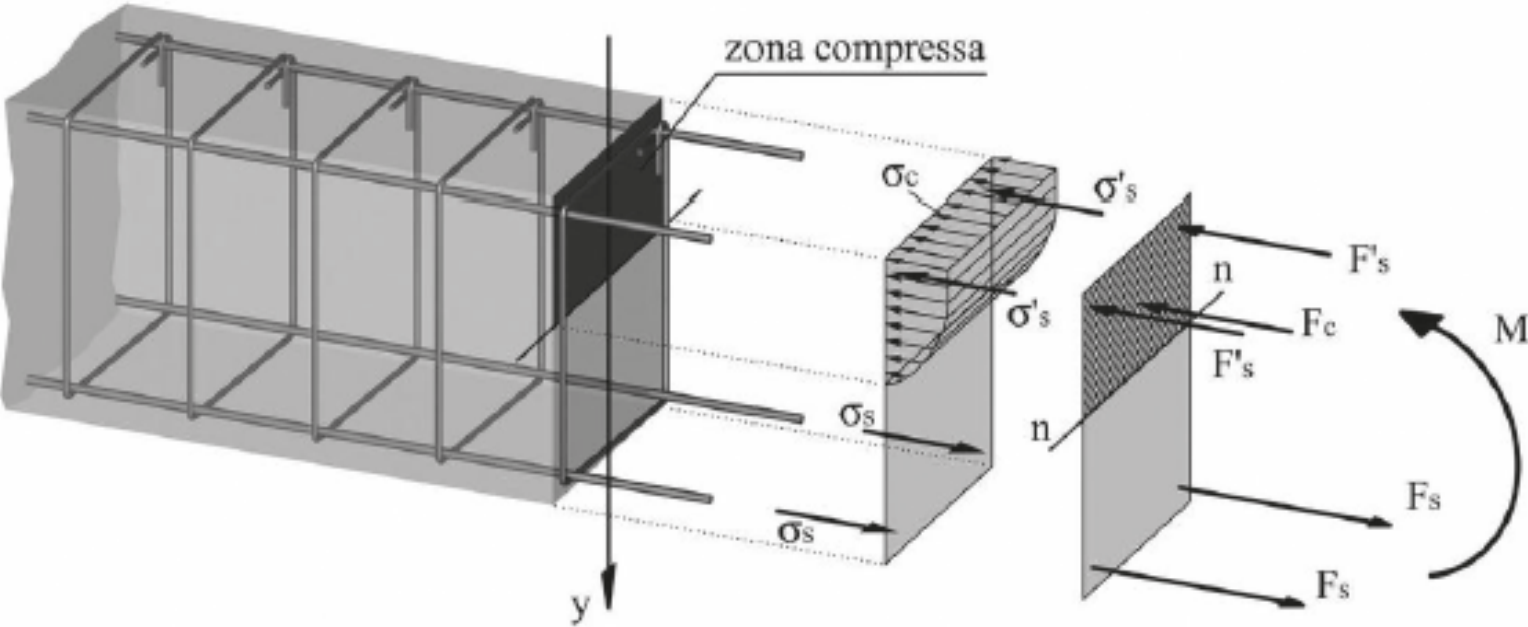
$$\rho = \frac{\alpha}{\xi}$$

$$\psi = \frac{\xi - 1 - \lambda}{\xi - \alpha}$$

$$\eta_* = \frac{4 - \psi}{12 - 4\psi}$$

$$\kappa_* = \psi - \frac{\psi^2}{3}$$

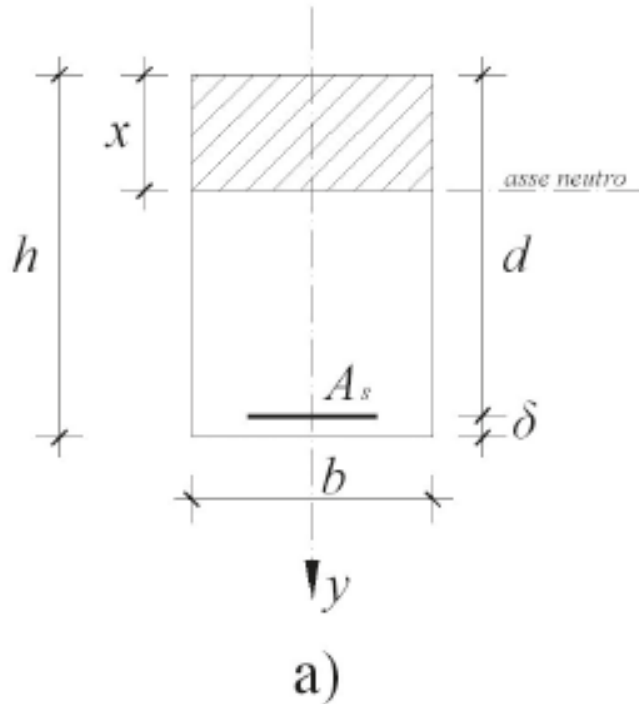
LA SEZIONE RETTANGOLARE A SEMPLICE E DOPPIA ARMATURA



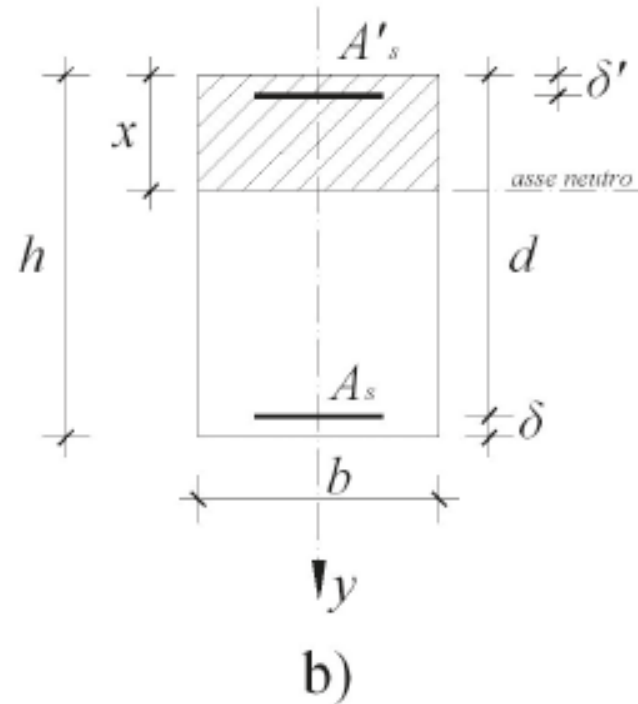
LA SEZIONE RETTANGOLARE A SEMPLICE E DOPPIA ARMATURA

$$A's = \mu A_s$$

μ = PERCENTUALE DI ARMATURA COMPRESSA



Singola armatura



Doppia armatura

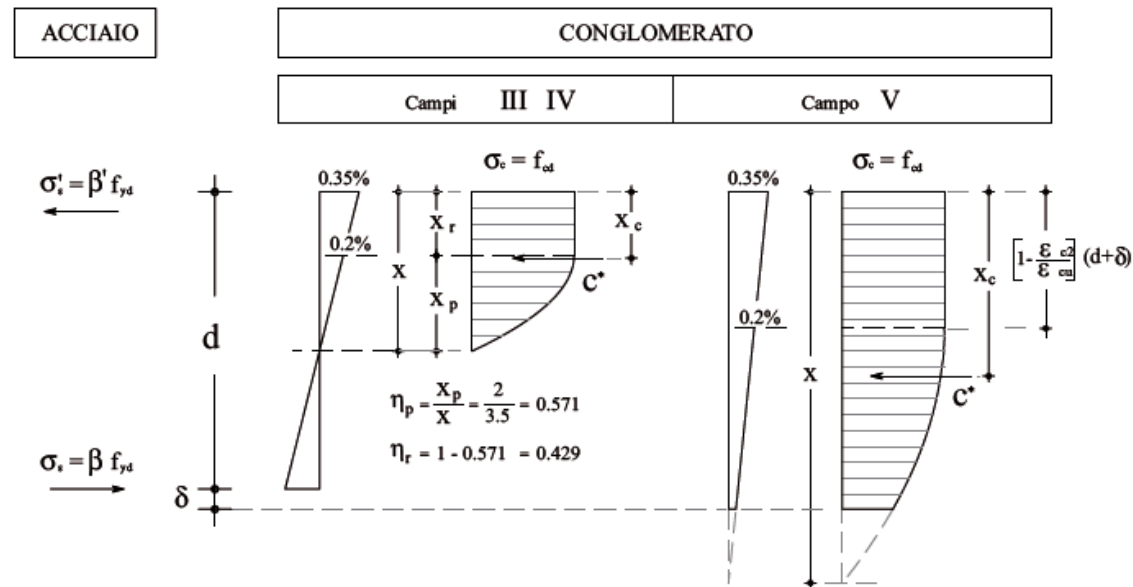
$d = (h - \delta)$ altezza utile della sezione

LA FLESSIONE SEMPLICE

Nelle travi soggette a flessione semplice la verifica secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi si esegue controllando che per ogni sezione si verificato che:

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Poiché la sezione è sollecitata da flessione semplice, le uniche condizioni deformative limite compatibili con tale stato di sollecitazione sono quelle che ricadono nei **campi III e IV** e che prevedono **l'asse neutro interno alla sezione**. Solo questa condizione, infatti, garantisce attraverso le risultanti delle tensioni interne in trazione e compressione, di generare una coppia reattiva equilibrante della sollecitazione esterna.



LA FLESSIONE SEMPLICE RETTA TRAVI A SEZIONE RETTANGOLARE

EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE LUNGO L'ASSE DELLA TRAVE (DOPPIA ARMATURA)

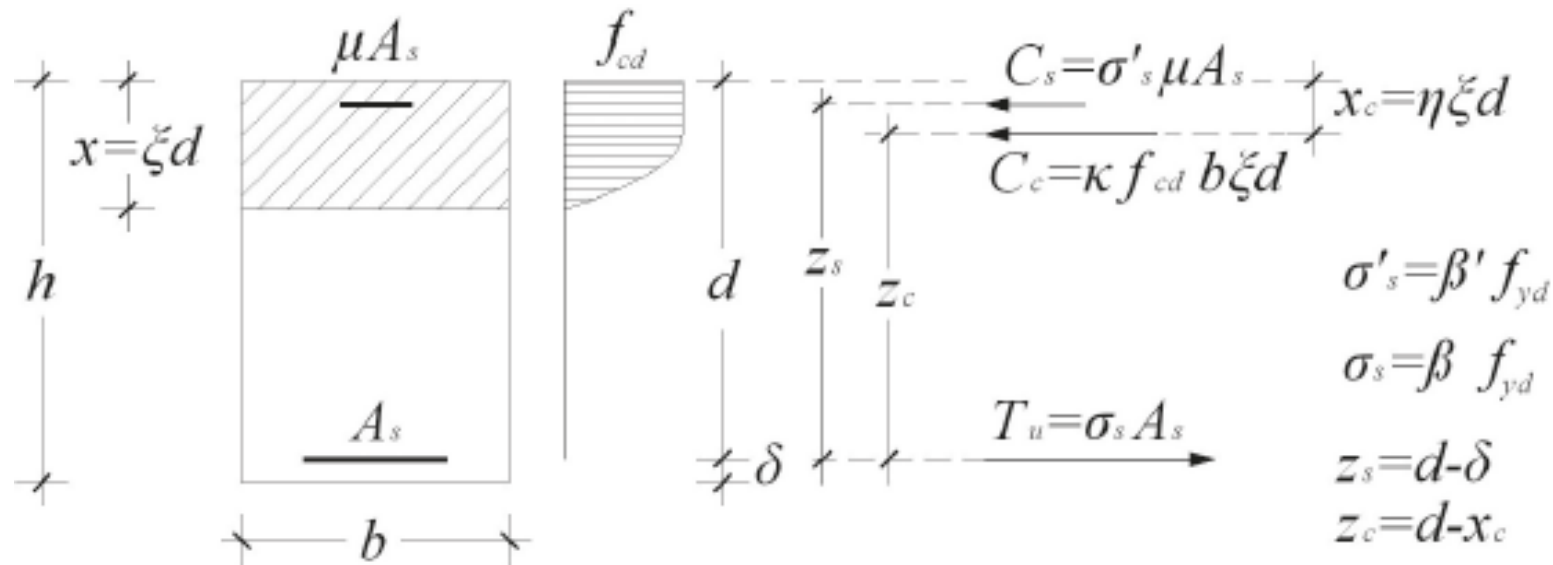
$$T_u = C_s + C_c \Rightarrow \sigma_s A_s = \sigma'_s \mu A_s + \kappa f_{cd} b \xi d$$

$$\beta f_{yd} A_s = \beta' f_{yd} \mu A_s + \kappa f_{cd} b \xi d$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}} = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

ω = RAPPORTO MECCANICO DI ARMATURA
 ρ = RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA

$$\beta \omega = \beta' \mu \omega + \kappa \xi$$



LA FLESSIONE SEMPLICE RETTA TRAVI A SEZIONE RETTANGOLARE

EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE (DOPPIA ARMATURA)

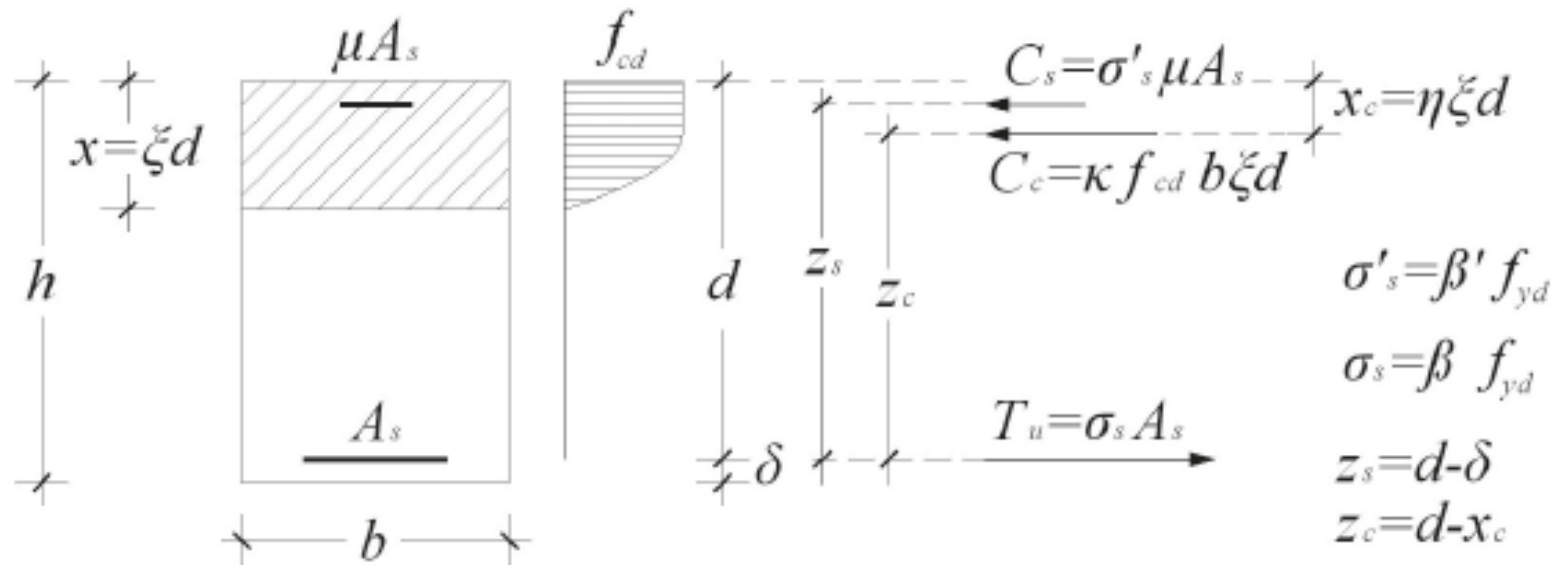
$$M_{Rd} = C_s z_s + C_c z_c = \sigma'_s \mu A_s z_s + \kappa f_{cd} b \zeta d z_c$$

$$m_{rd} = \frac{M_{Rd}}{b d^2 f_{cd}}$$

m_{rd} = momento adimensionalizzato

$$m_{rd} = \beta' \mu \omega (1 - \lambda) + \kappa (\zeta - \eta \zeta^2)$$

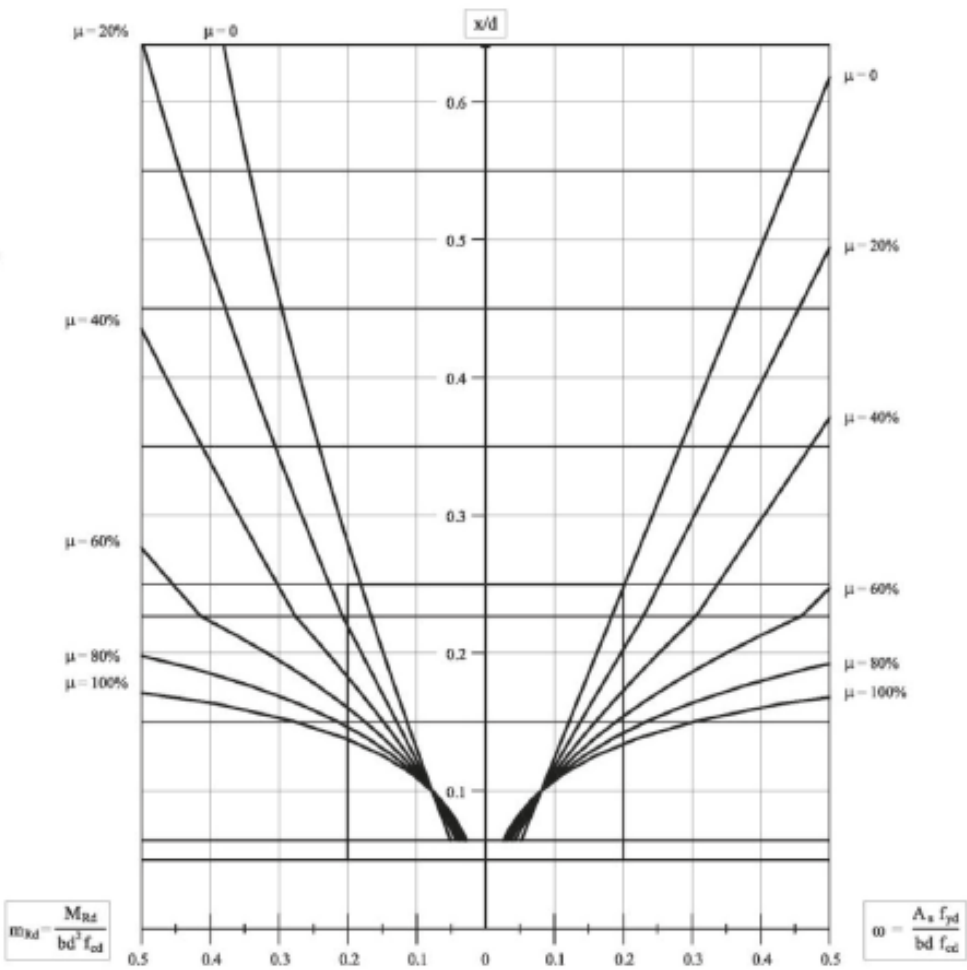
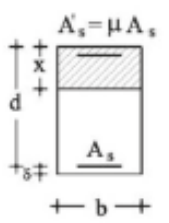
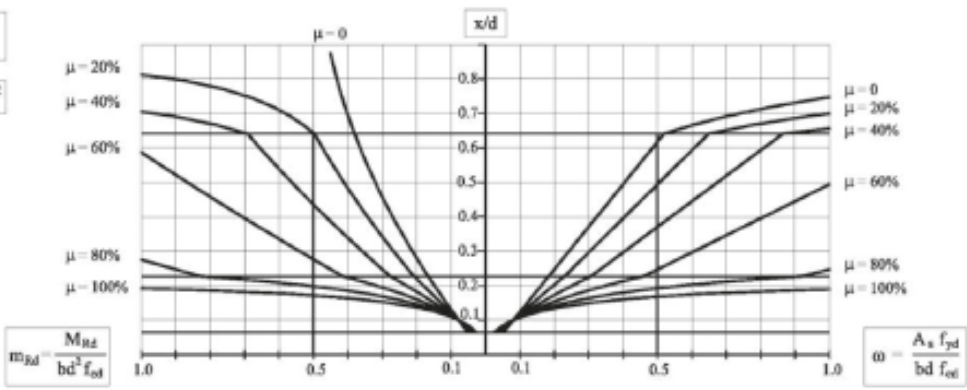
$$\lambda = \frac{\delta}{d}$$



B450C

$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

$\frac{\delta}{d} = 0.10$

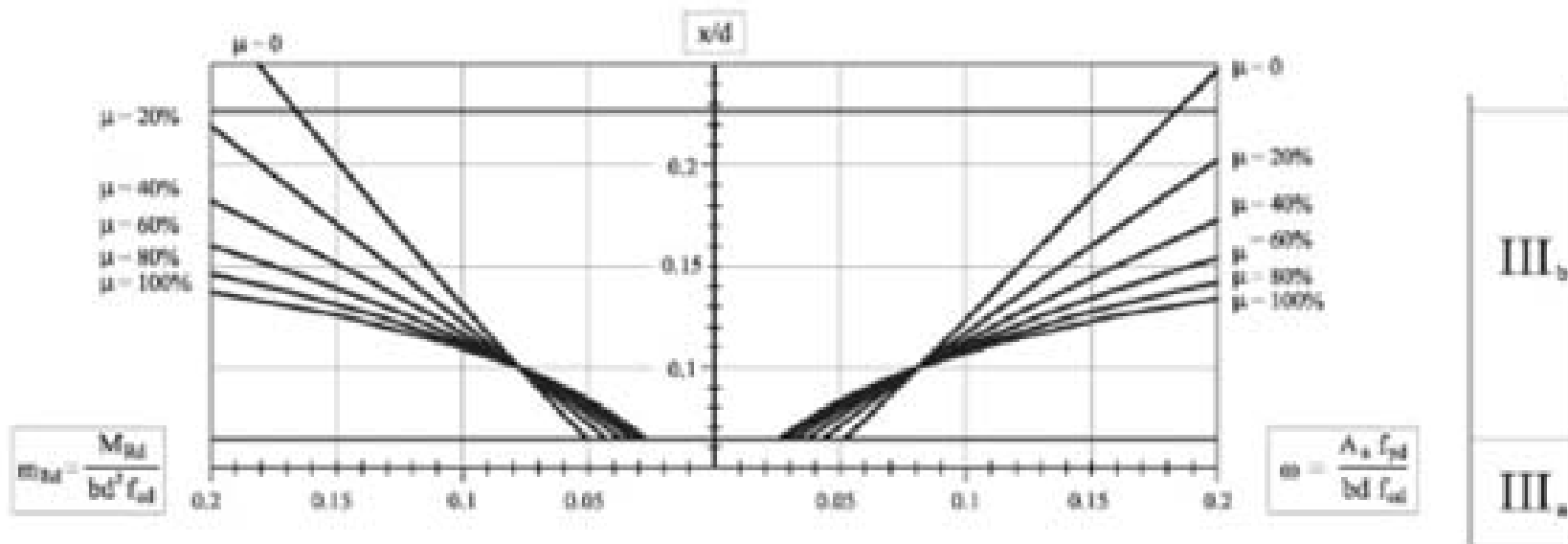


- IV
- III_c
- III_b
- IV
- III_c
- III_b
- III_a

Flessione semplice retta.
Sezioni rettangolari:
abaco per cls di classe
non superiore a C50/60

Flessione semplice retta.

Sezioni rettangolari: abaco per cls di classe non superiore a C50/60



Flessione semplice retta.

Momento adimensionalizzato e percentuale meccanica di armatura al variare della posizione dell'asse neutro con diverse percentuali di armatura compressa

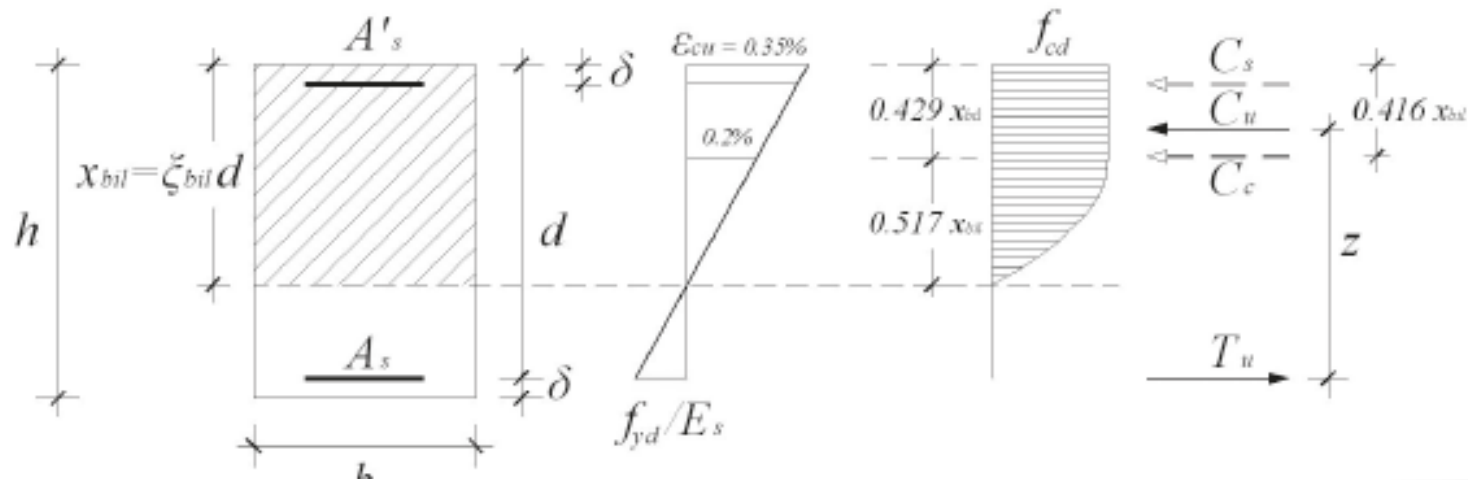
x/d	$\mu=0$		$\mu=20\%$		$\mu=40\%$		$\mu=60\%$		$\mu=80\%$		$\mu=100\%$		
	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	
0,0200	0,0162	0,0161	0,0135	0,0136	0,0116	0,0119	0,0101	0,0106	0,0090	0,0096	0,0081	0,0088	IIa
0,0400	0,0324	0,0318	0,0270	0,0270	0,0231	0,0235	0,0202	0,0209	0,0180	0,0189	0,0162	0,0173	
0,0641	0,0519	0,0505	0,0433	0,0428	0,0371	0,0372	0,0325	0,0330	0,0288	0,0298	0,0260	0,0272	
0,0800	0,0648	0,0628	0,0594	0,0578	0,0549	0,0538	0,0511	0,0503	0,0477	0,0472	0,0447	0,0446	IIb
0,1000	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	
0,1200	0,0971	0,0923	0,1033	0,0978	0,1103	0,1041	0,1183	0,1113	0,1276	0,1197	0,1384	0,1294	
0,1400	0,1133	0,1067	0,1262	0,1183	0,1425	0,1329	0,1635	0,1518	0,1917	0,1773	0,2318	0,2134	
0,1600	0,1295	0,1209	0,1496	0,1390	0,1770	0,1637	0,2168	0,1994	0,2795	0,2559	0,3935	0,3585	
0,1800	0,1457	0,1348	0,1733	0,1596	0,2137	0,1960	0,2786	0,2544	0,4004	0,3640	0,7110	0,6436	
0,2000	0,1619	0,1484	0,1972	0,1802	0,2521	0,2296	0,3494	0,3172	0,5692	0,5150	1,5338	1,3832	
0,2268	0,1836	0,1663	0,2295	0,2076	0,3059	0,2764	0,4589	0,4141	0,9178	0,8271	/	/	
0,2400	0,1943	0,1749	0,2429	0,2186	0,3238	0,2915	0,4857	0,4372	0,9714	0,8743	/	/	IIc
0,2600	0,2105	0,1877	0,2631	0,2351	0,3508	0,3140	0,5262	0,4719	1,0524	0,9454	/	/	
0,2800	0,2267	0,2003	0,2833	0,2513	0,3778	0,3363	0,5667	0,5063	1,1333	1,0163	/	/	
0,3000	0,2429	0,2126	0,3036	0,2672	0,4048	0,3583	0,6071	0,5404	1,2143	1,0868	/	/	
0,3200	0,2590	0,2246	0,3238	0,2829	0,4317	0,3800	0,6476	0,5743	1,2952	1,1571	/	/	
0,3400	0,2752	0,2363	0,3440	0,2982	0,4587	0,4015	0,6881	0,6079	1,3762	1,2272	/	/	
0,3600	0,2914	0,2478	0,3643	0,3134	0,4857	0,4226	0,7286	0,6412	1,4571	1,2969	/	/	
0,3800	0,3076	0,2590	0,3845	0,3282	0,5127	0,4436	0,7690	0,6743	1,5381	1,3664	/	/	
0,4000	0,3238	0,2699	0,4048	0,3428	0,5397	0,4642	0,8095	0,7071	1,6190	1,4356	/	/	
0,4200	0,3400	0,2806	0,4250	0,3571	0,5667	0,4846	0,8500	0,7396	1,7000	1,5046	/	/	
0,4400	0,3562	0,2910	0,4452	0,3711	0,5937	0,5047	0,8905	0,7719	1,7810	1,5733	/	/	
0,4600	0,3724	0,3011	0,4655	0,3849	0,6206	0,5246	0,9310	0,8038	1,8619	1,6417	/	/	
0,4800	0,3886	0,3110	0,4857	0,3984	0,6476	0,5441	0,9714	0,8356	1,9429	1,7098	/	/	
0,5000	0,4048	0,3206	0,5060	0,4117	0,6746	0,5634	1,0119	0,8670	2,0238	1,7777	/	/	
0,5500	0,4452	0,3434	0,5565	0,4436	0,7421	0,6105	1,1131	0,9444	2,2262	1,9462	/	/	
0,6000	0,4857	0,3645	0,6071	0,4738	0,8095	0,6559	1,2143	1,0202	2,4286	2,1131	/	/	
0,6200	0,5019	0,3725	0,6274	0,4854	0,8365	0,6736	1,2548	1,0500	2,5095	2,1793	/	/	
0,6414	0,5193	0,3807	0,6491	0,4975	0,8654	0,6923	1,2981	1,0817	2,5963	2,2500	/	/	

ROTTURA BILANCIATA

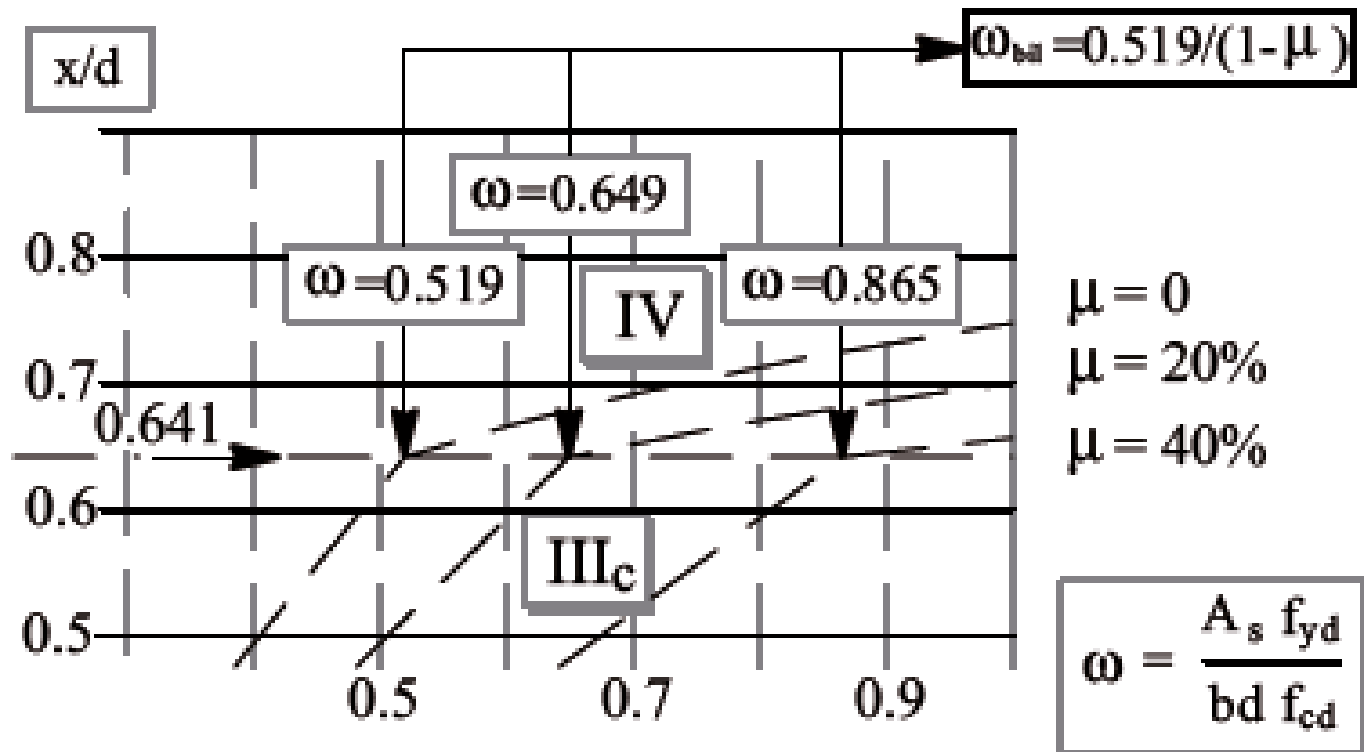
Si parla di **rottura bilanciata** quando si perviene alla crisi della sezione per contemporaneo raggiungimento della deformazione di snervamento dell'armatura tesa e della deformazione ultima ϵ_{cu} nella fibra estrema di conglomerato compresso. SIAMO NELLA SITUAZIONE DI PASSAGGIO TRA ROTTURE DUTTILI E FRAGILI

$$\epsilon_s = \epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s; \quad \epsilon_c = \epsilon_{cu}$$

$$\xi_{bil} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0,641$$



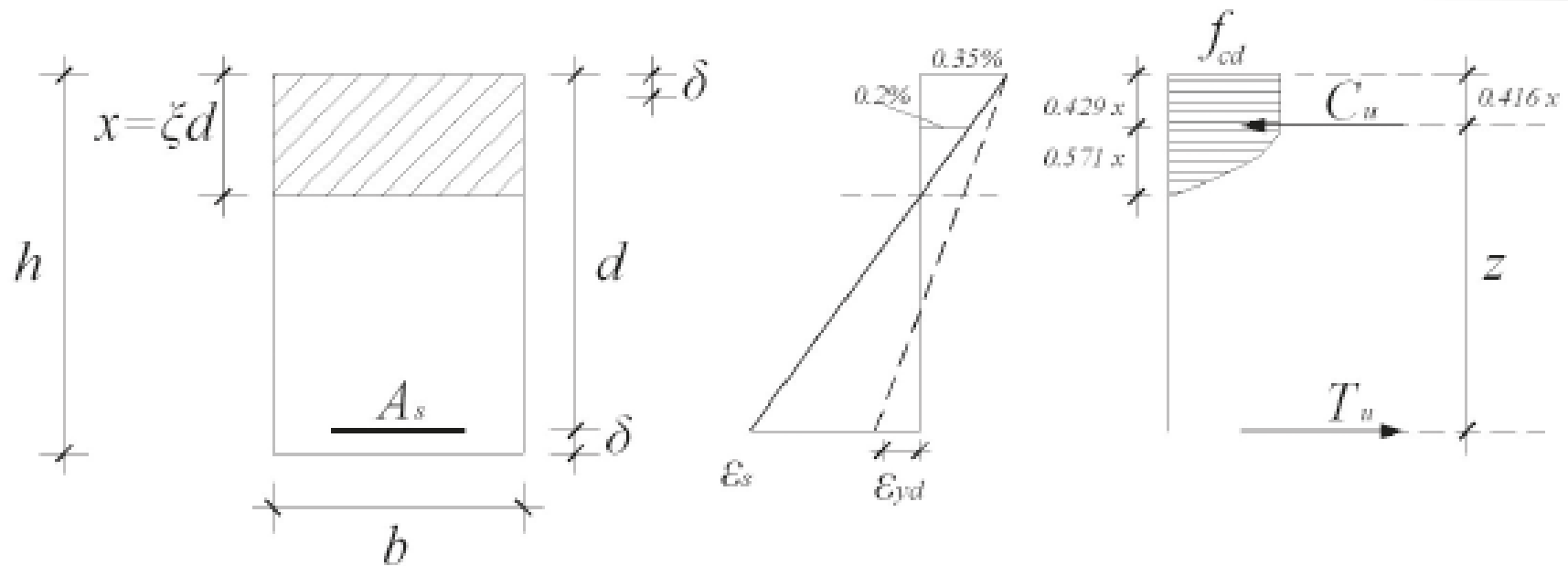
ROTTURA BILANCIATA



LA ROTTURA DUTTILE DELLA SEZIONE SEMPLICEMENTE ARMATA

$$\mu = 0$$

$$\beta = 1$$



$$T_u = C_u \Rightarrow \sigma_s A_s = \kappa f_{cd} b \xi d \Rightarrow f_{yd} A_s = \kappa f_{cd} b d \xi \Rightarrow \omega = \kappa \xi$$

$$M_{Rd} = \begin{cases} C_u z = 0.809 f_{cd} b d^2 \xi (1 - 0.416 \xi) \\ T_u z = f_{yd} \rho b d^2 (1 - 0.416 \xi) \end{cases}$$

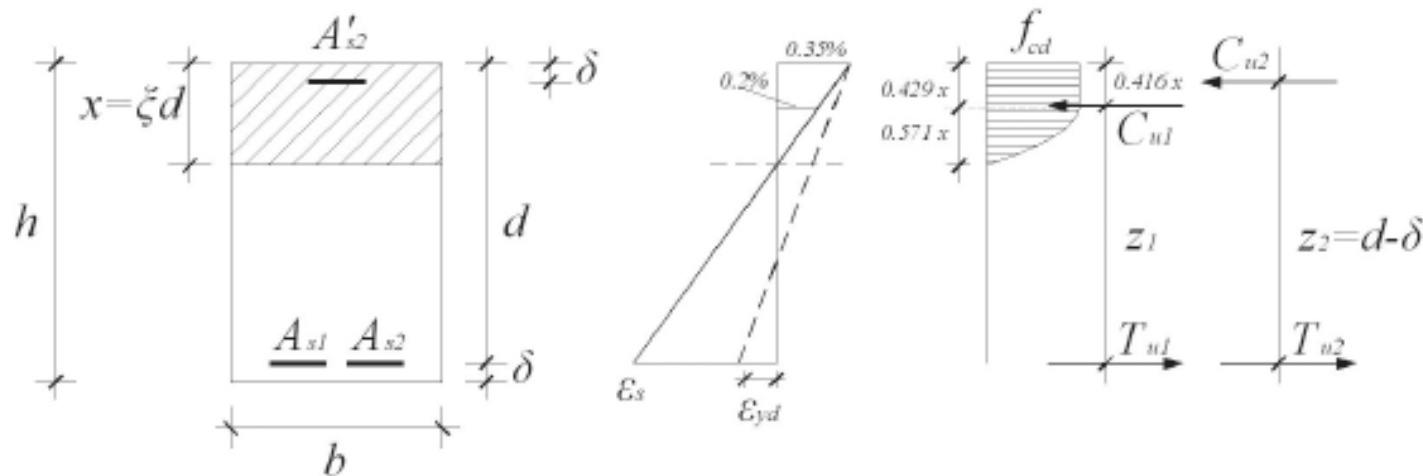
Dalla prima si ottiene

$$\omega = \kappa \xi = 0.809 \xi$$

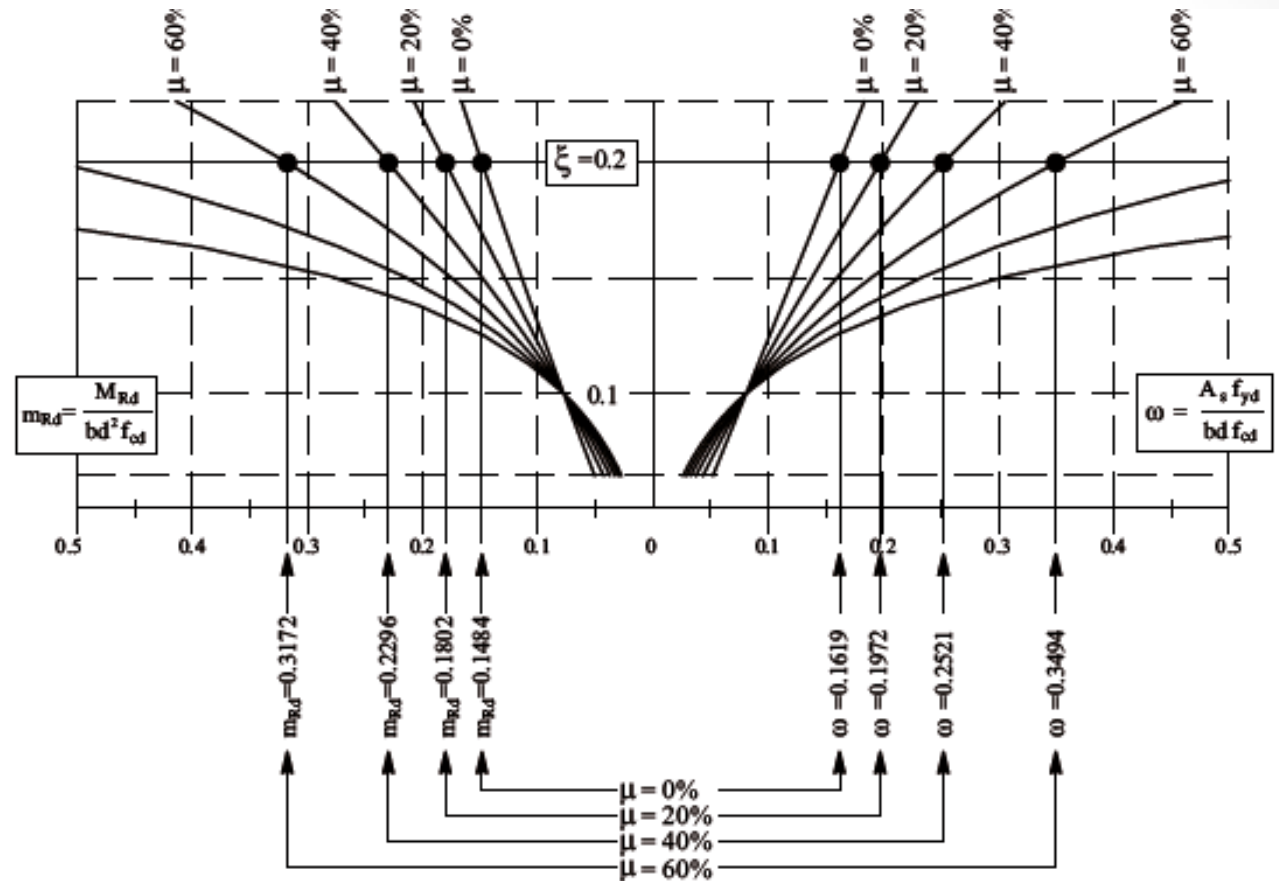
CONSIDERAZIONI SULL'UTILIZZO DELL'ARMATURA IN ZONA COMPRESSA

Principalmente, nei problemi di progetto possono presentarsi differenti esigenze che richiedono il passaggio dalla semplice alla doppia armatura:

- incrementare la capacità flessionale della sezione;
- aumentarne la duttilità a rottura;
- ridurre l'inflessione a lungo termine della trave per i carichi di esercizio, a causa delle elevate deformazioni presenti nel calcestruzzo compresso (viscosità);
- prevedere una capacità flessionale della sezione per sollecitazioni che cambiano di segno.

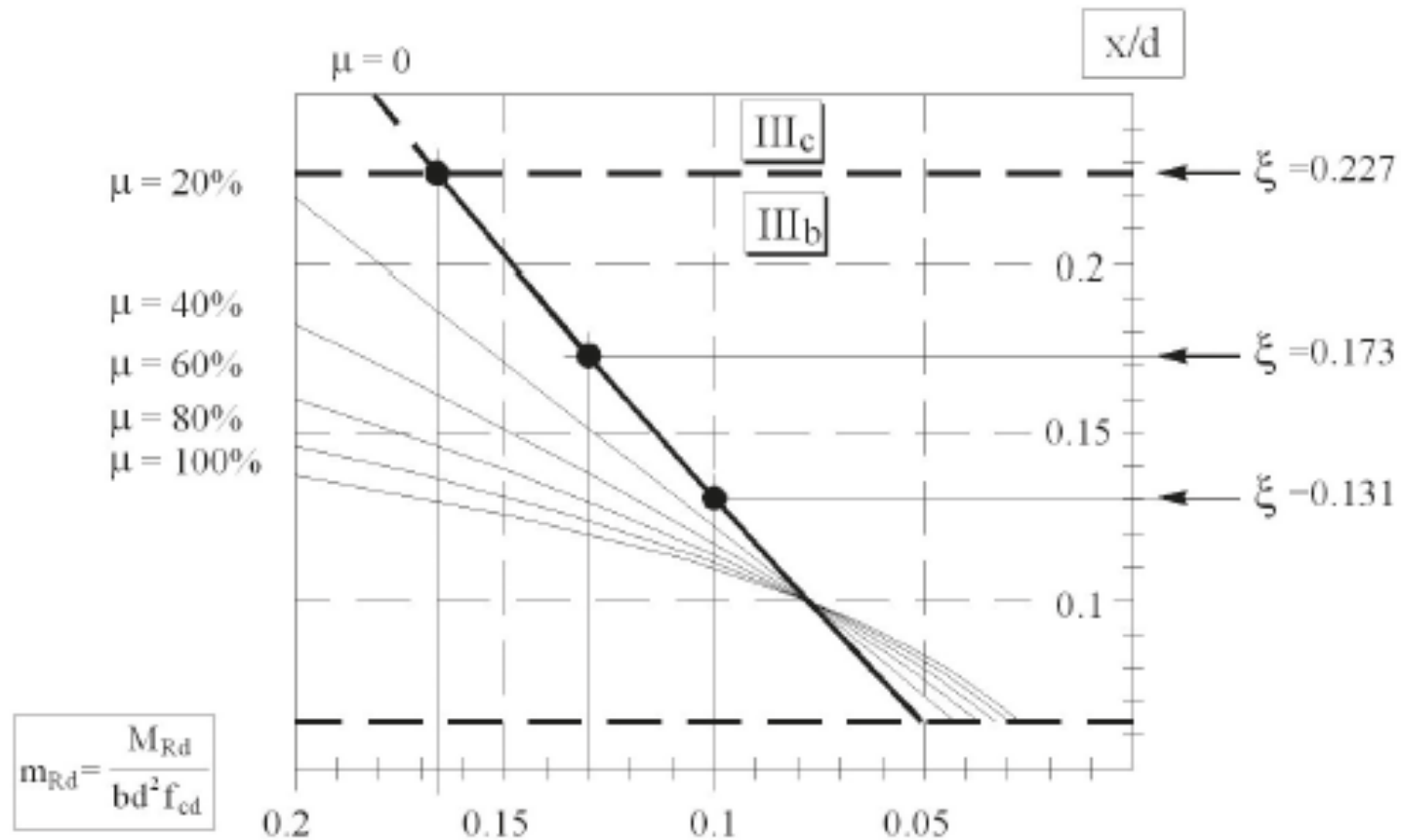


Incremento della capacità flessionale a curvatura conservata (duttilità costante)



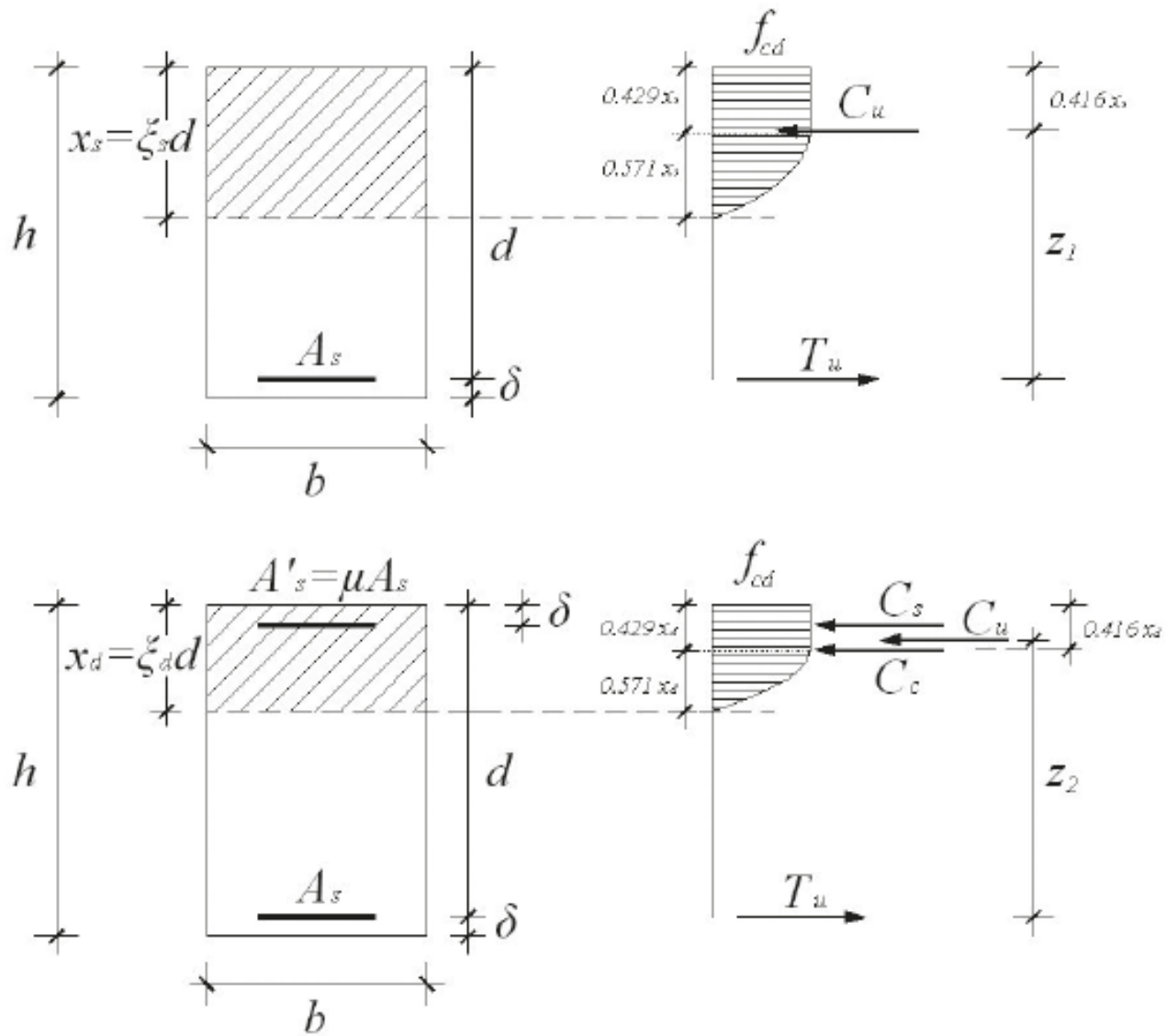
Incremento del momento resistente a duttilità costante ($\xi=0.2$) e contemporaneo incremento della armatura tesa e compressa.

Incremento della capacità flessionale a curvatura conservata (duttilità costante)

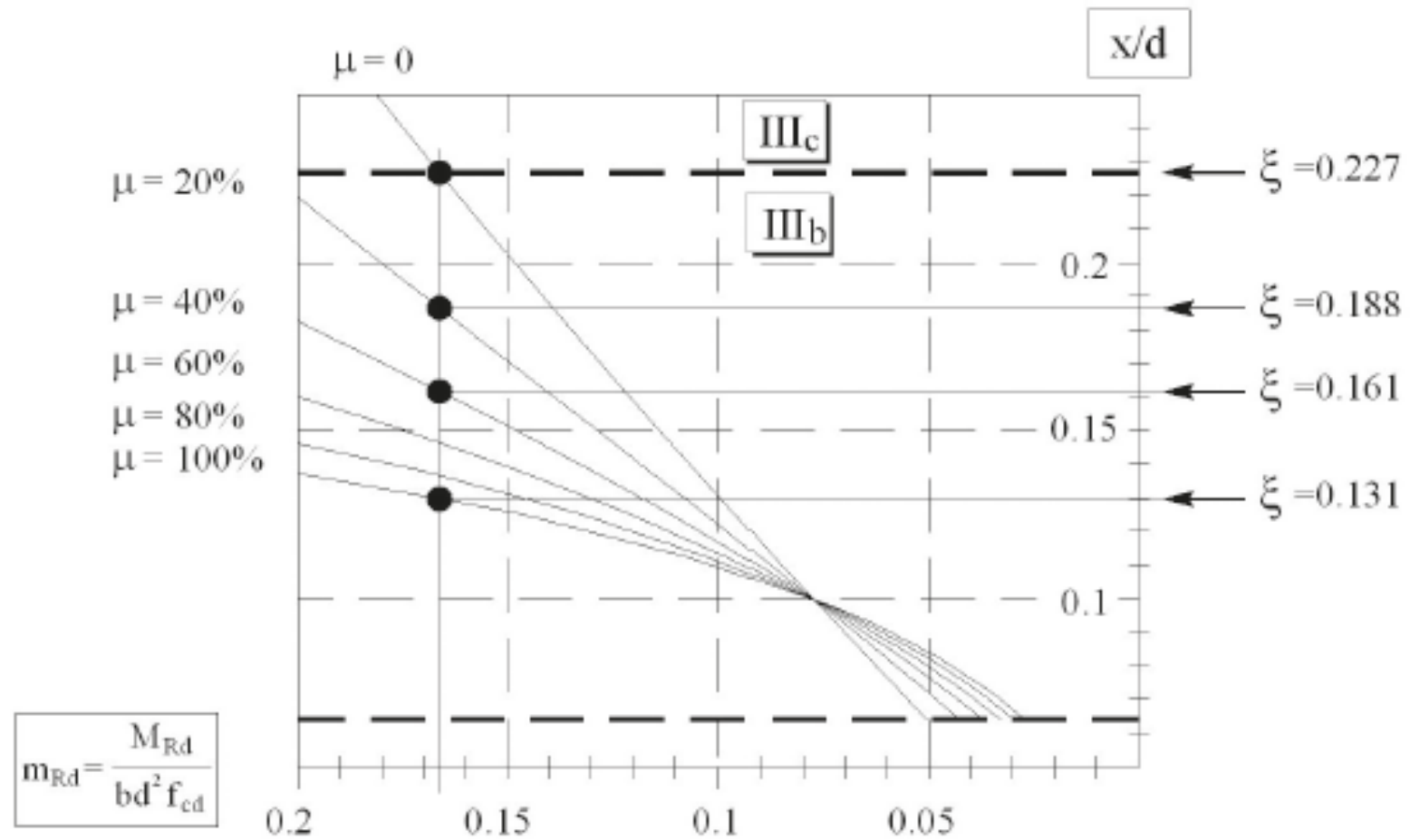


Incremento del momento resistente a semplice armatura e contemporaneo incremento della profondità della zona compressa.

Incremento della duttilità a rottura costante



Incremento della duttilità per effetto dell'armatura compressa a resistenza costante



PROGETTARE SEZIONI DUTTILI

Si è a più riprese sottolineato l'importanza che, quando la fibra più compressa di conglomerato raggiunge la sua deformazione limite ϵ_{cu} l'armatura tesa risulta snervata. Questo tipo di rottura è stata definita duttile e risulta caratterizzata dalla circostanza che il diagramma delle deformazioni ricade nel campo III. In tale campo, però, i livelli di duttilità della sezione possono risultare profondamente diversi: si è visto infatti che la duttilità in curvatura della sezione dipende in maniera pressoché esclusiva dalla curvatura ultima raggiunta dalla sezione e che un parametro assai significativo in tal senso sia rappresentato dalla profondità dell'asse neutro.

Considerazioni che coinvolgono la domanda in duttilità di telai in c.a. in zona sismica, portano a definire come possibile parametro progettuale medio di una sezione inflessa il raggiungimento a rottura di una **curvatura ultima** pari a:

$$\bar{\chi}_u = \chi_u \cdot d \cdot 1000 = 15$$

Per altra via, la suddetta affermazione è suffragata dalla richiesta normativa che impone un valore massimo alla differenza fra le percentuali geometriche dell'armature disposte in zona tesa e compressa:

$$(\rho - \rho')_{max} = \frac{3.5}{f_{yk}}$$

PROGETTARE SEZIONI DUTTILI

La condizione di equilibrio alla traslazione in forma adimensionalizzata precedentemente trovata, scritta allo SLU nella ipotesi che entrambe le armature risultino snervate, comporta:

$$\beta\omega = \beta'\omega + \kappa\xi_u \Rightarrow \xi_u = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot 1000}{\chi_u \cdot d \cdot 1000} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot 1000}{\chi_u} = \frac{\omega - \omega'}{\kappa} = \frac{\rho - \rho'}{\kappa} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$
$$\bar{\chi}_u = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot 1000}{\rho - \rho'} \cdot \frac{\kappa}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}}$$

La relazione precedente, consente di valutare la richiesta di curvatura minima sottesa dalla suddetta limitazione normativa:

$$\left(\bar{\chi}_u\right)_{min} = \frac{3.5}{(\rho - \rho')_{max}} \cdot \frac{\kappa}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = \frac{3.5}{1.15 f_{yd}} \cdot \frac{0.809}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = 0.93 f_{cd}$$

Assumendo $\chi_u = 15$

(f_{ck} circa 30)

si ottiene un valore utile per fissare l'asse neutro di progetto.

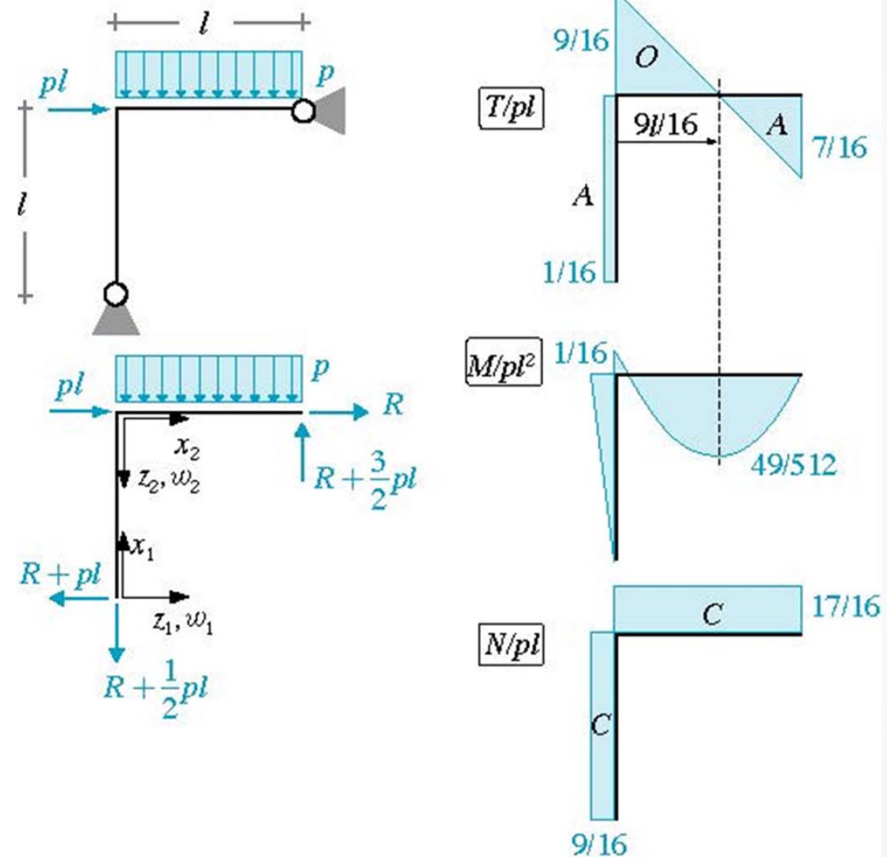
$$\bar{\chi}_u = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d \cdot 1000}{x_u} = 15 \Rightarrow \xi_u = \frac{x_u}{d} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot 1000}{15} = \frac{3.5}{15} = 0.233$$

FLESSIONE COMPOSTA - PRESSOFLESSIONE

Si ha flessione composta (**pressoflessione**) quando nella generica sezione vi è contemporanea presenza, di compressione (N) e momento flettente (M).

Tale stato di sollecitazione è generalmente presente nei pilastri in cemento armato anche per il solo effetto dei carichi verticali agenti sulle travi, in virtù della continuità strutturale che solitamente caratterizza i nodi trave-colonna delle strutture intelaiate in c.a.

Il regime flessionale nei pilastri aumenta notevolmente in presenza di forze orizzontali agenti sul telaio.



FLESSIONE COMPOSTA - PRESSOFLESSIONE

Una sezione si dice soggetta a flessione composta quando la risultante delle azioni esterne è diretta ortogonalmente alla sezione con un punto di applicazione \mathbf{P} diverso dal baricentro G , ed equivale pertanto ad una forza \mathbf{N}_{sd} applicata nel baricentro e ad una coppia $\mathbf{M}_{sd} = \mathbf{N}_{sd} \cdot \mathbf{e}$, essendo \mathbf{e} l'eccentricità (ovvero la distanza PG). I parametri che definiscono univocamente lo stato di sforzo sono tre (\mathbf{N}_{sd} e le due componenti di \mathbf{M}_{sd} sulla coppia di assi ortogonali x ed y atte a definire l'asse di sollecitazione).

Nel caso in cui il punto di applicazione P giace su un asse di simmetria della sezione, la flessione composta si dice retta. In tal caso è nota a priori la direzione x dell'asse neutro che risulta ortogonale all'asse di sollecitazione, ed i parametri che definiscono lo stato di sollecitazione della sezione si riducono a due (\mathbf{N}_{sd} ed \mathbf{M}_{sdx}).

Come per la flessione semplice, che quando si entra nel campo del comportamento non lineare dei materiali (SLU), le verifiche di sicurezza non possono più essere impostate in termini tensionali, ma va controllato lo stato deformativo.

La verifica della sezione va condotta nel campo delle sollecitazioni confrontando la sollecitazione di calcolo con la resistenza di calcolo ricavata nello stato limite di deformazione, sulla base dei legami costitutivi assunti per i materiali.

FLESSIONE COMPOSTA - PRESSOFLESSIONE

Data la presenza contemporanea delle due sollecitazioni agenti sulla sezione **M** e **N**, diversamente dal caso della flessione semplice retta, la verifica va condotta controllando che il

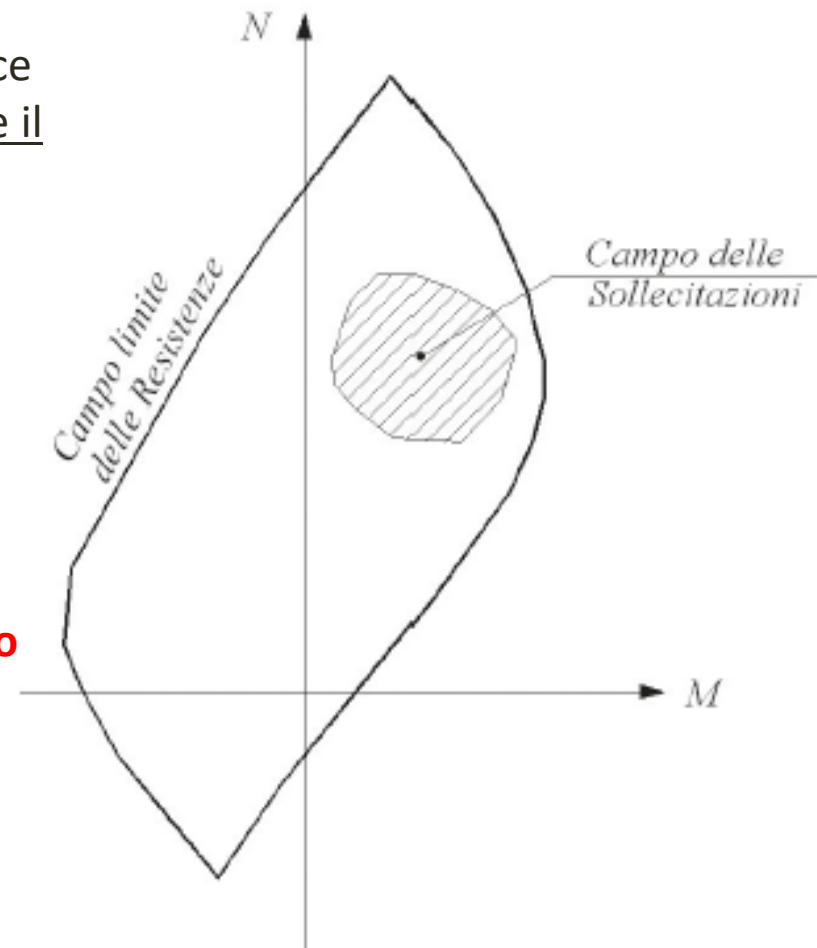
«**campo delle sollecitazioni di calcolo**»

(costituito da tutte quelle coppie M_{sd} e N_{sd} derivanti dalle combinazioni delle azioni previste dalle NTC) sia contenuto entro il

«**campo limite di resistenza**» della sezione (costituito dalle infinite coppie di punti

$$N_{Rd} - M_{Rd}$$

corrispondenti ognuna ad una condizione di deformazione limite) e denominato «**dominio di interazione**»

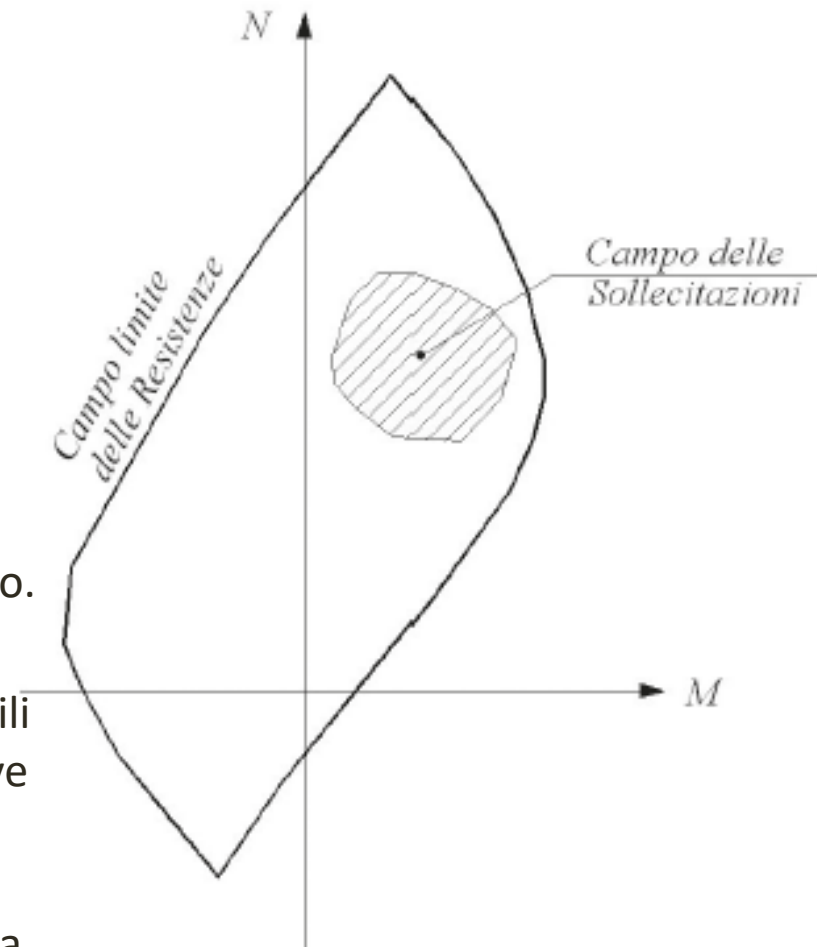


FLESSIONE COMPOSTA - PRESSOFLESSIONE

In termini operativi:

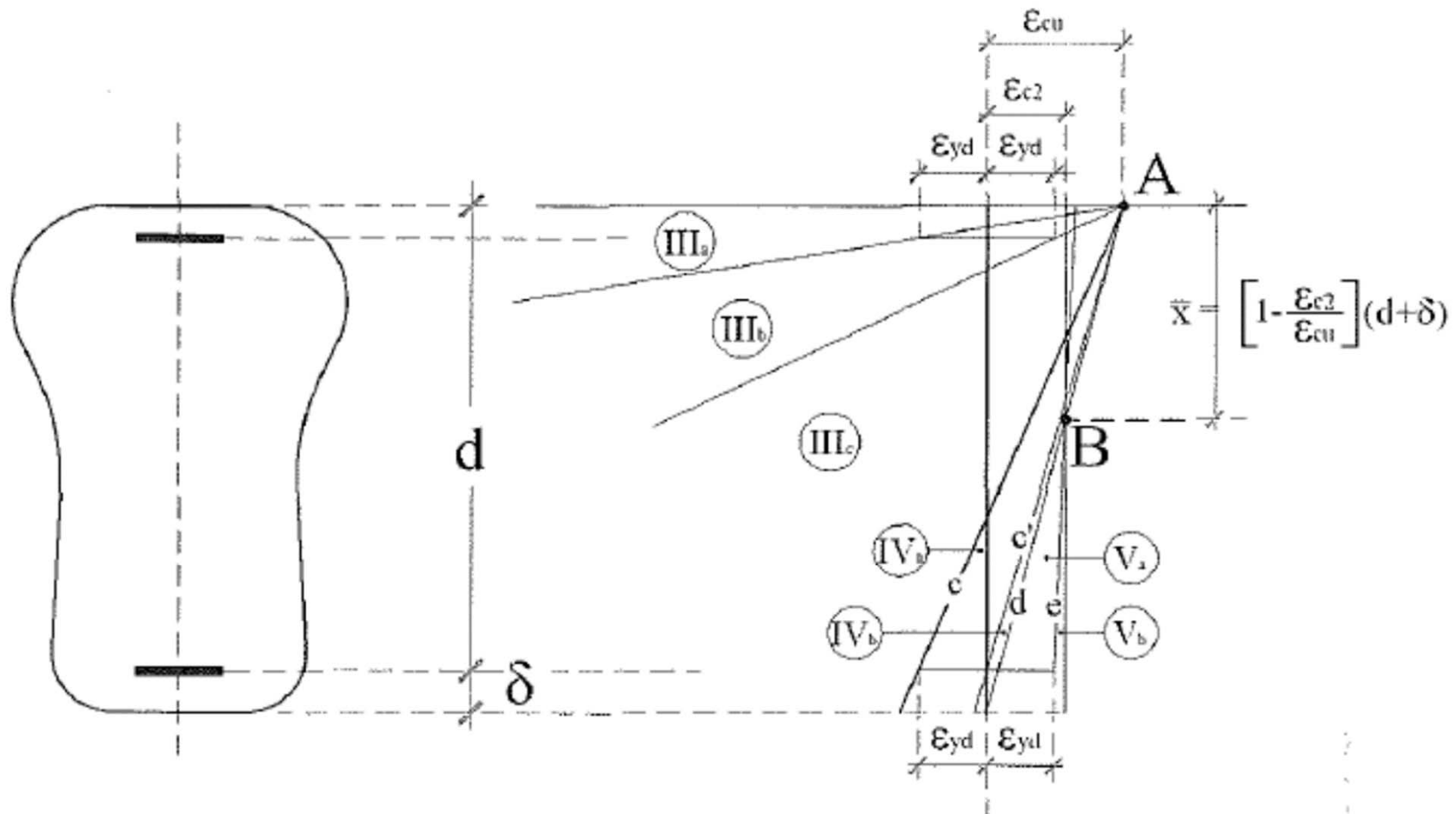
1. si assegna una deformazione corrispondente ad uno stato limite definendo per ogni fibra della sezione la deformazione ϵ .
2. si ricava dai diagrammi costitutivi dei materiali, la risultante N_{Rd} e il momento risultante M_{Rd} del sistema di tensioni interne; tale coppia di valori rappresenta un punto della frontiera del **dominio di interazione** relativo alla sezione in oggetto.
3. si costruisce l'intero **campo limite di resistenza** facendo variare tutte le possibili deformazioni limite, per curvatures positive e negative.

L'intero campo limite di resistenza si presenta sempre come una regione di forma convessa.



FLESSIONE COMPOSTA - PRESSOFLESSIONE

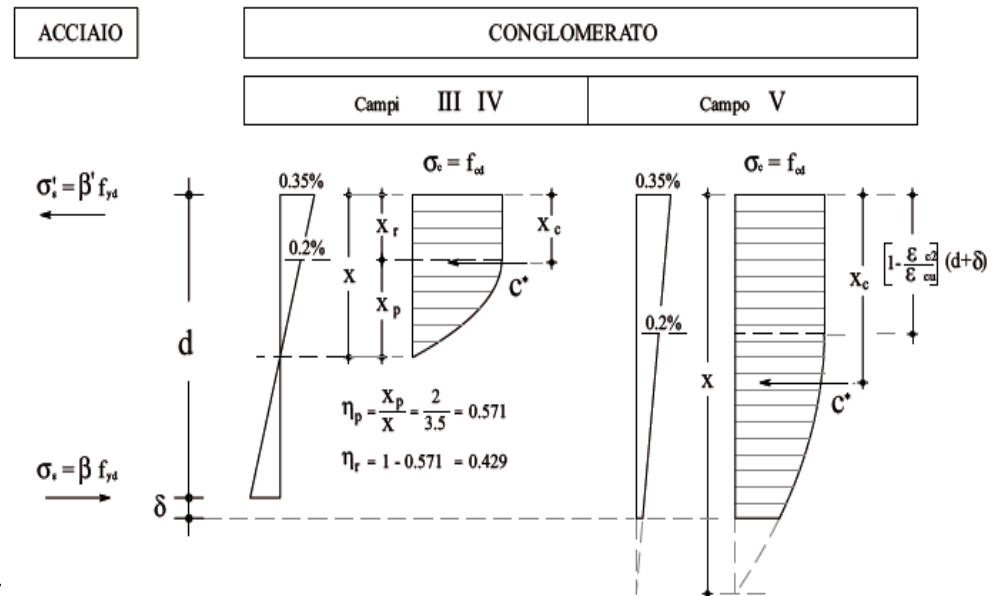
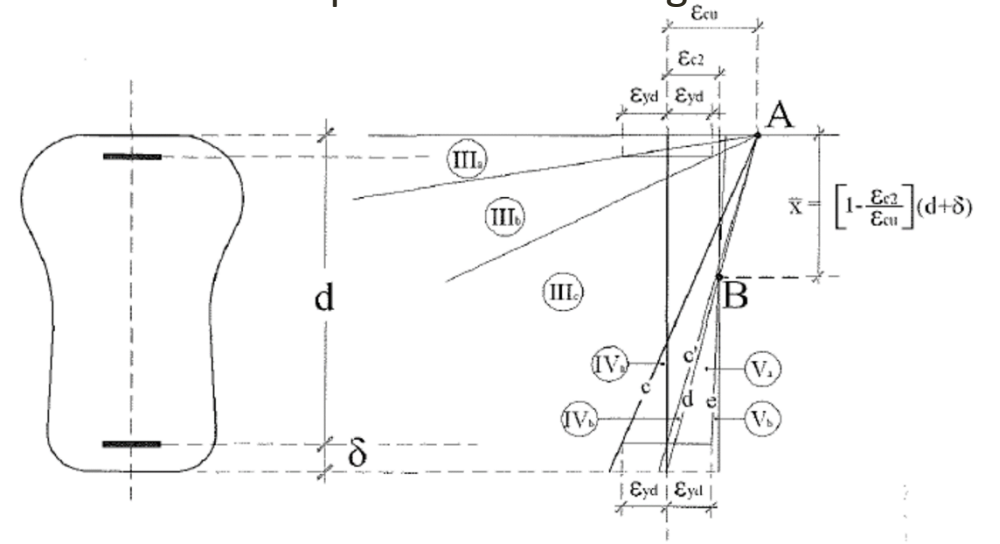
Per sezioni simmetricamente armate, tutte le possibili deformazioni limite possono essere ottenute considerando le sole rette appartenenti ai fasci di polo A e B del grafico relativo ai «campi di rottura» nelle ipotesi di acciaio elastico-perfettamente plastico a duttilità illimitata.



FLESSIONE COMPOSTA - PRESSOFLESSIONE

La frontiera del dominio di iterazione può essere ricavata operando come segue:

1. si fissa dal diagramma delle ϵ la posizione dell'asse neutro ξ corrispondente ad una particolare modalità di rottura.
2. si determina il diagramma delle σ a partire dai diagrammi costitutivi di calcolo dei materiali.
3. mediante l'equazione di **equilibrio alla traslazione orizzontale** si valuta N_{Rd} ;
4. mediante l'equazione di **equilibrio alla rotazione intorno all'asse baricentrico** della sezione geometrica si determina M_{Rd} .



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE

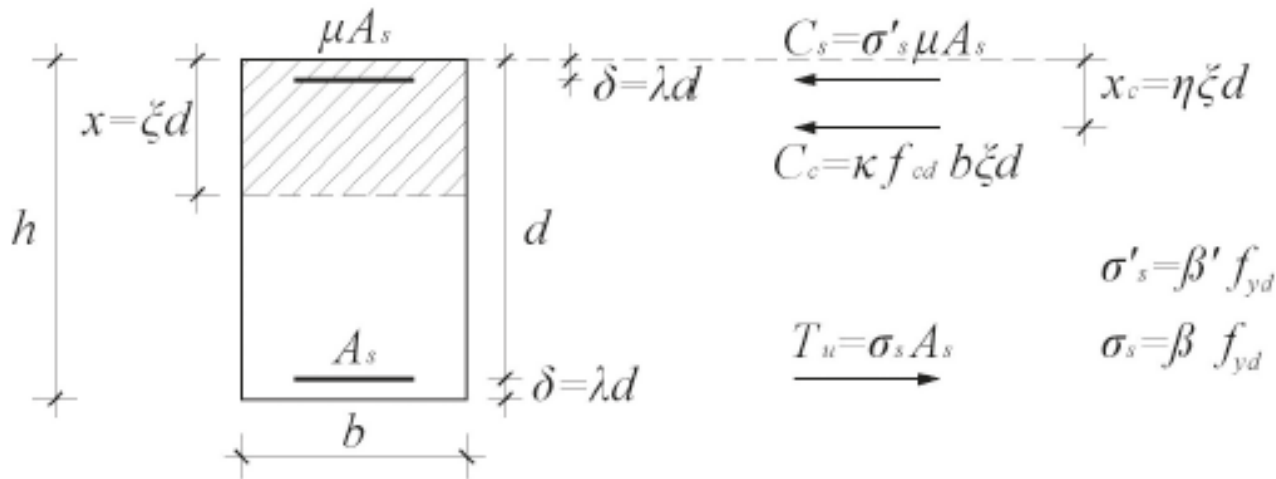
EQUAZIONI ADIMENSIONALI PER LA VALUTAZIONE DI N_{Rd} E M_{Rd}

Condizione di **equilibrio alla traslazione** nei diversi campi di rottura:

posto
$$n_{rd} = \frac{N_{Rd}}{bd f_{cd}}$$
 Sforzo normale adimensionalizzato

$$N_{Rd} = \kappa f_{cd} bd \xi + \beta' f_{yd} \mu A_s - \beta f_{yd} A_s$$

$$n_{rd} = \kappa \xi + \omega (\mu \beta' - \beta)$$



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE

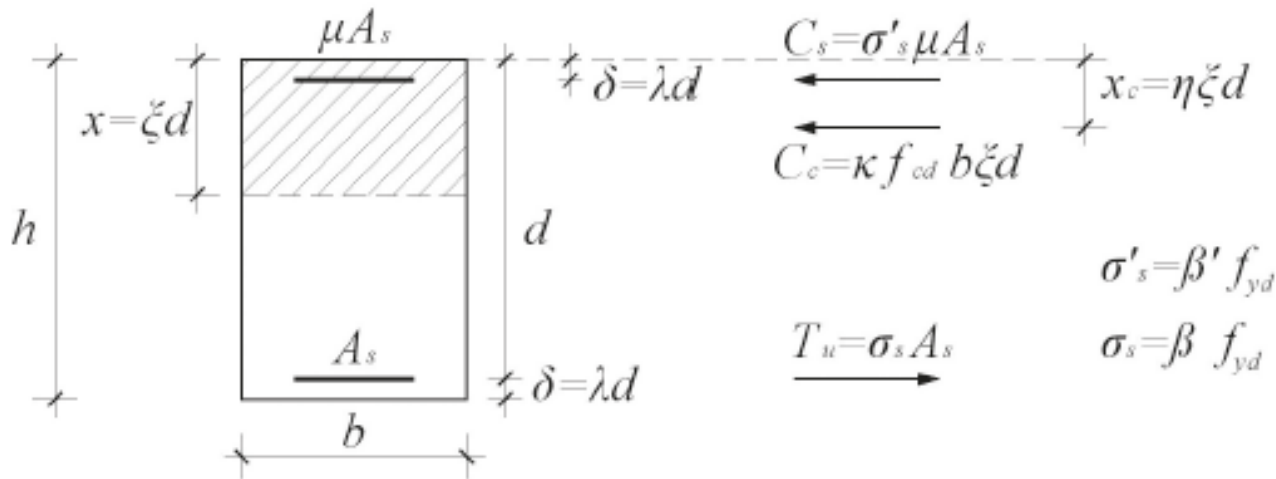
EQUAZIONI ADIMENSIONALI PER LA VALUTAZIONE DI N_{RD} E M_{RD}

Condizione di **equilibrio alla rotazione** intorno all'asse baricentrico:

Con al solito $m_{rd} = \frac{M_{Rd}}{bd^2 f_{cd}}$ Momento resistente adimensionalizzato

$$M_{Rd} = \kappa f_{cd} b d \xi \left(\frac{h}{2} - \eta \xi d \right) + \beta' f_{yd} \mu A_s \frac{d - \delta}{2} + \beta f_{yd} A_s \frac{d - \delta}{2}$$

$$m_{rd} = \kappa \left(\frac{1 + \lambda}{2} \xi - \eta \xi^2 \right) + \omega (\mu \beta' + \beta) \frac{1 - \lambda}{2}$$



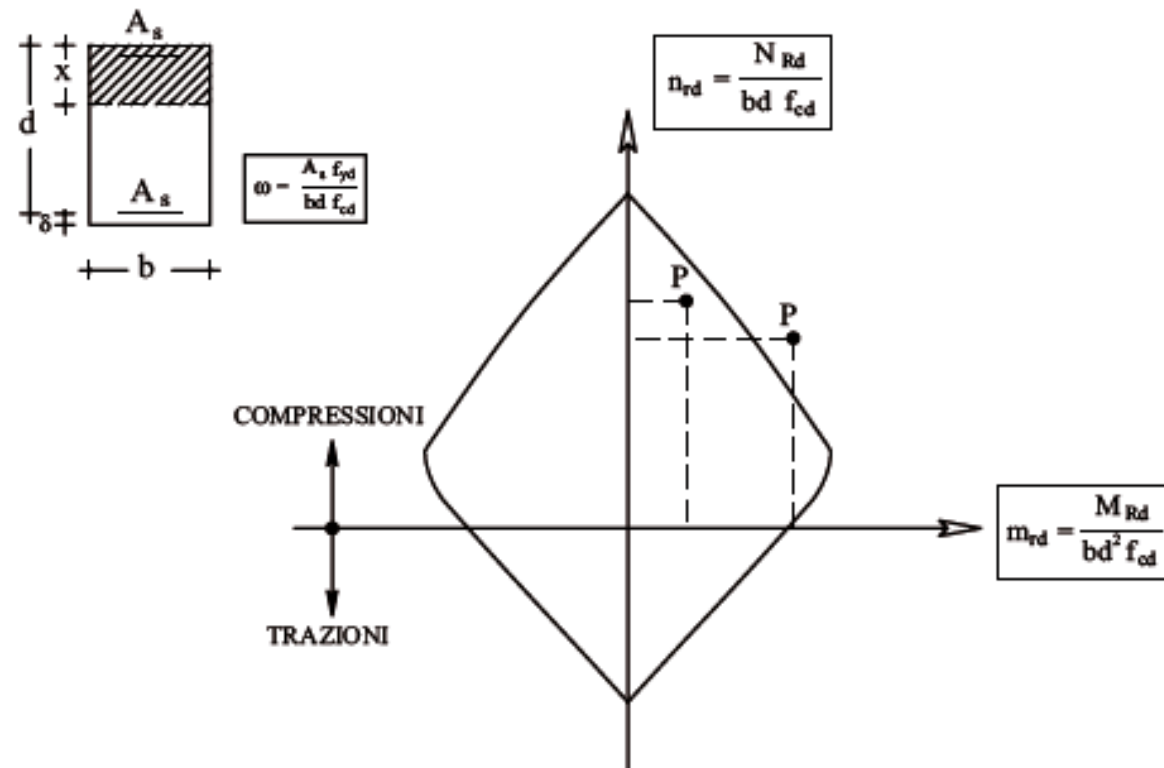
FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE

La verifica ed il progetto delle sezioni può effettuarsi mediante l'ausilio dei domini di interazione ottenuti dalle equazioni di equilibrio.

$$n_{rd} = \kappa \xi + \omega (\mu \beta' - \beta)$$

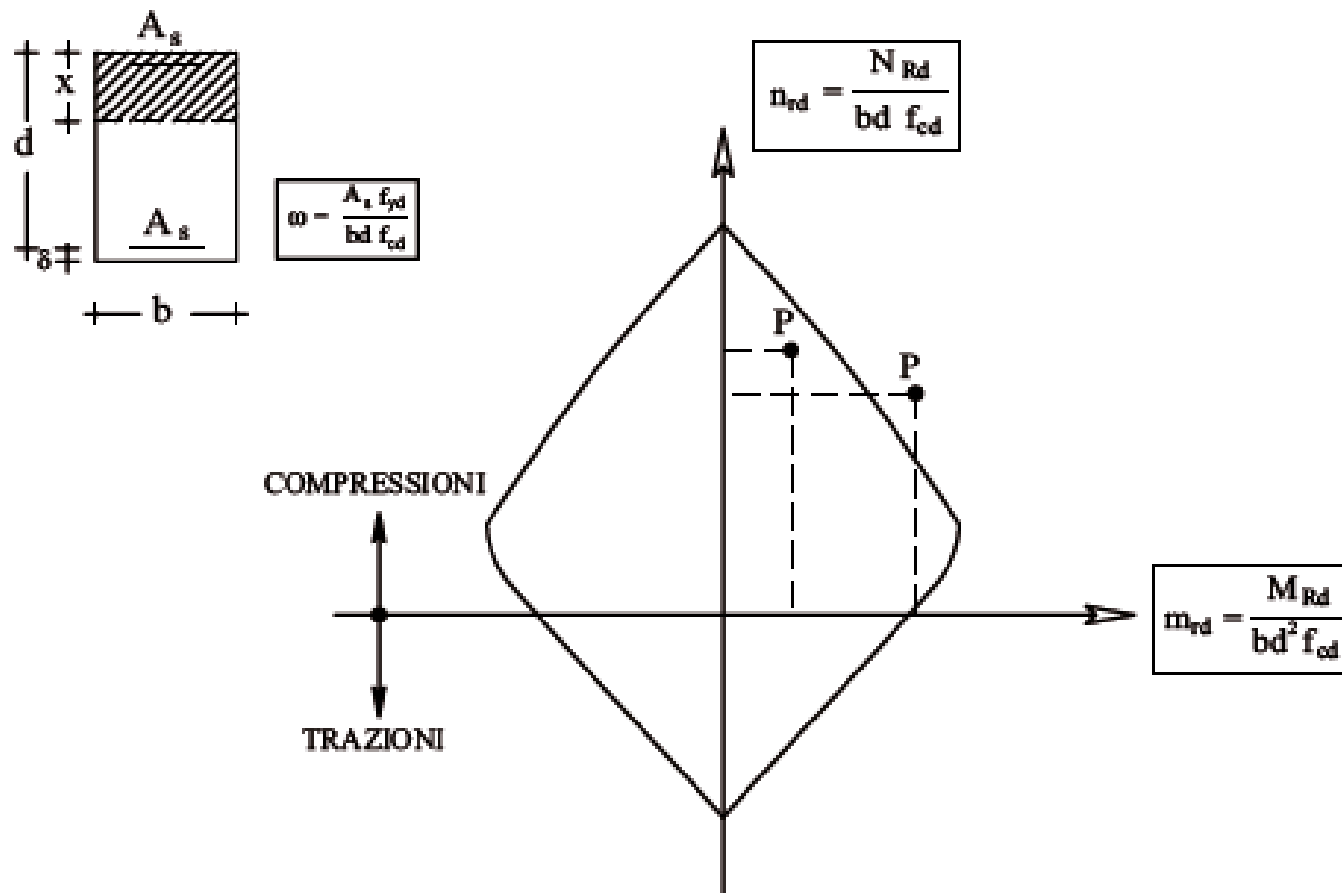
$$m_{rd} = \kappa \left(\frac{1 + \lambda}{2} \xi - \eta \xi^2 \right) + \omega (\mu \beta' + \beta) \frac{1 - \lambda}{2}$$

Forma tipica di un
Dominio di
interazione, valido per
una sezione
rettangolare
Simmetricamente
armata di assegnata
percentuale meccanica
 ω di armatura.



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE

In fase di verifica, scelto il dominio corrispondente alla percentuale meccanica ω , occorre individuare il punto P rappresentativo della coppia di valori di calcolo (m_{sd} e n_{sd}) e controllare che sia interno al dominio relativo all' ω prescelto



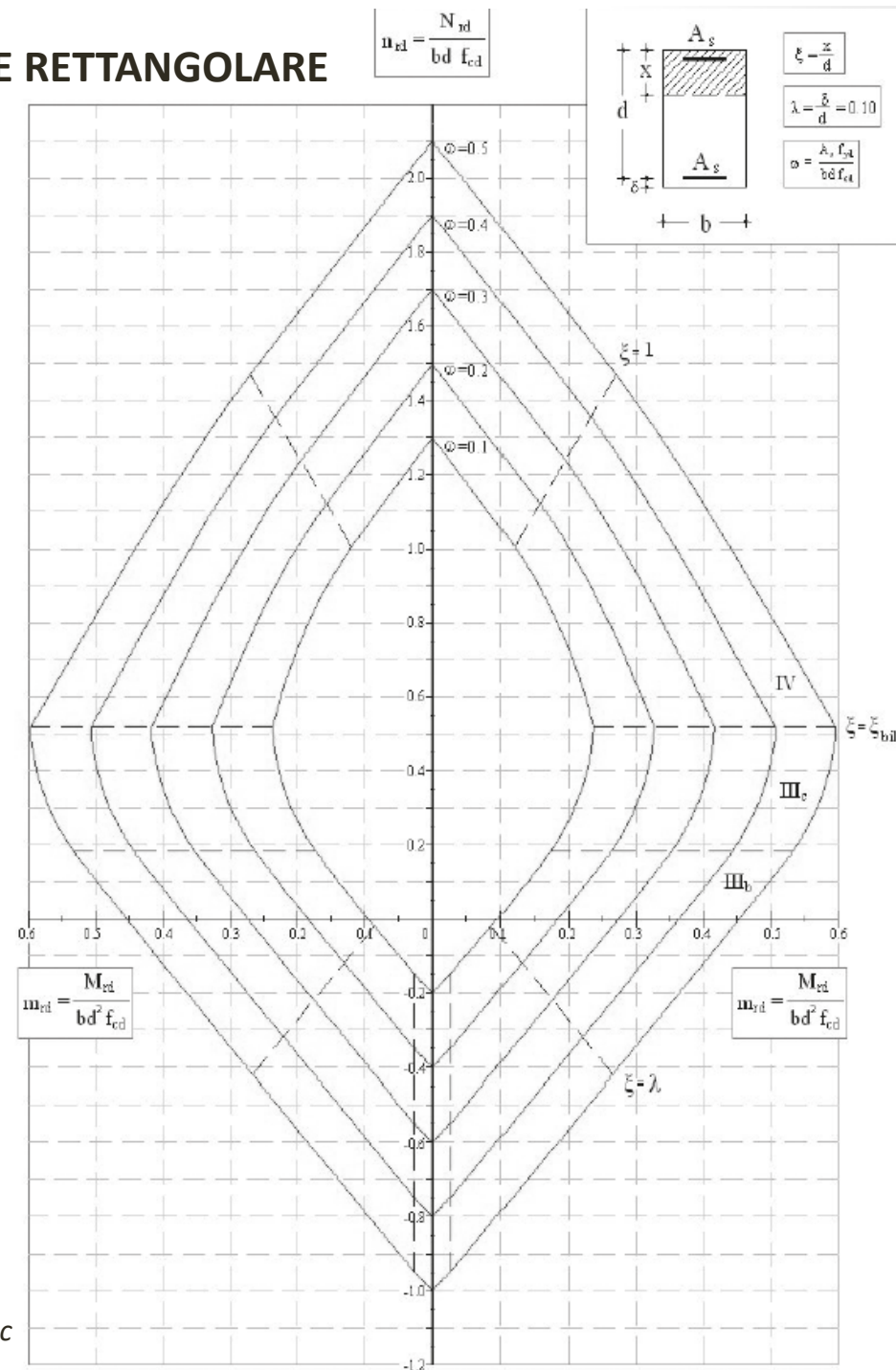
FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE

Facendo variare ω si ottiene invece una famiglia di domini di interazione; quelli rappresentati in figura sono stati ricavati dalle equazioni di equilibrio nelle seguenti ipotesi:

- Copriferro $\delta=0.1 d$;
- legame costitutivo dell'acciaio elastico-perfettamente plastico indefinito;
- calcestruzzi di classe $\leq C50/60$.

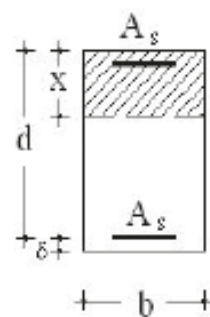
In fase di progetto della sezione è possibile entrare con la coppia di valori di calcolo (m_{sd} e n_{sd}) ed individuare la percentuale meccanica di progetto ω (da disporre ad entrambe le estremità superiore ed inferiore della sezione), cui corrisponde un dominio di interazione che contiene il punto relativo della coppia dei valori rappresentanti le sollecitazioni di calcolo.

A cura di Mauro Mezzina, *Fondamenti di Tecnica delle c*



FLESSIONE COMPOSTA RETTA DOMINI DI INTERAZIONE

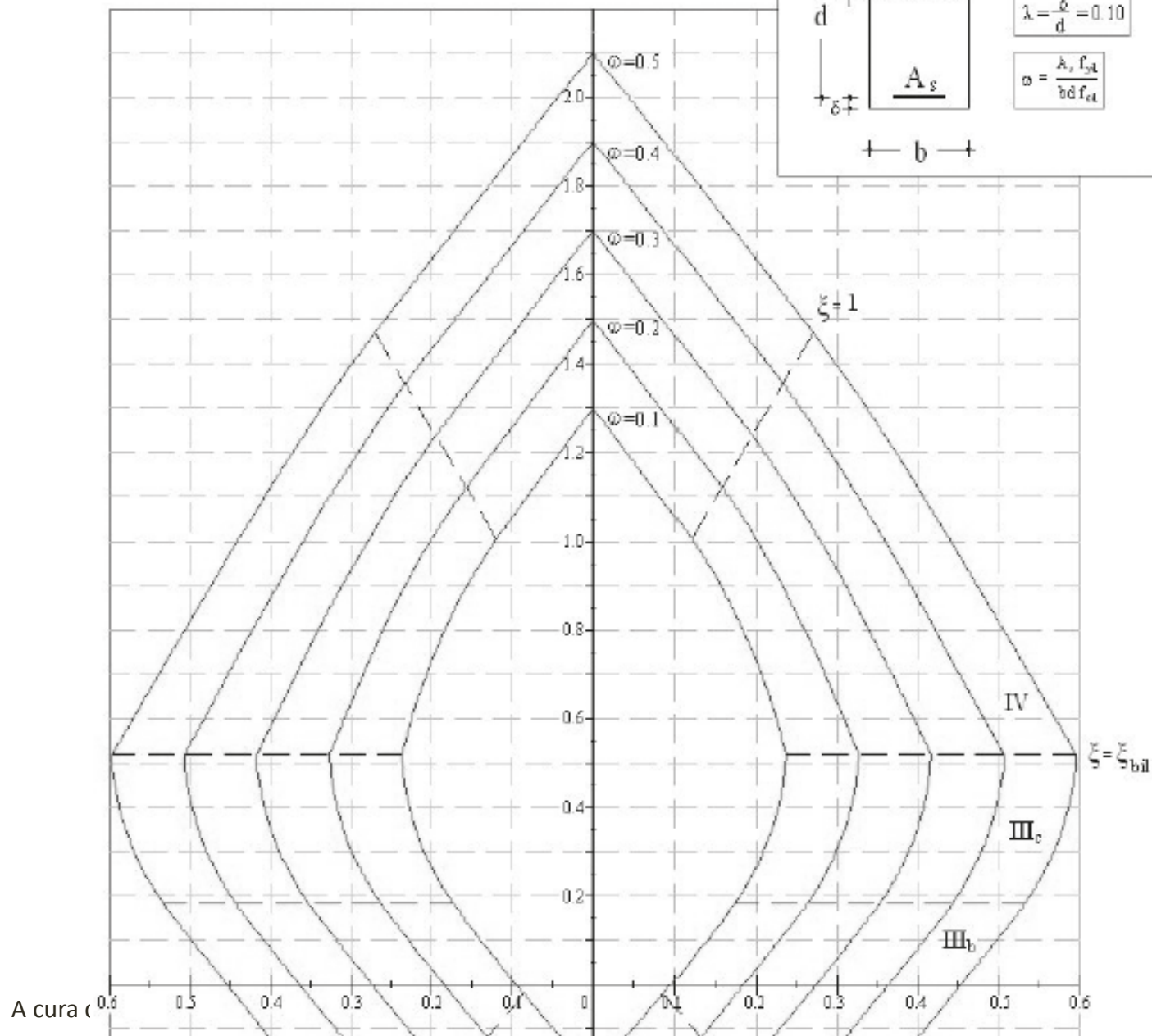
$$\eta_{rd} = \frac{N_{rd}}{bd f_{cd}}$$



$$\xi = \frac{x}{d}$$

$$\lambda = \frac{\xi}{d} = 0.10$$

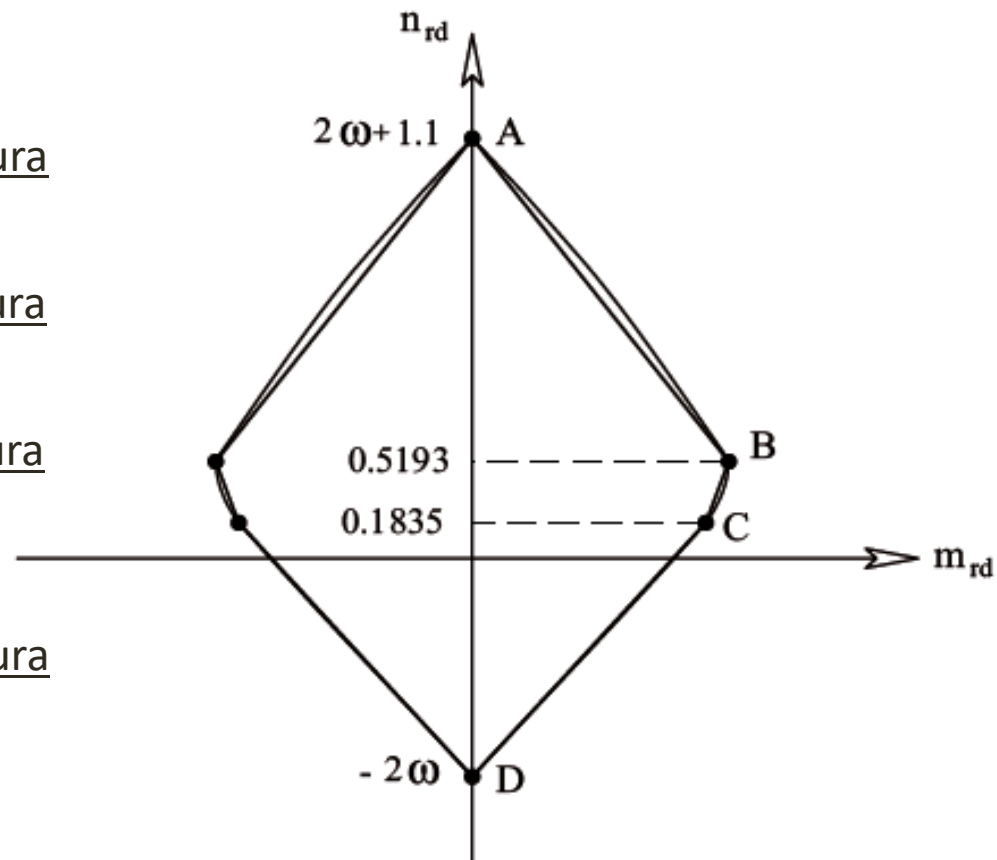
$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_{cd}}$$



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

Riconosciuta la convessità dei domini di interazione sia in compressione che in trazione, è possibile far ricorso a domini semplificati ottenuti utilizzando pochi punti significativi del dominio ed ipotizzando un andamento lineare dello stesso fra i punti suddetti. Una approssimazione accettabile nell'ambito delle sezioni rettangolari simmetricamente armate consiste nel considerare quali punti rappresentativi del dominio, quelli indicati in figura:

- 1) **punto A** corrispondente alla rottura per compressione semplice;
- 2) **punto B** corrispondente alla rottura bilanciata;
- 3) **punto C** corrispondente alla rottura con armatura compressa al limite elastico;
- 4) **punto D** corrispondente alla rottura per trazione semplice.



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

punto A: rottura per compressione semplice

Lo SLU per compressione centrata presuppone uno stato limite di deformazione con tutte le fibre della sezione che raggiungono la deformazione specifica ϵ_{c2} .

Per cls con resistenza $\leq C50/60$ $\epsilon_{c2} = 0,2\%$

In queste condizioni deformative tutte le fibre di conglomerato sono sollecitate da uno stato tensionale pari ad f_{cd} mentre tutta l'armatura presente sulla sezione risulta snervata ($\epsilon_{yd} < \epsilon_{c2}$ per acciaio B450).

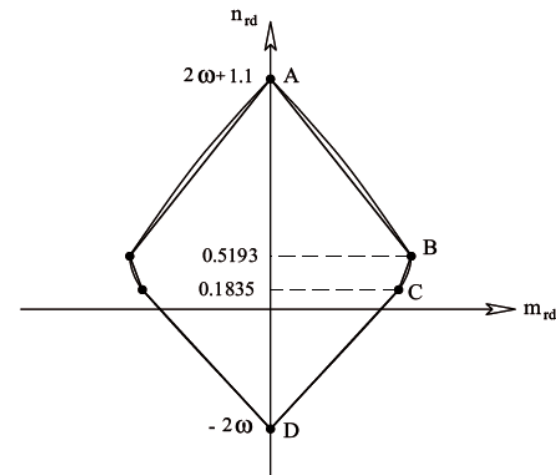
La condizione di equilibrio alla traslazione porta a:

$$N_{Rd} = f_{cd} b(d + \delta) + f_{yd} A_s (\mu + 1)$$

$$n_{rd} = 1 + \lambda + \omega(\mu + 1)$$

che nelle ipotesi di armatura simmetrica ($\mu = 1$) e per $\lambda = 0.1$ diventa:

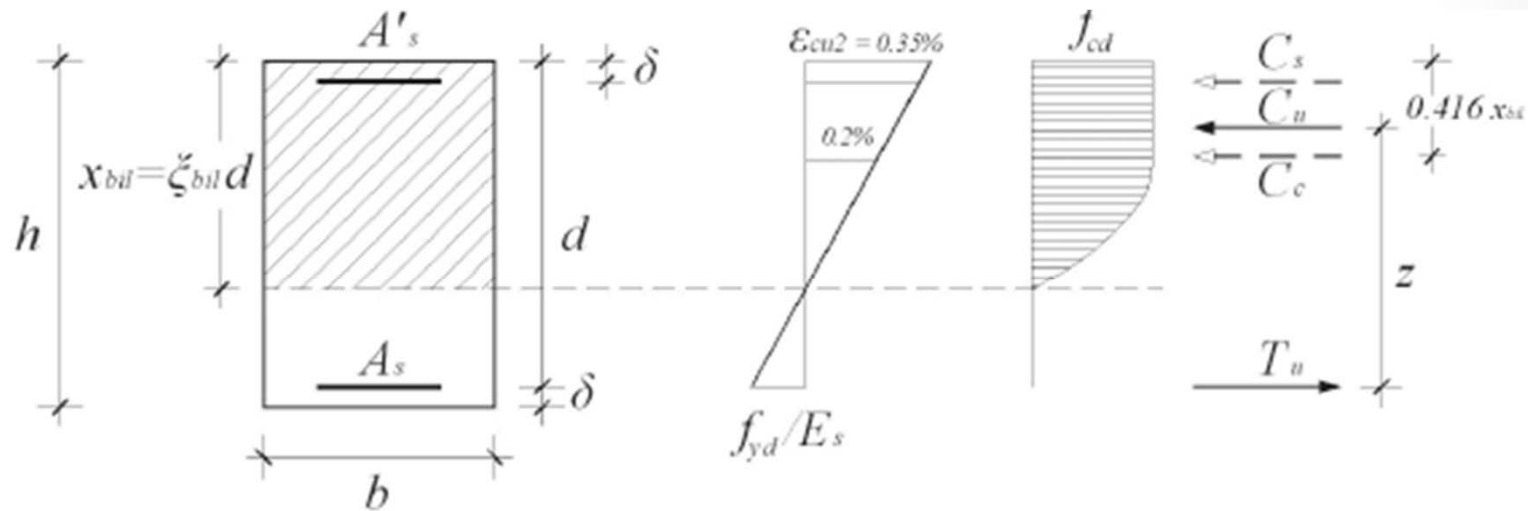
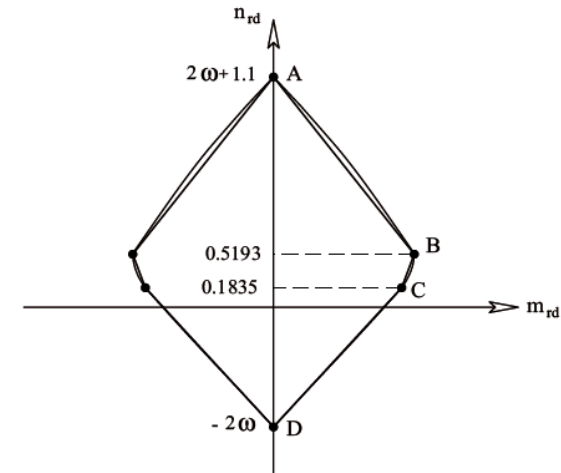
$$n_{rd} = 2\omega + 1.1$$



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

punto B: rottura bilanciata

Il diagramma delle ε è quello corrispondente al contemporaneo raggiungimento della deformazione ultima della fibra maggiormente compressa e della deformazione di snervamento dell'armatura tesa (rottura bilanciata).



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

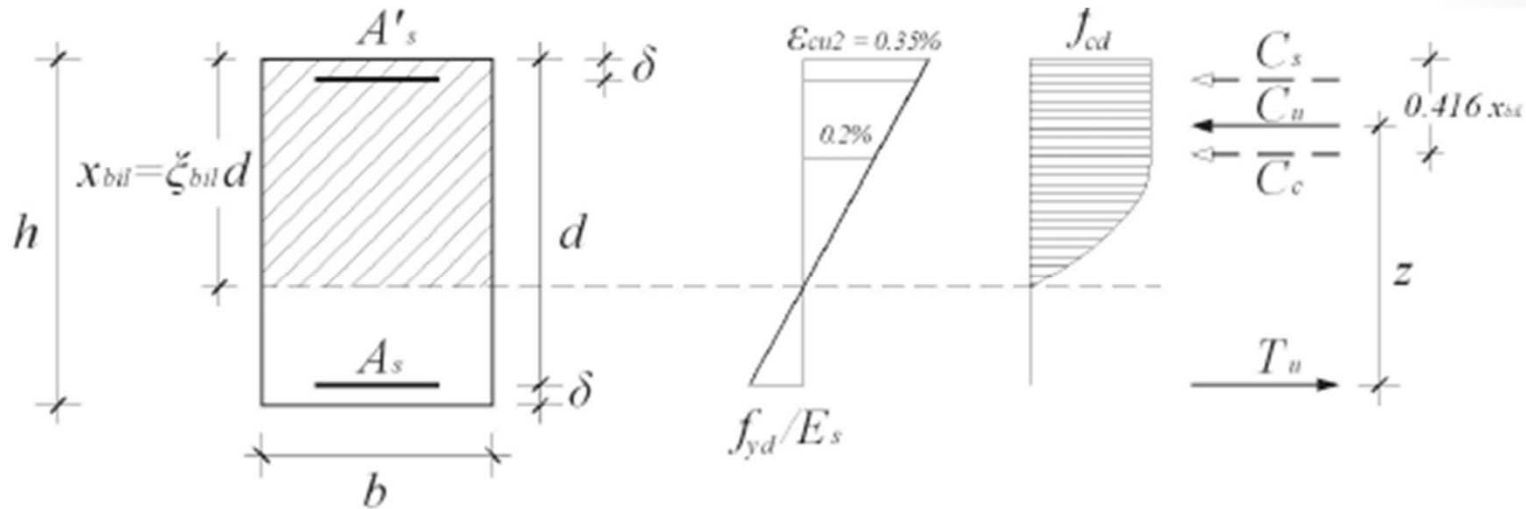
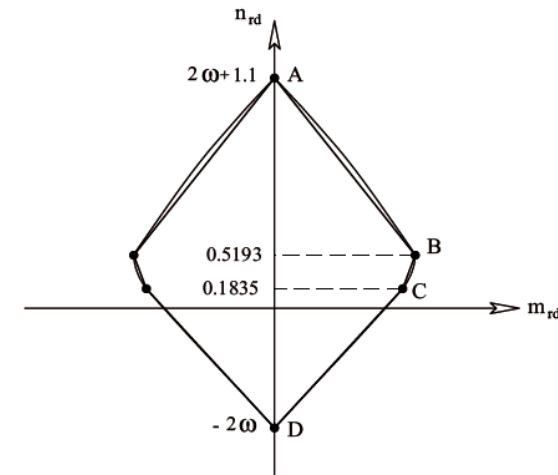
punto B: rottura bilanciata

Il diagramma delle ε è quello corrispondente al contemporaneo raggiungimento della deformazione ultima della fibra maggiormente compressa e della deformazione di snervamento dell'armatura tesa (rottura bilanciata).

Dalla **condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale**, tenendo conto che entrambe le armature risultano snervate, si ottiene:

$$N_{Rd,bil} = \kappa f_{cd} b d \xi_{bil} + f_{yd} A_s (\mu - 1)$$

$$n_{rd,bil} = \kappa \xi_{bil} + \omega (\mu - 1)$$



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

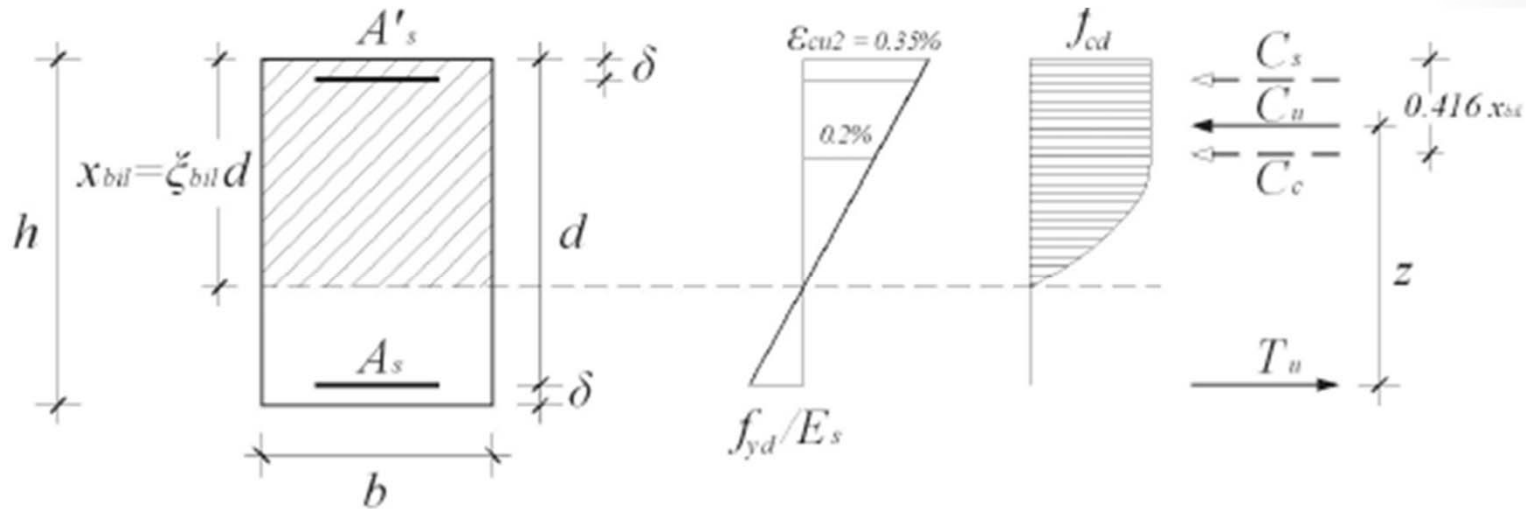
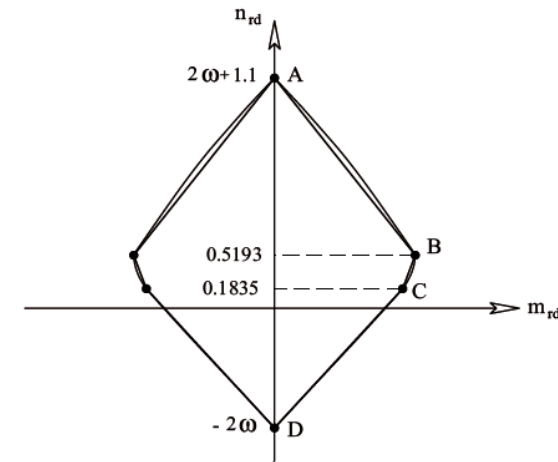
punto B: rottura bilanciata

Il diagramma delle ε è quello corrispondente al contemporaneo raggiungimento della deformazione ultima della fibra maggiormente compressa e della deformazione di snervamento dell'armatura tesa (rottura bilanciata).

Dalla **condizione di equilibrio alla rotazione**, intorno all'asse baricentrico, si ottiene:

$$M_{Rd,bil} = \kappa f_{cd} b d \xi_{bil} \left(\frac{h}{2} - \eta \xi_{bil} d \right) + f_{yd} A_s (\mu + 1) \frac{d - \delta}{2}$$

$$m_{rd,bil} = \kappa \left(\frac{1 + \lambda}{2} \xi_{bil} - \eta \xi_{bil}^2 \right) + \omega (\mu + 1) \frac{1 - \lambda}{2}$$



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

punto B: rottura bilanciata

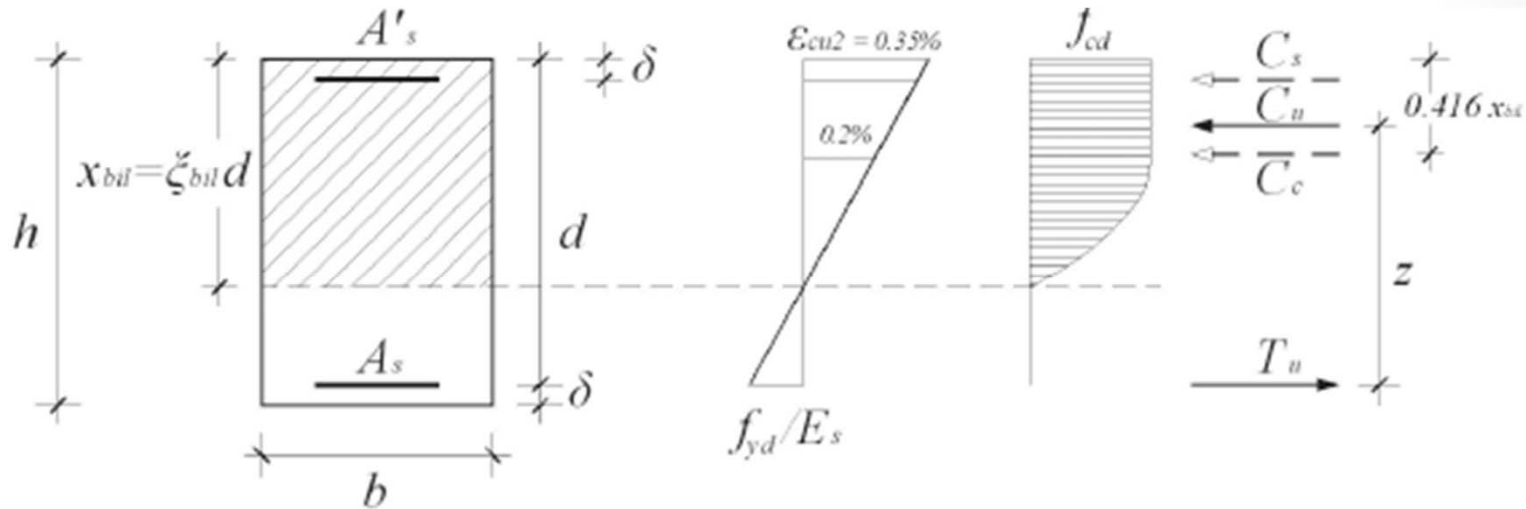
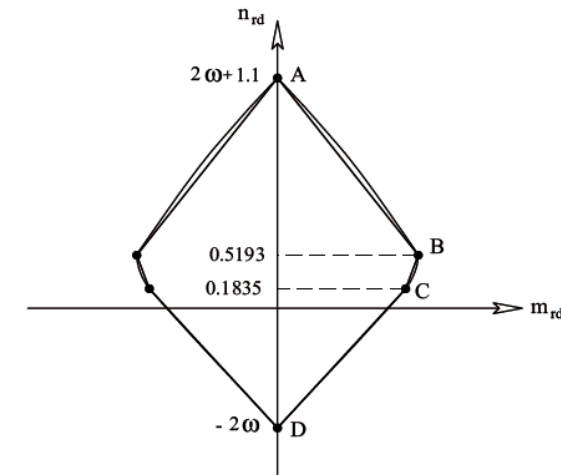
Il diagramma delle ε è quello corrispondente al contemporaneo raggiungimento della deformazione ultima della fibra maggiormente compressa e della deformazione di snervamento dell'armatura tesa (rottura bilanciata).

Nell'ipotesi:

- cls di classe $\leq C50/60$;
- armatura simmetrica;
- $\lambda=0.1$

$$\begin{aligned} \kappa &= 0,809 \\ \eta &= 0,416 \\ \xi_{bil} &= 0,641 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{rd,bil} &= 0.5193 \\ m_{rd,bil} &= 0.147 + 0.9 \cdot \omega \end{aligned}$$



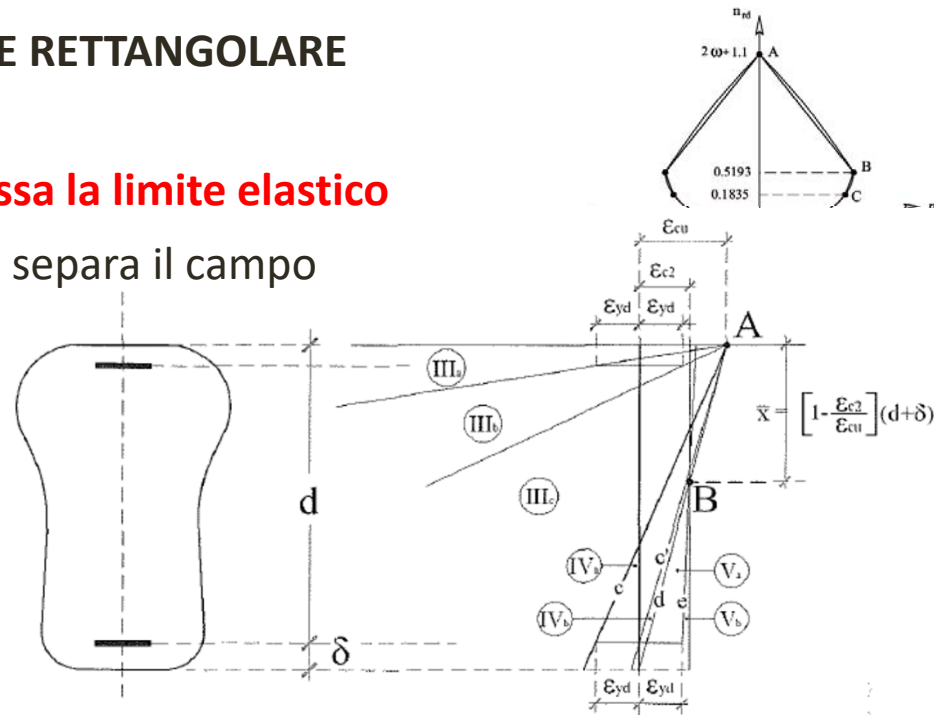
FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

punto C: **rottura con armatura compressa la limite elastico**

La condizione deformativa è quella che separa il campo III_b dal campo III_c

La posizione dell'asse neutro è pari a:

$$\xi_C = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{yd}} = \lambda \frac{3.5}{3.5 - 1.956} = 2.267 \lambda$$



Equilibrio alla traslazione orizzontale, con entrambe le armature snervate:

$$N_{Rd,C} = \kappa f_{cd} b d \xi_C + f_{yd} A_s (\mu - 1)$$

$$n_{rd,C} = \kappa \xi_C + \omega (\mu - 1)$$

$$\kappa = 0,809$$

$$\eta = 0,416$$

$$\xi_{bil} = 0,641$$

Equilibrio alla rotazione intorno all'asse baricentrico

$$M_{Rd,C} = \kappa f_{cd} b d \xi_C \left(\frac{h}{2} - \eta \xi_C d \right) + f_{yd} A_s (\mu + 1) \frac{d - \delta}{2}$$

$$m_{rd,C} = \kappa \left(\frac{1 + \lambda}{2} \xi_C - \eta \xi_C^2 \right) + \omega (\mu + 1) \frac{1 - \lambda}{2}$$

$$n_{rd,bil} = 1.835 \lambda = 0.1835$$

$$m_{rd,bil} = 0.0836 + 0.9 \cdot \omega$$

FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

punto D: **rottura per trazione semplice**

Lo SLU per **trazione centrata** presuppone il **calcestruzzo non reagente e tutta l'armatura snervata**.

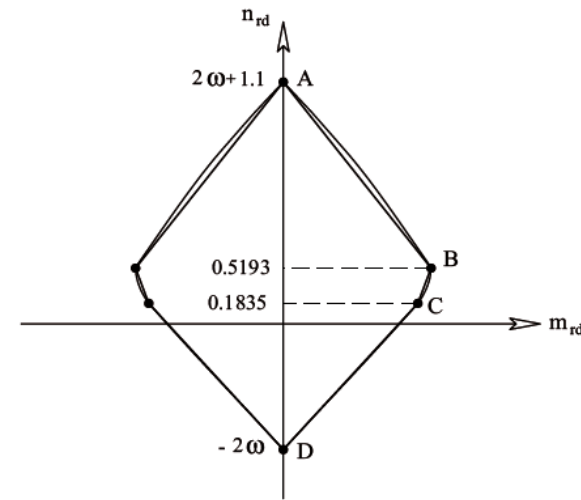
La condizione di equilibrio alla traslazione porta a:

$$N_{Rd} = -f_{yd} A_s (\mu + 1)$$

$$n_{rd} = -\omega (\mu + 1)$$

che nelle ipotesi di armatura simmetrica diventa:

$$n_{rd} = -2\omega$$



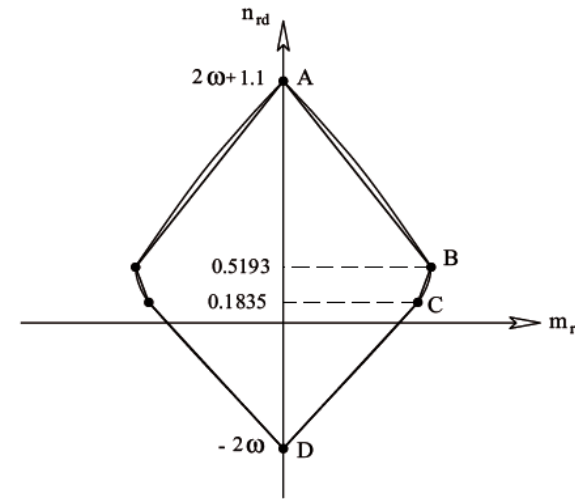
FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

Una volta individuate le coordinate dei quattro punti assunti come rappresentativi del dominio di interazione, la condizione di verifica consiste nel controllare che in corrispondenza dello sforzo normale (n_{sd}) di calcolo risulti che il momento di calcolo (m_{sd}) soddisfi la relazione:

$$m_{sd} \leq \frac{a}{b} (n_{sd} - c) + d$$

dove i parametri a , b , c e d si ricavano dalla tabella seguente in funzione dell'intervallo in cui ricade lo sforzo normale di progetto n_{sd} .

n_{sd}	$\lambda=0.1$			
	a	b	c	d
$2\omega+1.1$	$0.147 + 0.9\omega$	$-0.5807 - 2\omega$	$1.1 + 2\omega$	0
0.5193	-0.0634	-0.3358	0.5193	$0.1470 + 0.9\omega$
0.1835	$-0.0836 - 0.9\omega$	$-0.1835 - 2\omega$	0.1835	$0.0836 + 0.9\omega$
-2ω				



FLESSIONE COMPOSTA RETTA – SEZIONE RETTANGOLARE DOMINI DI INTERAZIONE SEMPLIFICATI

Un'ulteriore drastica semplificazione del dominio è quella rappresentata in figura, basata sulla conoscenza delle sole resistenze di calcolo relative alle sollecitazioni di semplice sforzo normale (n_{rdo}^- , n_{rdo}^+) e di flessione semplice ($\pm m_{rdo}$).

In questo caso la condizione di verifica si esprime con:

sforzo normale di **compressione**

$$\frac{n_{sd}^+}{n_{rdo}^+} + \frac{m_{sd}}{m_{rdo}} \leq 1$$

sforzo normale di **compressione**

$$\frac{n_{sd}^+}{n_{rdo}^+} + \frac{m_{sd}}{m_{rdo}} \leq 1$$

