



Politecnico di Bari

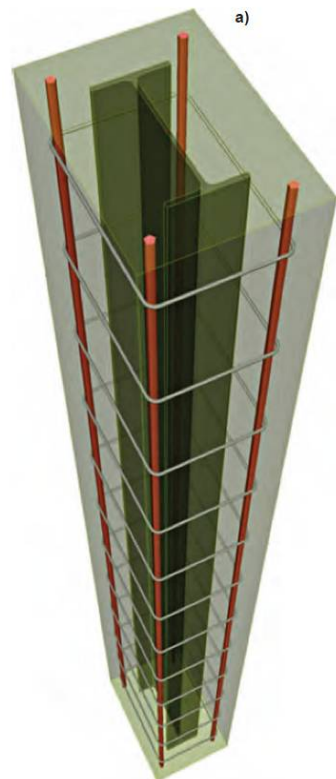
Dipartimento di Ingegneria Civile,
Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica



C.d.L. Magistrale in Ingegneria Civile

Corso di **TECNICA delle COSTRUZIONI 2**

Domenico RAFFAELE
domenico.raffaele@poliba.it



PARTE IV : Strutture miste Acciaio-Calcestruzzo

Lezione n.14 : La COLONNE COMPOSTE



Politecnico di Bari
Tecnica delle Costruzioni 2
Domenico RAFFAELE

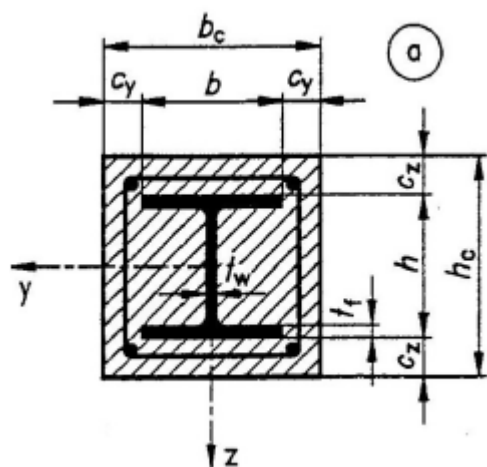


A.A. 2019-2020

VANTAGGI E TIPOLOGIE

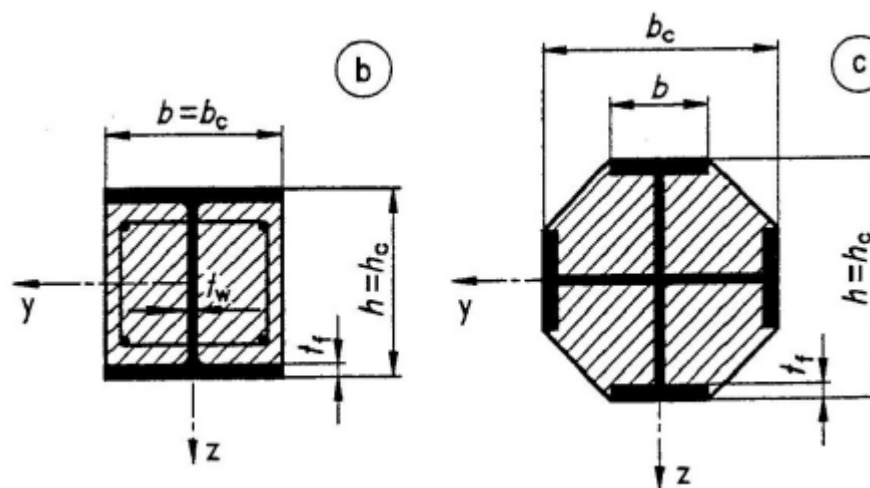
Fino agli anni '70 del secolo scorso la principale funzione del calcestruzzo nelle colonne composte era quella di « **proteggere** » il profilo metallico **in caso di incendio** e, più raramente, dalla corrosione. Il suo contributo statico era trascurato. Nel tempo, metodi di progetto delle colonne si sono affinati e consentono un progetto efficiente in cui trarre il massimo beneficio dalla presenza del calcestruzzo.

Le tipologie previste in EC4 sono essenzialmente **tre**:



1 sezioni completamente rivestite di calcestruzzo

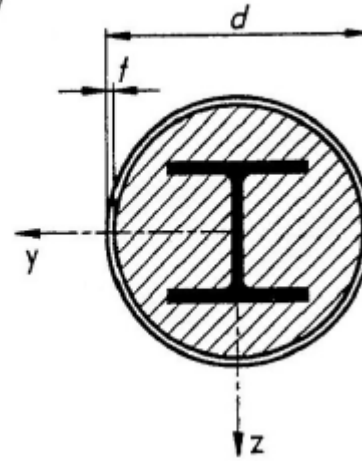
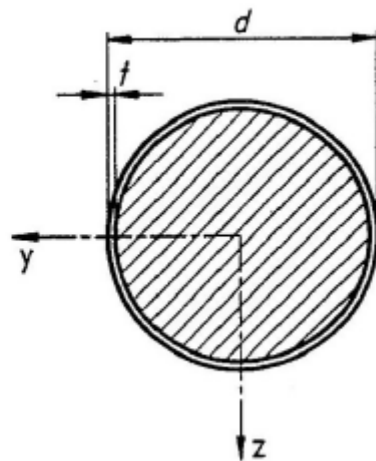
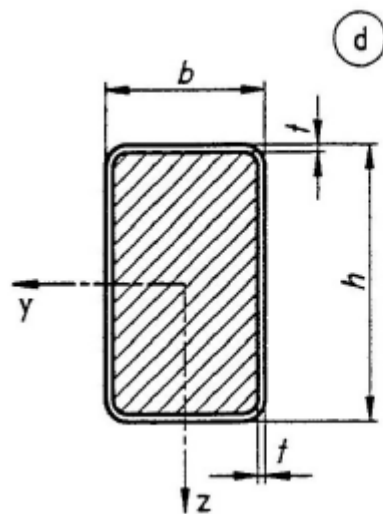
Il profilo metallico è interamente inglobato nel conglomerato



2 sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo

In questo caso il calcestruzzo lascia scoperte la parte esterna delle ali del profilo metallico





In questa terza categoria è prevista una **soluzione mista** nella quale un profilo a doppio T è immerso nel calcestruzzo che riempie un profilo tubolare

3 sezioni riempite di calcestruzzo

In questo caso il calcestruzzo riempie un profilo tubolare e può confinare il calcestruzzo con un incremento di **resistenza** e **duttilità** della colonna

questa soluzione si avvicina al primo o al terzo tipo di colonna a seconda dell'importanza relativa dei due profili di acciaio.

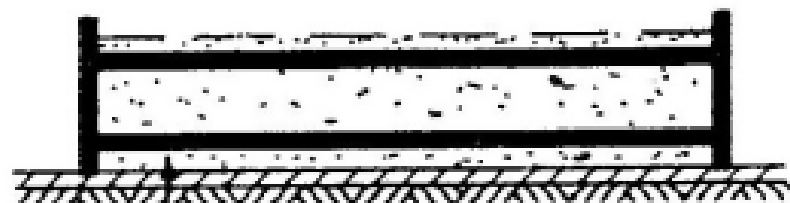
Tutte le tipologie hanno una **ridotta sensibilità all'instabilità locale**, e possono quindi sfruttare a pieno in molti casi la **resistenza plastica** della sezione



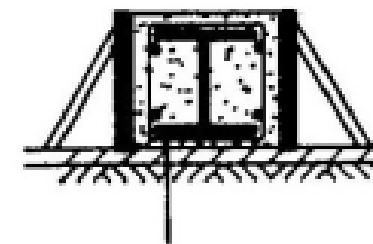
MODALITA' COSTRUTTIVE

1 COLONNE completamente rivestite di calcestruzzo

IL PROFILATO È
COMPLETAMENTE
AVVOLTO
NEL CALCESTRUZZO



GETTO TRADIZIONALE
IN CASSAFORMA

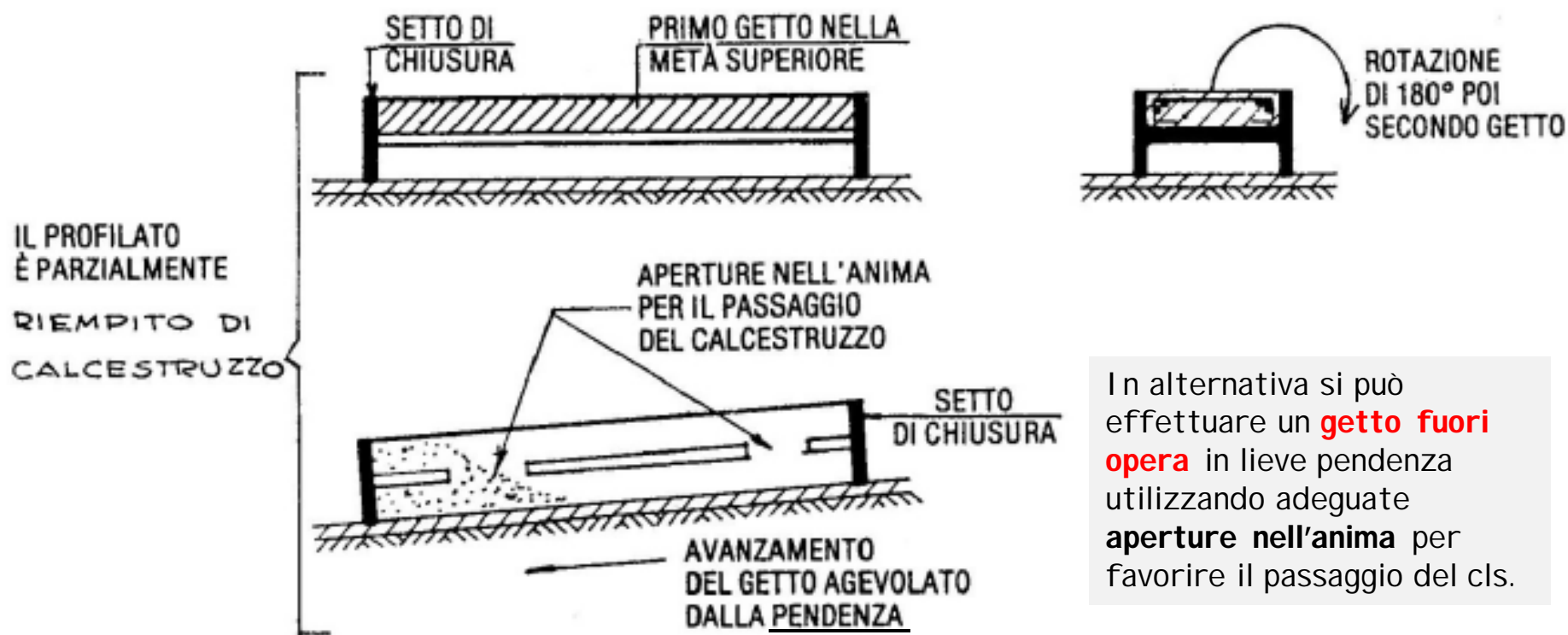


ATTENZIONE ALLA
ESECUZIONE DEL GETTO
SOTTO IL PROFILATO

È possibile effettuare il **getto fuori opera** in una cassaforma orizzontale, con l'accortezza di mantenere sia il profilato che le barre longitudinali sollevate dal fondo della cassaforma mediante **opportuni distanziatori** in modo da assicurare il prescritto spessore di copriferro.

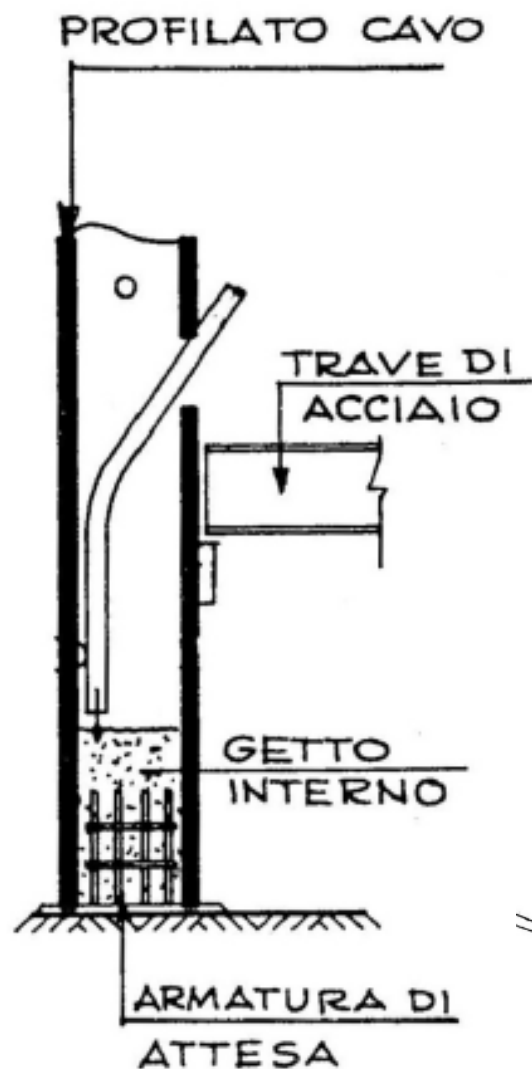
2 COLONNE parzialmente rivestite di calcestruzzo

Si può effettuare il getto fuori opera, disponendo il profilato in posizione orizzontale, senza cassaforma, ma solo con paretine di chiusura in corrispondenza delle testate: si getta la metà superiore e, dopo la presa e l'inizio dell'indurimento, si ruota il profilato di 180° intorno al suo asse longitudinale e si effettua il getto di riempimento nell'altra metà.



In alternativa si può effettuare un **getto fuori opera** in lieve pendenza utilizzando adeguate aperture nell'anima per favorire il passaggio del cls.

3 COLONNE riempite di calcestruzzo

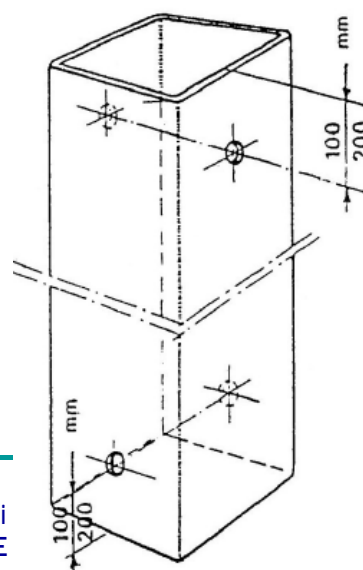


Nel caso di colonne costituite da un profilo metallico cavo riempito di cls, si dispone l'elemento di acciaio in situ, di solito per l'altezza di 2-3 piani. **Il getto è realizzato in opera.**

Il riempimento dei profilati cavi può essere effettuato:

- ☐ - **per gravità**, mediante un imbuto o con mezzi simili, quando la lunghezza del profilo non supera i 3 m
- ☐ - **per pompaggio con tubo tuffante**, che si inserisce in apposite aperture praticate nella parete metallica all'altezza dei vari piani

E' indispensabile **l'otturazione delle estremità libere della colonna**, con inserimento di opportuno diaframma, onde evitare qualsiasi **infiltrazione d'acqua**.



contro le conseguenze di incendio vanno realizzati **fori di sfiato** (10÷15 mm) disposti a coppie ortogonalmente orientate.

I fori vanno previsti su ogni tronco e ad ogni piano e vanno situati a 100÷200 mm di distanza dall'estremità di ciascun tronco.

I fori di sfiato evitano lo scoppio della colonna sotto la pressione del **vapor d'acqua di disidratazione del cls** interno **in caso d'incendio**.



L'ANALISI SEZIONALE ELASTICA

È basata sulle ipotesi classiche della teoria del c.a.

Ipotesi di base:

- ☐ legame costitutivo **elastico lineare** sia per l'acciaio che per il cls
- ☐ conservazione delle **sezioni piane**
- ☐ **conglomerato** cementizio **non resistente a trazione**
- ☐ **aderenza** acciaio-cla perfetta

Si utilizza il METODO DELLA SEZIONE OMOGENEIZZATA

$$n = E_a / E'_c$$

CARICHI DI BREVE DURATA

$$E'_c = E_c$$

CARICHI DI LUNGA DURATA

$$E'_c = E_c / 3$$

Nell'ANALISI in entrambi i casi si può usare

$$E'_c = E_c / 2$$

Devono essere considerati gli effetti del **ritiro** e della **viscosità** solo se essi possono ridurre la stabilità strutturale in modo significativo.

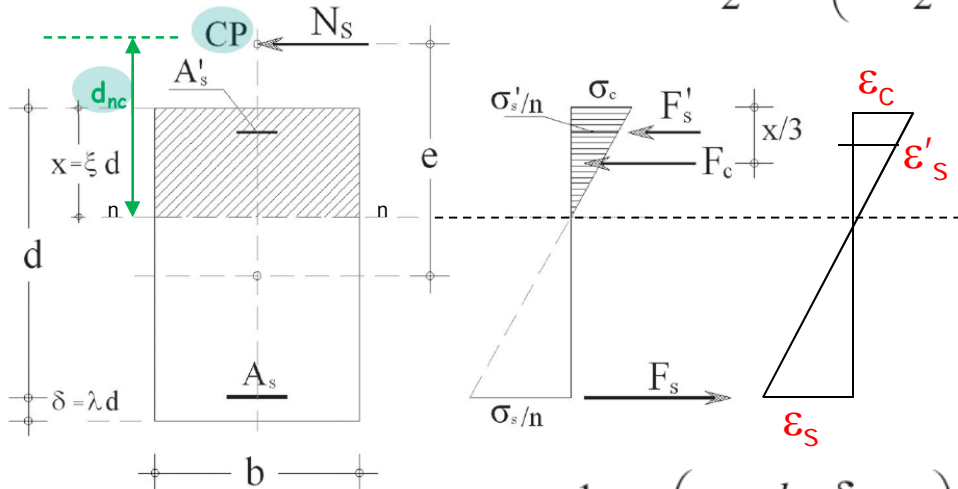
Gli effetti della viscosità possono essere ignorati se l'incremento dei momenti flettenti del 1° ordine dovuto alle deformazioni viscosi ed allo sforzo assiale sotto i carichi permanenti non è maggiore del **10%**. Tali effetti possono comunque essere trascurati nel caso di membrane compresse snelle in **telai a nodi fissi**, collegate ai solai o alle travi in entrambe le sezioni di estremità.



Un richiamo della **analisi elastica** della sezione in c.a. PRESSOI NFLESSA

Equilibrio alla rotazione intorno a C_p

$$\frac{1}{2} \sigma_c b x \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + \frac{x}{3} \right) + \sigma'_s A'_s \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + \delta \right) - \sigma_s A_s \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + d \right) = 0$$



$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d-x} \rightarrow \frac{\sigma_c}{x} = \frac{\sigma_s}{n(d-x)} \rightarrow \sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x}$$

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon'_s}{x-\delta} \rightarrow \frac{\sigma_c}{x} = \frac{\sigma'_s}{n(x-\delta)} \rightarrow \sigma'_s = n \sigma_c \frac{x-\delta}{x}$$

Eq. alla rot. intorno a C_p

$$\frac{1}{2} b x^2 \left(e - \frac{d+\delta}{2} + \frac{x}{3} \right) + n A'_s (x-\delta) \left(e - \frac{d-\delta}{2} \right) - n A_s (d-x) \left(e + \frac{d-\delta}{2} \right) = 0$$

$$\frac{1}{2} b x^2 \left(e - \frac{h}{2} + x - \frac{2}{3} x \right) + n A'_s (x-\delta) \left(e - \frac{d-\delta}{2} + (x-\delta) - (x-\delta) \right) - n A_s (d-x) \left(e + \frac{d-\delta}{2} + (d-x) - (d-x) \right)$$

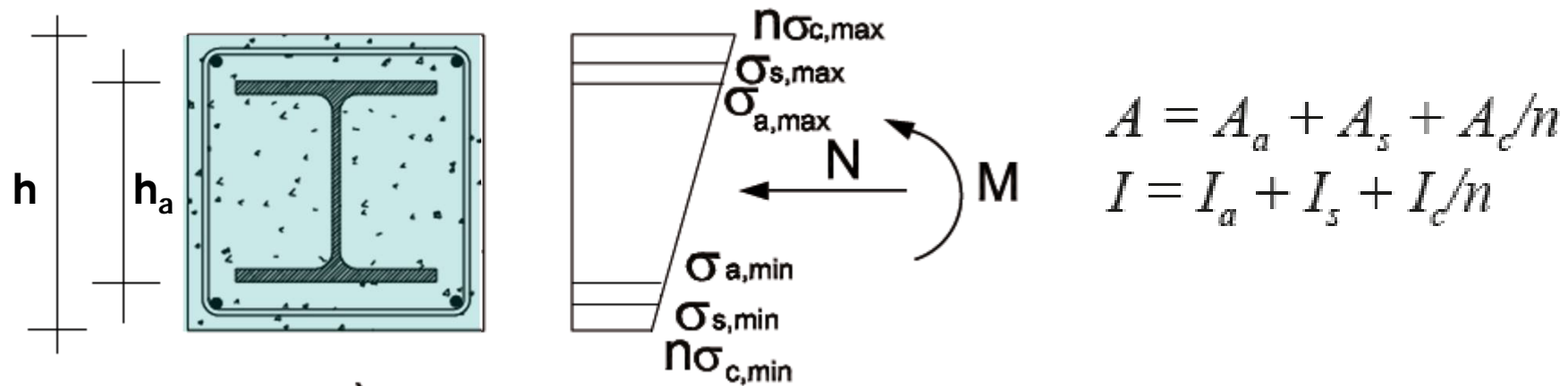
$$\underbrace{-\frac{1}{3} b x^3}_{-I_{nc}} + \underbrace{\frac{1}{2} b x^2 \left(e - \frac{h}{2} + x \right)}_{S_{nc}} + \underbrace{-n A'_s (x-\delta)^2}_{-I_{A's}} + \underbrace{n A'_s (x-\delta) \left(e - \frac{d+\delta}{2} + x \right)}_{S_{A's}} + \underbrace{-n A_s (d-x)^2}_{-I_{As}} + \underbrace{n A_s (d-x) \left(e - \frac{d+\delta}{2} + x \right)}_{S_{As}} = 0$$

d_{nc} = distanza asse n - C.P.

$$I_n - S_n \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} - \frac{h}{2} + x_{el} \right) = 0$$

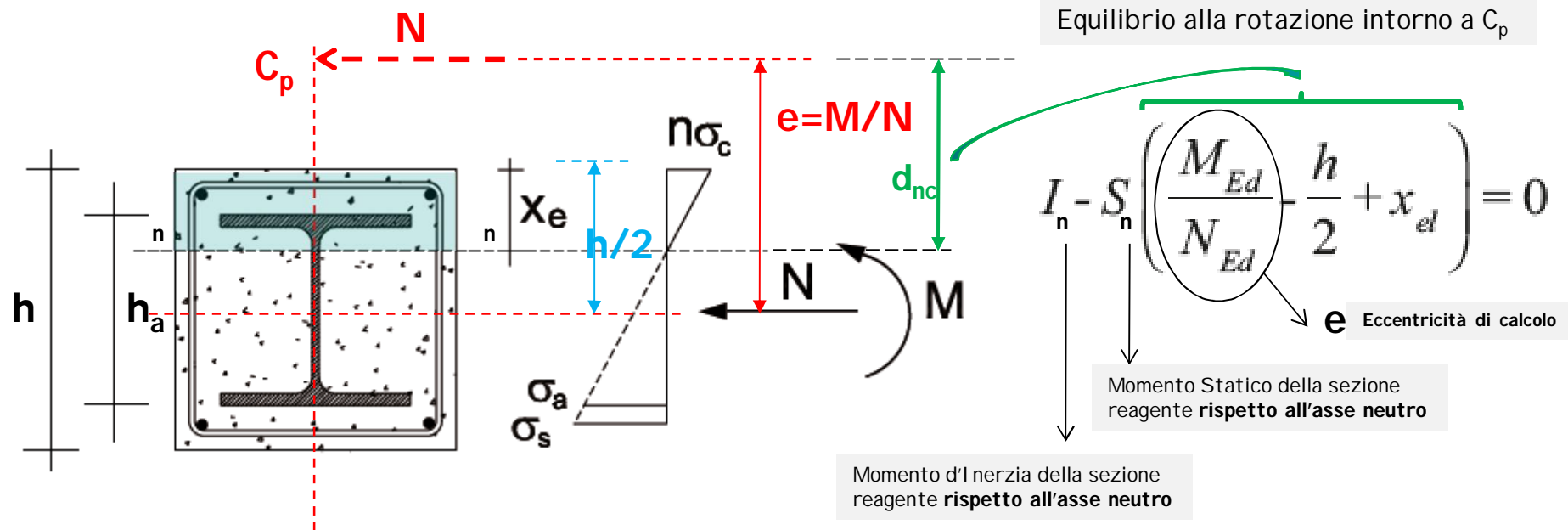


Presso-Flessione: l'analisi elastica



$$A = A_a + A_s + A_c/n$$

$$I = I_a + I_s + I_c/n$$



L'ANALISI SEZIONALE PLASTICA

COMPRESSIONE SEMPLICE: l'analisi plastica

La resistenza della sezione a compressione semplice può in generale essere ottenuta come

Σ delle resistenze delle tre componenti (calcestruzzo, acciaio strutturale e acciaio da armatura).

Questa condizione tuttavia è raggiunta solo quando le deformazioni associate sono compatibili con quelle massime del calcestruzzo. Poiché il **cls** raggiunge la massima tensione per una deformazione del **2‰**, si deduce che l'acciaio riesce a plasticizzarsi solo se ha snervamento

$$\sigma_s \leq 2\text{‰} \cdot 210.000 \text{ N/mm}^2 = 420 \text{ N/mm}^2.$$

Nel rispetto di questo limite, la resistenza plastica della sezione vale:

$$N_{pl} = A_a f_{yd} + A_s f_{ys} + A_c \alpha f_{cd}$$

PER SEZIONI RIEMPITE $\alpha = 1.0$

per le quali si tiene conto dell'effetto
benefico del **confinamento**

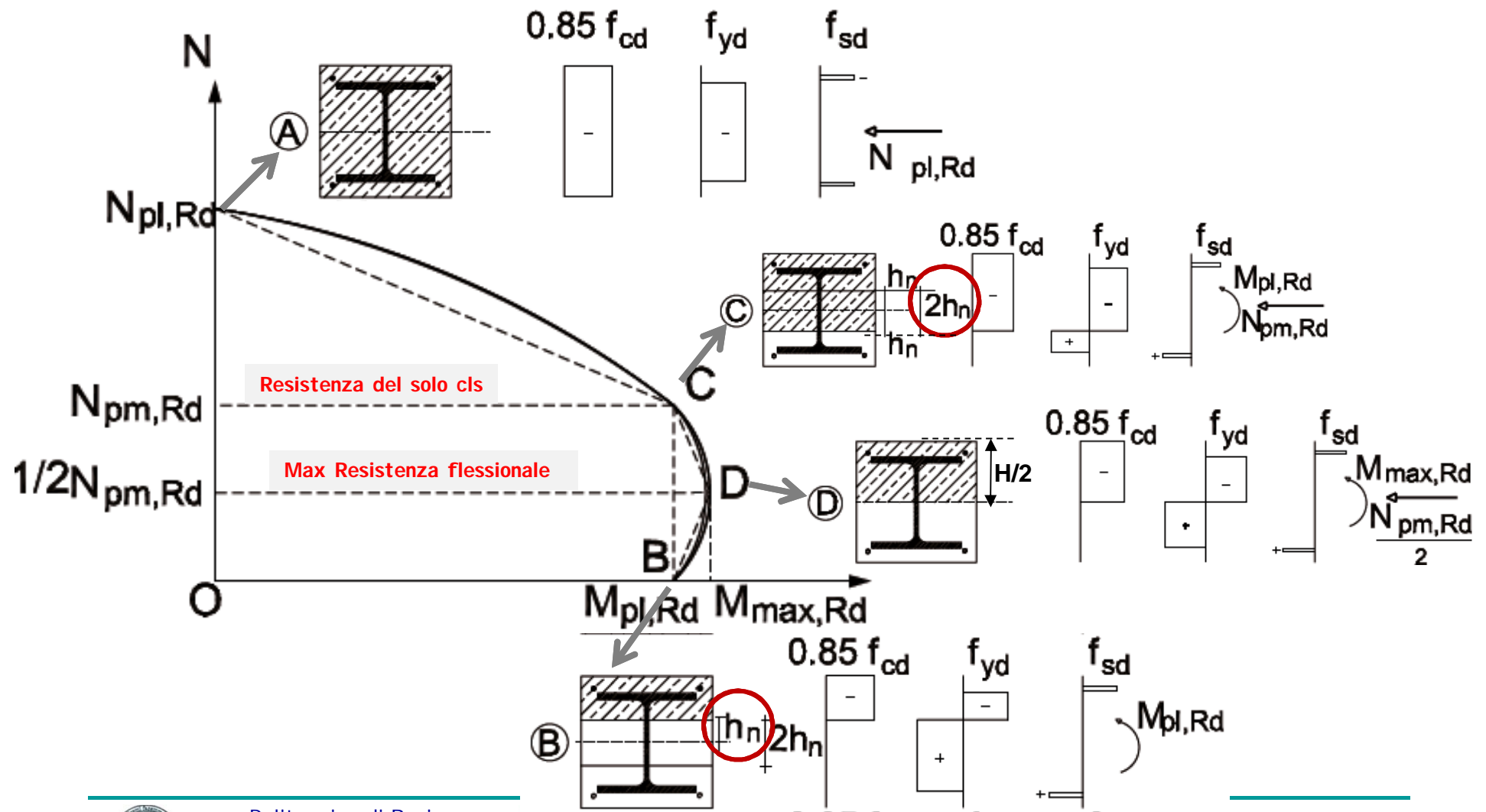
(Per questo tipo di sezione, la **trazione radiale nel profilo metallico** indotta dall'azione di confinamento può ridurne le prestazioni ultime).

$\alpha = 0.85$ PER SEZIONI RIVESTITE



PRESSO-FLESSIONE: l'analisi plastica

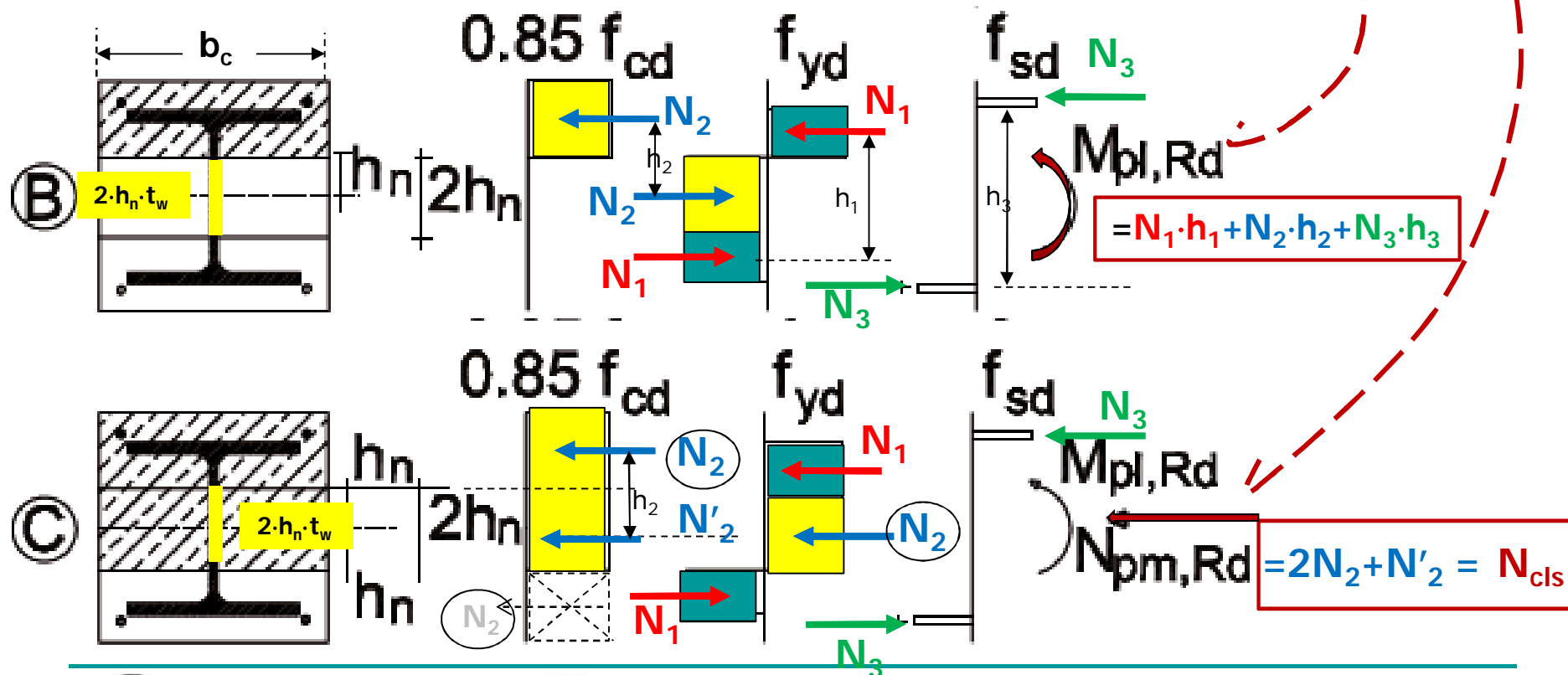
La resistenza della sezione soggetta a momento flettente M e ad azione assiale N deve essere verificata con riferimento al **DOMINIO ULTIMO DI INTERAZIONE M-N**



OSSERVAZIONE

Lo sforzo normale corrispondente al punto C del dominio vale $0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ equivale cioè alla **resistenza del solo cls** $= 3N_2$

$$2 \cdot h_n \cdot t_w \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot (h_c/2 - h_n) \rightarrow h_n$$



Nelle verifiche **allo SLU di Elementi** *Compressi* o *Pressoinflessi* accanto alla **resistenza** della sezione trasversale occorre effettuare la **verifica di stabilità** dell'intera membratura.

Sia nel caso di colonne compresse che presso-inflesse EC4 consente **2 metodologie di calcolo**:



un **metodo generale** che può essere applicato anche a **sezioni non simmetriche** e con **sezione non costante**;



un **metodo semplificato**, che si applica solo a colonne con **sezione doppiamente simmetrica** e **costante**.

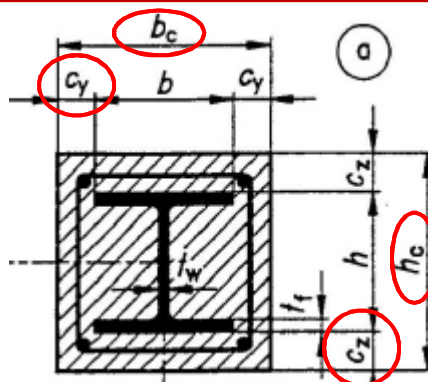


Tratteremo esclusivamente il metodo semplificato, soffermandoci inizialmente sulle **ulteriori condizioni di applicabilità del metodo**.



CONDIZIONI DI APPLICABILITÀ DEL METODO SEMPLIFICATO

Caratteristiche dimensionali



$$0.2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5.0$$

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0.4 b$$

$$40 \text{ mm} \leq c_z \leq \begin{cases} b/6 \\ 0.3h \end{cases}$$

resistenza plastica a compressione
della sola sezione di acciaio

Contributo meccanico dell'acciaio

$$\delta = \frac{A_a f_{ad}}{N_{pl,Rd}}$$

resistenza plastica a compressione
della sezione composta

$$0.2 \leq \delta \leq 0.9$$

Se $\delta < 0.2$ la colonna va
progettata come pilastro in c.a.

Se $\delta > 0.9$ la colonna va
progettata come ritto in acciaio

Snellezza relativa

$$\bar{\lambda} \leq 2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

resistenza caratteristica a
compressione della sezione

carico critico elastico della colonna

$$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_e / l^2$$

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c 0.85 f_{ck} + A_s f_{sk}$$

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$$

Per Sez. Rivestite

Per Sez. Riempite

$$(EJ)_e = E_a J_a + E_{cd} J_c + E_s J_s$$

0.6 · E_c

Barre di Armatura longitudinale

Come per il C.A.

$\phi_{barre} \geq 8 \text{ mm}$; interasse barre $\leq 250 \text{ mm}$

$\phi_{staffe} \geq 6 \text{ mm}$; interasse staffe $\leq 200 \text{ mm}$

$$0.3\% A_c \leq A_s \leq 6\% A_c$$



COLONNE COMPRESSE

PASSI DEL METODO SEMPLIFICATO

La capacità portante N_{Rd} della colonna è espressa come riduzione della resistenza ultima della sezione $N_{pl,Rd}$, ovvero come:

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

Valutazione del coefficiente riduttivo χ

1

Si calcola la

Snellezza relativa

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

resistenza caratteristica a compressione della sezione

carico critico elastico della colonna

$$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_e / \ell^2$$

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c 0.85 f_{ck} + A_s f_{sk}$$

Per **Sez. Rivestite**

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$$

Per **Sez. Riempite**

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c$$

per tener conto della **non linearità meccanica del conglomerato**

Il coefficiente correttivo sperimentale $K_e = 0.6$, consigliato da EC4 tiene conto della progressiva riduzione del modulo con il crescere del carico

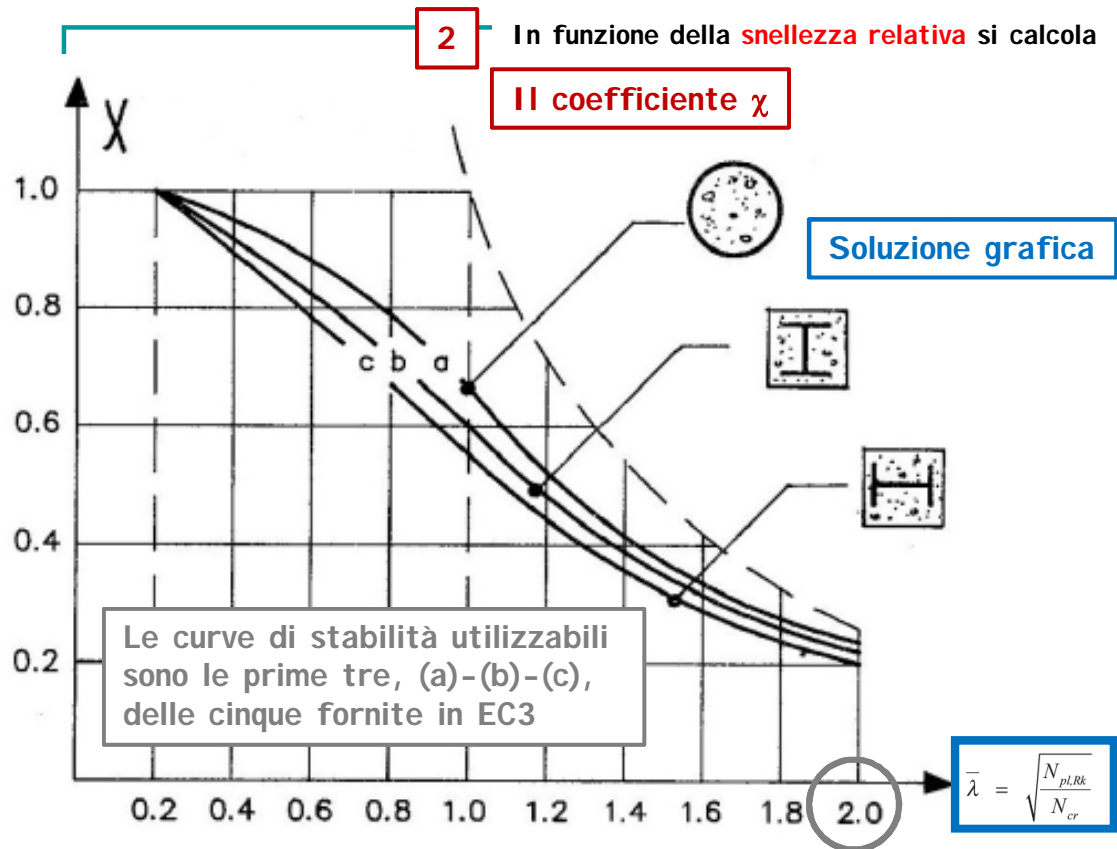
per tener conto delle **azioni a lungo termine**

Si sostituisce ad E_{cm} un valore efficace $E_{c,eff}$

$$E_{c,eff} = E_{cm} / \left[1 + \left(N_{G,Ed} / N_{Ed} \right) \varphi_t \right]$$

quota parte **permanente** di N_{Ed}





Soluzione analitica

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (\leq 1)$$

$$\Phi = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

curva	a	b	c
fattore α	0.21	0.34	0.49

Tipologia di sezione	Rapporto geometrico armatura	Asse di instabilità	Curva di instabilità
		y-y	b
		z-z	c
		y-y	b
		z-z	c
circolare e rettangolare 	$\rho_s \leq 3\%$	y-y z-z	a
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	y-y z-z	b
		y-y	b
		z-z	c
		y-y z-z	b
Curva	a	b	c
Fattore α	0.21	0.34	0.49



... in conclusione la verifica allo SLU:

COLONNE COMPRESSE

3

RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DELL'INTERA COLONNA

$$C_{pl,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

4

LA VERIFICA DI STABILITÀ A SFORZO ASSIALE DI COMPRESSIONE

$$N_{Sd} \leq C_{pl,Rd}$$



COLONNE PRESSOFLESSE

Il primo problema da risolvere è se l'analisi per il calcolo della sollecitazione flessionale vada condotta al **1°** o al **2° ordine**

A tal fine **EC4** impone il seguente controllo:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}}$$

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

Analisi al 1° ORDINE

$$\alpha_{cr} < 10$$

Analisi al 2° ORDINE

$$N_{cr,eff} = \pi^2 \frac{(EJ)_{eff,II}}{l_0^2}$$

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c)$$

$$K_0 = 0,9$$

Coeff. Di calibrazione

$$K_{e,II} = 0,5$$

Coeff. di fessurazione

$$E_{c,eff} = E_{cm} / \left[1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t \right]$$

Effetto della viscosità

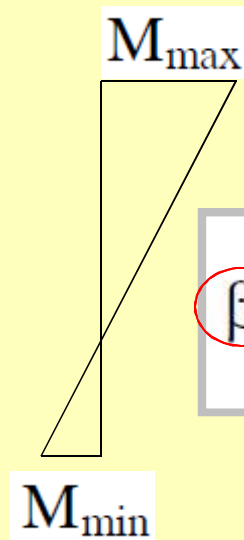
Dall'analisi condotta al 1° o al 2° ordine si ricava la sollecitazione flessionale di calcolo **M_{Ed}** nella sezione critica e si conduce la **verifica sezionale a pressoflessione**



NOTA

NTC consente di mettere in conto gli effetti del 2° ordine, incrementando i Momenti ottenuti dall'analisi elastica tramite il coefficiente amplificativo

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \geq 1,0$$



$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot \frac{M_{\max}}{M_{\min}} \geq 0,44$$

Gli M sono da assumere concordi se tendono le fibre poste dalla stessa parte dell'elemento.

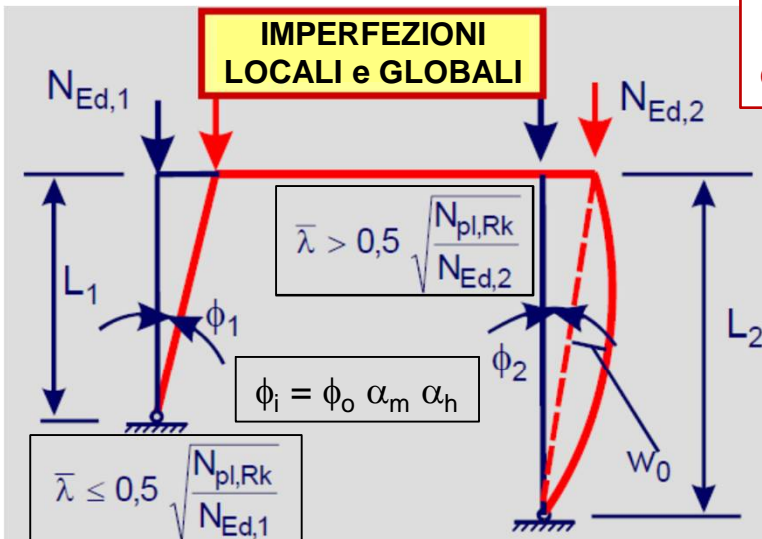
(se M è costante $M_{\max}=M_{\min}$ e $\beta=1,1$).

$$M_{Ed,2^\circ} = k \cdot M_{Ed,1^\circ}$$



Analisi **GLOBALE**

Messa in conto delle **IMPERFEZIONI** (Locali e Globali)



Le imperfezioni locali possono essere sostituite con forze distribuite q_h equivalenti, applicate a ciascuna colonna

All'interno di un'analisi globale, le imperfezioni locali delle aste presso-inflesse possono essere trascurate quando è possibile utilizzare l'analisi del 1° ordine. Laddove si dovrebbe usare l'analisi del 2° ordine, le imperfezioni locali possono essere trascurate all'interno dell'analisi globale solo se:

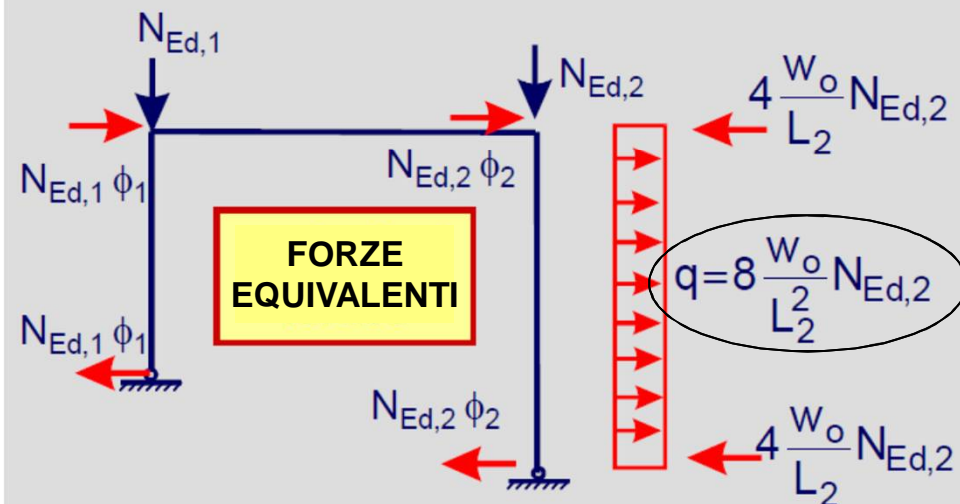
$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Ed,i}}}$$

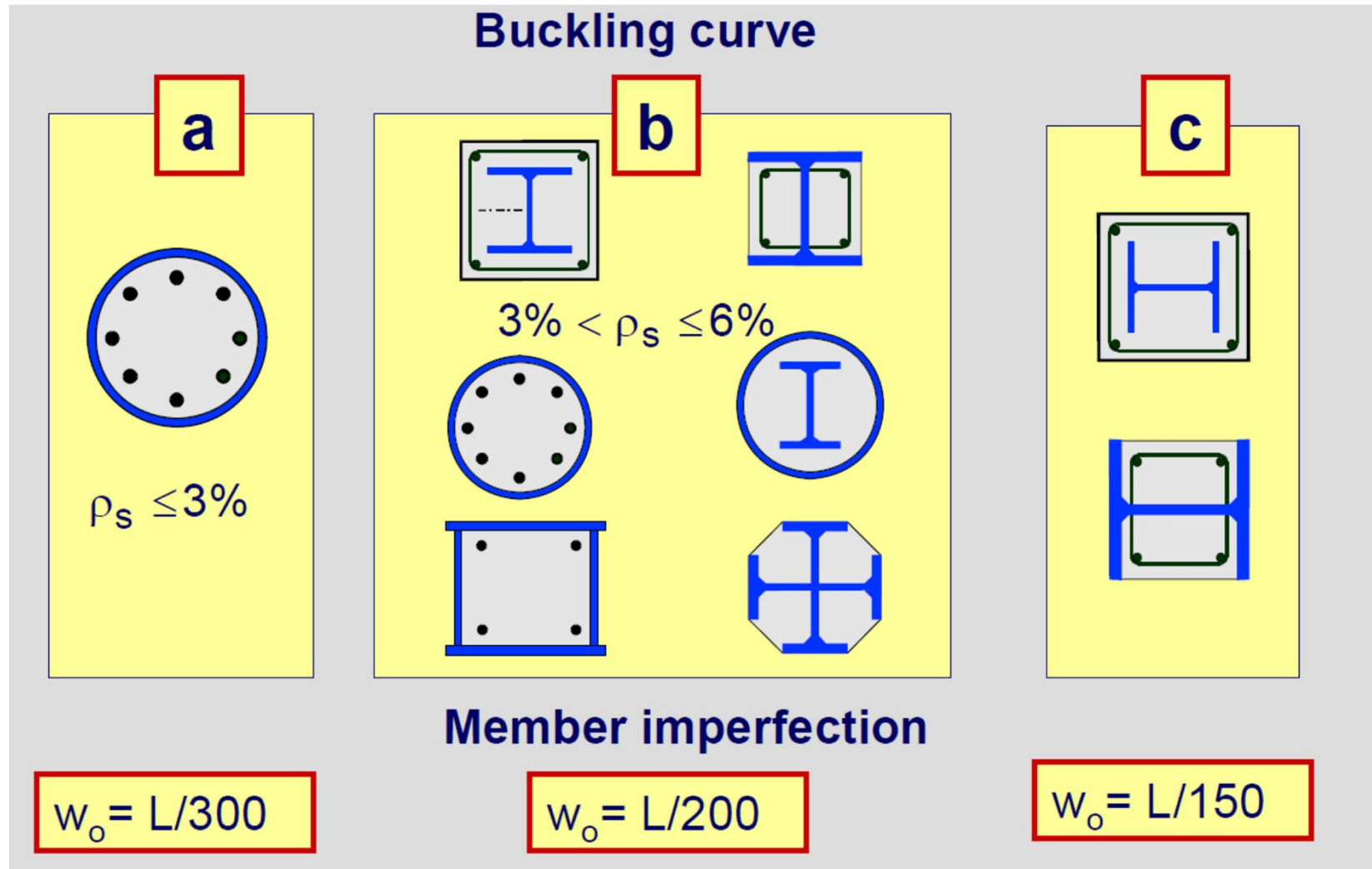
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EJ)_{eff}}{L_i^2}$$

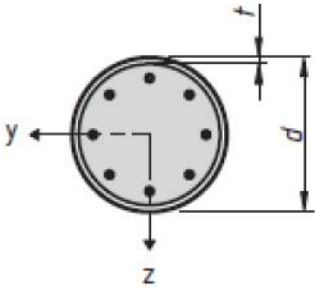
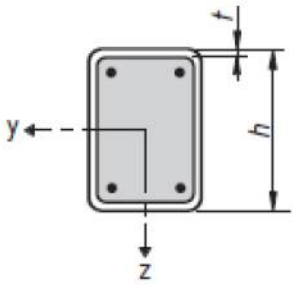
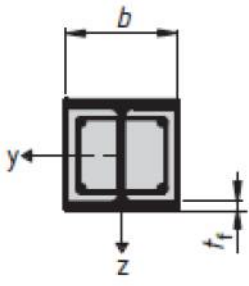
$$(EJ)_{eff} = (E_a J_a + 0,6 E_{c,eff} J_c + E_s J_s)$$

Per i valori di w_o si veda la slide successiva





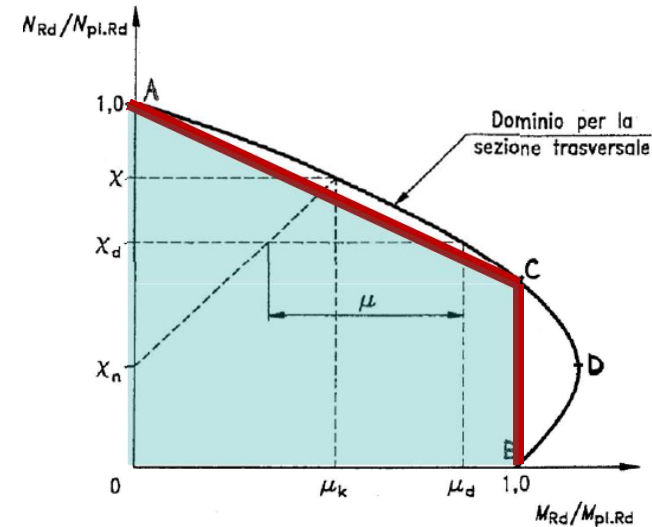
L'effetto di **instabilità locale** si può trascurare in colonne completamente rivestite ed in colonne con altri tipi di sezione se sono rispettati i limiti geometrici riportati nella seguente Tabella.

Cross-section	Max (d/t), max (h/t) and max (b/t)
<p>Circular hollow steel sections</p> 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
<p>Rectangular hollow steel sections</p> 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p>Partially encased I-sections</p> 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

2

Si costruisce il dominio bilatero

L'indipendenza dei carichi che genera l'impegno statico della sezione consiglia di **non considerare l'incremento di resistenza flessionale per bassi valori del carico assiale**

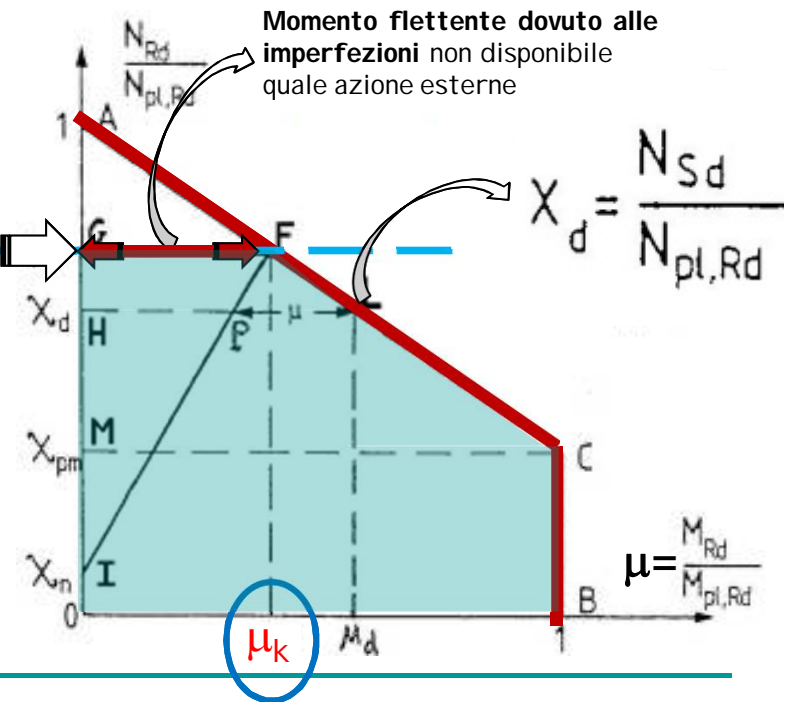


3

Si individua la **resistenza di calcolo $C_{pl,Rd}$ a compressione semplice** dell'intera colonna

$$\chi = \frac{C_{pl,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

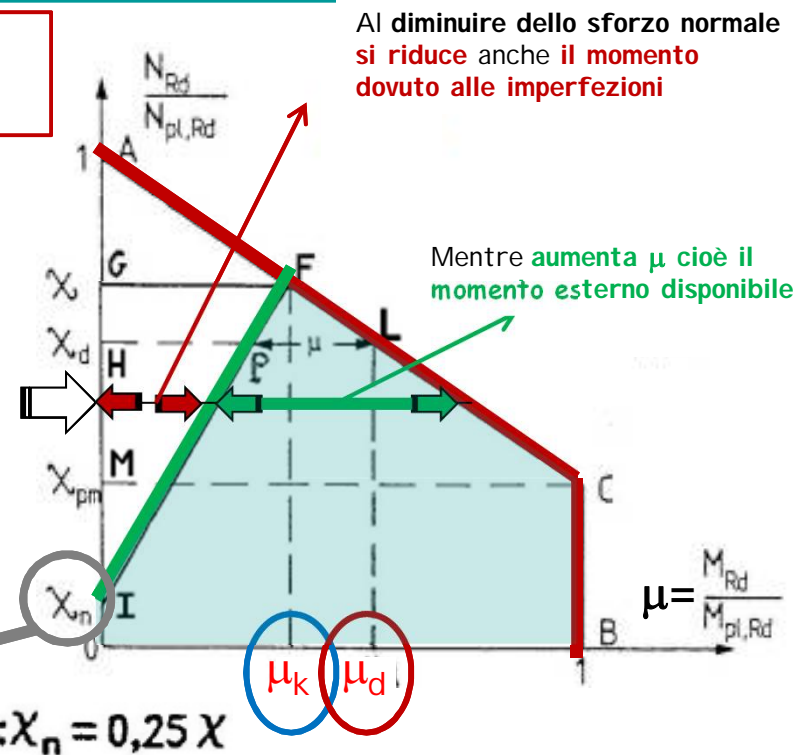
La corrispondente ascissa μ_k esprime il momento adimensionalizzato compatibile con la resistenza di calcolo della colonna ($C_{pl,Rd}$) e dovuto alle **imperfezioni**.



4

Si considerano gli **effetti delle imperfezioni** al variare dello sforzo di compressione

Il segmento rettilineo **IF** rappresenta, in via semplificata, la diminuzione di momento resistente dovuta alle **imperfezioni**, ipotizzata di tipo **lineare**, dal valore μ_k (compatibile col valore massimo di sforzo assiale resistente χ in assenza di momenti esterni) al valore di momento nullo (corrispondente al valore di sforzo assiale χ_n).



$$\chi_n = \frac{\chi(1-r)}{4} \leq \chi_d$$

Il valore di χ_n lo si fa dipendere da come varia il **Momento Flettente di calcolo** lungo la colonna:

$$r = M_A / M_B$$

$$r = 1: \chi_n = 0$$

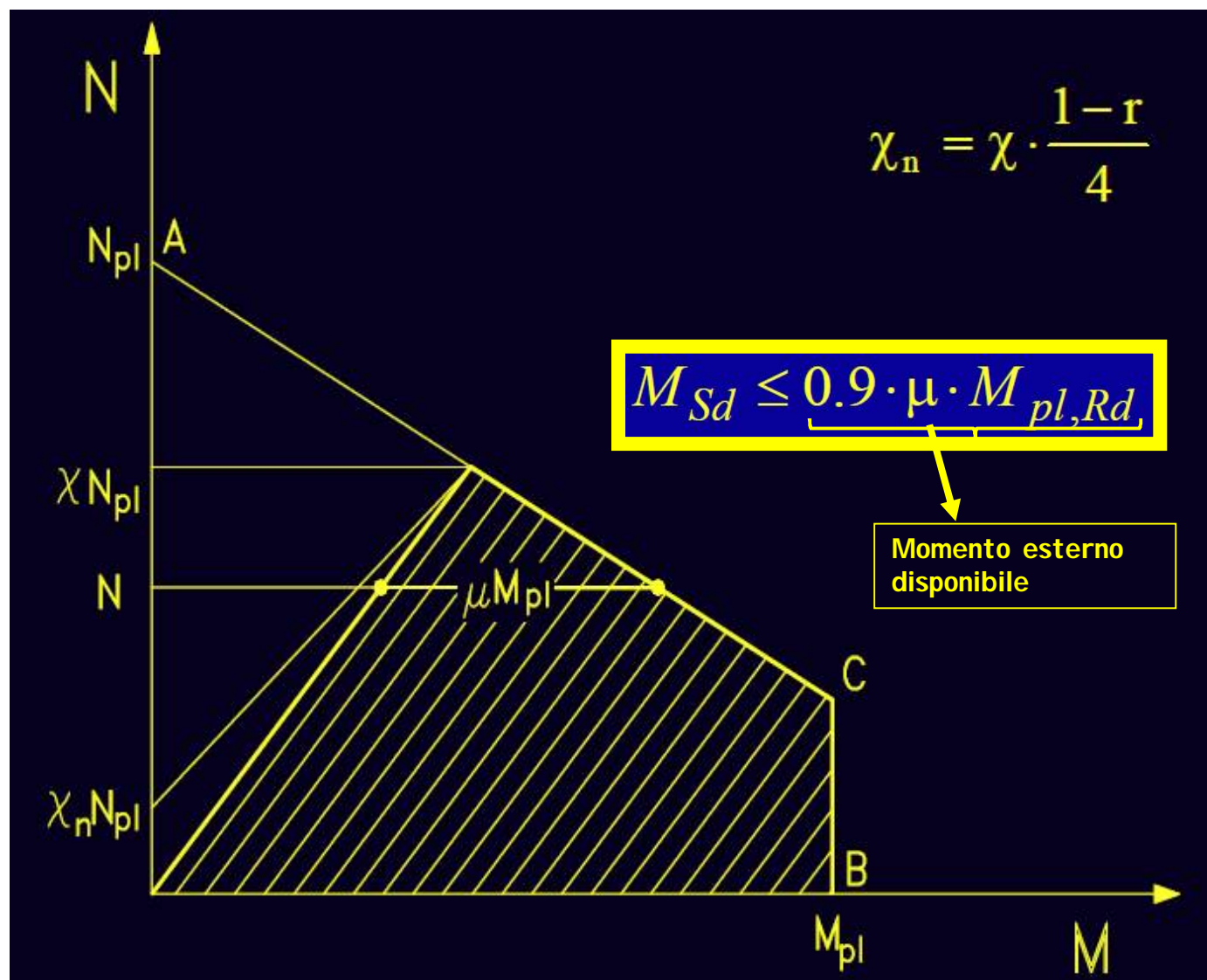


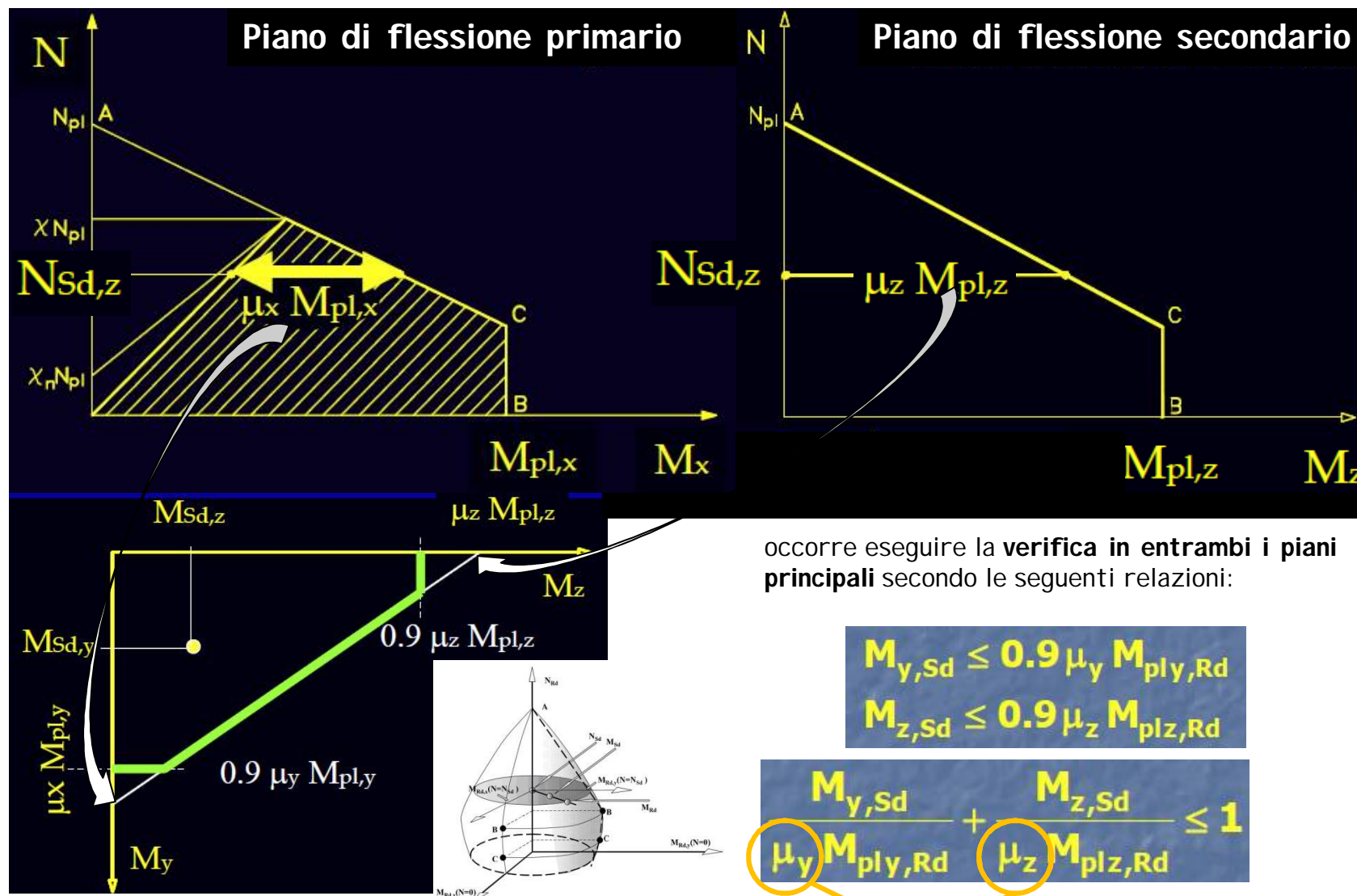
$$r = -1: \chi_n = 0,5 \chi$$



5

Riduzione dominio per **effetti del II° ordine** e verifica di resistenza





LA RESISTENZA A TAGLIO

Come per le travi, **si può assumere che sia il profilo di acciaio a resistere al taglio**, riducendo la resistenza di snervamento dell'area interessata in accordo al criterio di **von Mises**.

Per profili a doppio T impegnati nel piano dell'anima, si assume che l'effetto del **taglio possa essere trascurato** quando:

Quando questa condizione non è rispettata si può adottare nel calcolo della **resistenza a presso-flessione** un'**area ridotta $A_{v,r}$ dell'anima** dedotta dalla formula

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$$

Taglio di progetto

Taglio Plastico resistente

$$A_{v,r} = A_v \left[1 - \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = \frac{A_{v,r} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$



Le principali verifiche concernenti le condizioni di servizio di una colonna composta riguardano:

le **tensioni** di esercizio

le **deformazioni** in grado di non compromettere la funzionalità

I calcoli relativi vanno sviluppati assumendo le classiche ipotesi di validità dell'**Analisi Elastica**

In particolare, per le costruzioni edilizie, i limiti di deformabilità raccomandati per gli **spostamenti laterali alla sommità delle colonne** per c.c. "**rare**" sono:

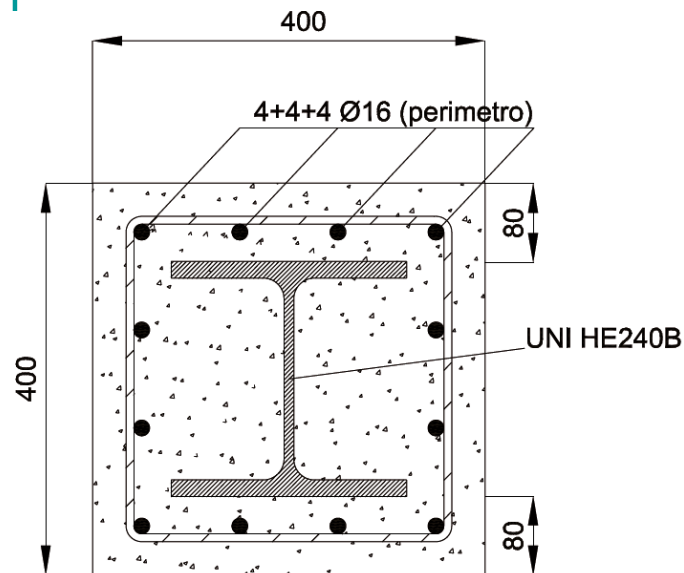
per telai a portale (senza carroponte)	$h/150$	} Drift di interpiano
per altri edifici monopiano	$h/300$	
per ogni piano di edifici multipiano	$h/300$	
per l'intera struttura di edifici multipiano	$h_0/500$	

h è l'altezza della colonna o del piano

h_0 è l'altezza complessiva della struttura

Esempio di calcolo 03

VERIFICA DI UNA COLONNA MISTA incernierata (L=4500 mm)



Caratteristiche geometriche

- Area del profilo $A_a = 10600 \text{ mm}^2$
- Momento di inerzia lungo l'asse maggiore $I_y = 112,6 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
- Momento di inerzia lungo l'asse minore $I_z = 39,23 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
- Altezza del profilo $h_a = 240 \text{ mm}$
- Larghezza della flangia $b_f = 240 \text{ mm}$
- Spessore della flangia $t_f = 17 \text{ mm}$
- Spessore dell'anima $t_w = 10 \text{ mm}$
- Area netta calcestruzzo $A_c = A_{tot} - A_a - A_s = 146988 \text{ mm}^2$
- Area armatura longitudinale $A_s = 2412 \text{ mm}^2$
- Inerzia armatura longitudinale - asse forte $I_y = 41,16 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
- Inerzia armature longitudinali - asse debole $I_z = 41,16 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$

Pesi propri dei materiali e azioni:

- Calcestruzzo armato $\gamma_{CA} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Acciaio da carpenteria $\gamma_A = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Forza normale di progetto (Stati limite ultimi): $N_{Ed} = 1004 \text{ kN}$
- Aliquota data dai carichi permanenti $N_{Eq,G} = 720 \text{ kN}$

Caratteristiche meccaniche

- Rivestimento realizzato in calcestruzzo di classe
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
Resistenza media a compressione [$f_{cm} = f_{ck} + 8$]
Modulo elastico secante [$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$]
- Acciaio per profili di grado S275 (EN 1993-1-1 tab.3.1):
Modulo elastico
Tensione di snervamento caratteristica
- Acciaio per barre di armatura (rivestimento):
Classe C (EN 1992-1-1 prospetto C.1)
Tensione di snervamento caratteristica

C25/30:

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$

$E_a = 210000 \text{ MPa}$
 $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$

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

Coefficienti parziali sui materiali:

- Coefficiente parziale sul calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente parziale sull'acciaio da carpenteria $\gamma_{MO} = 1,05$
- Coefficiente parziale sull'acciaio da armatura $\gamma_s = 1,15$

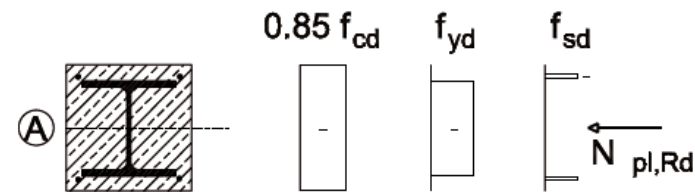
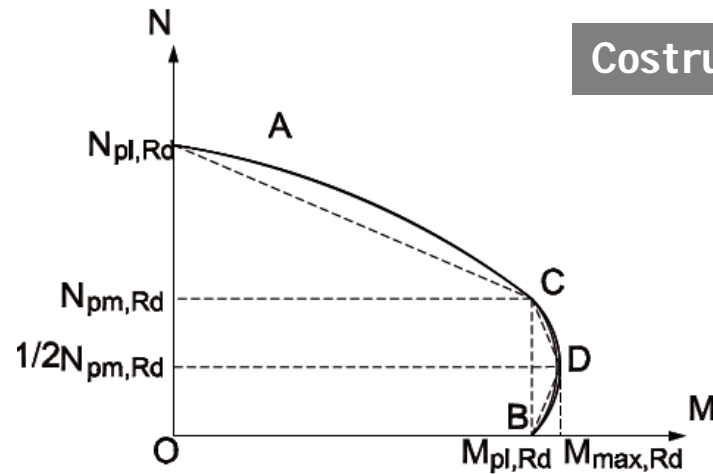
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



Costruzione Dominio di Interazione M-N (SLU)

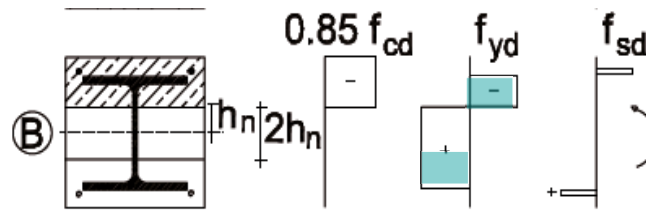


$$N_{Rd,A} = (Bh - A_a - A_s)0,85f_{cd} + A_s f_{sd} + A_a f_{yd} = 5708 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,A} = 0$$

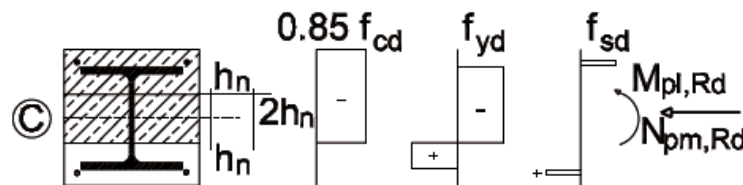
$$N_{Rd,B} = 0,85f_{cd}B(x_B - t_r) + (b_r t_r + t_w(x_B - C_{sup} - t_r))f_{yd} - (b_r t_r + t_w(h_a - C_{sup} - x_B - t_r))f_{yd} = 0$$

$x_B = 105 \text{ mm} = h_n$



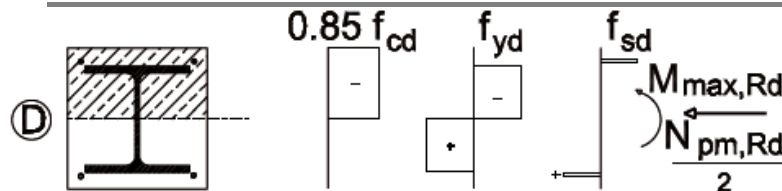
$$M_{pl,Rd} = 0,85f_{cd}B(x_B - t_r)\left(\frac{h}{2} - \frac{x_B}{2}\right) + A_{4-16}f_{sd}\left(\frac{h}{2} - c\right) + A_{4-16}f_{sd}\left(d - \frac{h}{2}\right) + f_{yd}b_r t_r\left(\frac{h}{2} - C_{sup} - \frac{t_r}{2}\right) + f_{yd}b_r t_r\left(h_a + C_{sup} - \frac{t_r}{2} - \frac{h}{2}\right) +$$

$$2f_{yd}t_w(x_B - C_{sup} - t_r)\left(\frac{h}{2} - \frac{x_B + C_{sup} + t_r}{2}\right) = 417 \text{ kNm}$$



$$N_{pm,Rd} = 0,85f_{cd}(A_c - A_a - A_s) = 2088 \text{ kN}$$

$$\text{Per simmetria, } M_{Rd,C} = M_{Rd,B} = 417 \text{ kNm}$$



$$M_{Rd,D} = 0,85f_{cd}\left[B\frac{h^2}{8} - b_r t_r\left(\frac{h}{2} - C_{sup} - \frac{t_r}{2}\right) - t_w\frac{\left(\frac{h_a}{2} - C_{sup} - t_r\right)^2}{2}\right] +$$

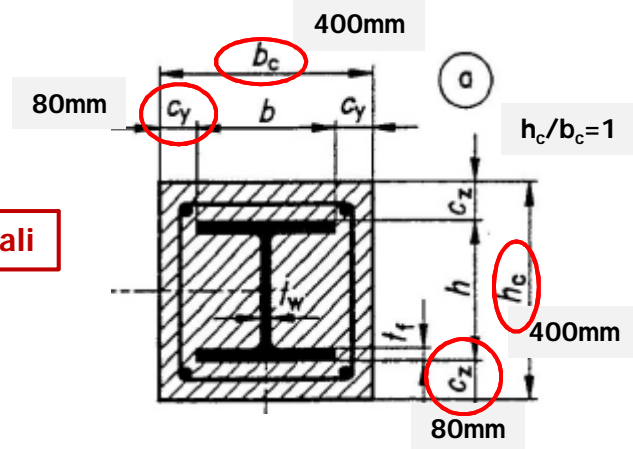
$$N_{Rd,D} = \frac{1}{2}N_{pm,Rd} = 1044 \text{ kN}$$

$$+ 2f_{yd}b_r t_r\left(\frac{h_a}{2} - \frac{t_r}{2}\right) + A_{4-16}f_{sd}\left(\frac{h}{2} - c\right) + A_{4-16}f_{sd}\left(d - \frac{h}{2}\right) + 2f_{yd}t_w\frac{\left(\frac{h_a}{2} - t_r\right)^2}{2} = 473 \text{ kNm}$$

Verifica della colonna compressa con metodo semplificato

Verifica condizioni di applicabilità del metodo semplificato

Caratteristiche dimensionali



La sezione è quadrata, di rapporto base/altezza pari a 1

$$0.2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5.0$$

OK

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0.4 b$$

0.4 · 240 = 96 mm

$$40 \text{ mm} \leq c_z \leq \begin{cases} b/6 \\ 0.3 h \end{cases}$$

OK

resistenza plastica a compressione della sola sezione di acciaio

Contributo meccanico dell'acciaio

$$\delta = \frac{A_a f_{ad}}{N_{pl,Rd}}$$

$$= \frac{10600 \cdot 261,9}{5708 \cdot 10^3} = 0,49$$

$$0.2 \leq \delta \leq 0.9$$

OK

resistenza plastica a compressione della sezione composta

Barre di Armatura longitudinale

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{2412}{146988} = 0,016$$

$$0.3\% A_c \leq A_s \leq 6\% A_c$$

OK



Calcolo Snellezza Relativa

$$(EJ)_e = E_a J_a + \underset{0.6 \cdot E_c}{E_{cd}} J_c + E_s J_s$$

$$(EI)_{y,eff} = 210000 \cdot 112,6 \cdot 10^6 + 0,6 \cdot 10306 \cdot 2,133 \cdot 10^9 + 210000 \cdot 41,16 \cdot 10^6 = 4,55 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$(EI)_{z,eff} = 210000 \cdot 39,23 \cdot 10^6 + 0,6 \cdot 10306 \cdot 2,133 \cdot 10^9 + 210000 \cdot 41,16 \cdot 10^6 = 3,01 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_e / \ell^2$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 (EI)_{y,eff}}{H^2} = \frac{4,49 \cdot 10^{14}}{(4500)^2} = 22166 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 (EI)_{z,eff}}{H^2} = \frac{2,97 \cdot 10^{14}}{(4500)^2} = 14656 \text{ kN}$$

Per **Sez. Rivestite**

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c 0.85 f_{ck} + A_s f_{sk}$$

$$N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} + 0,85 A_c f_{ck} + A_s f_{sk} = 7175 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

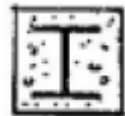
resistenza caratteristica a compressione della sezione

carico critico elastico della colonna

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{7175}{22166}} = 0,57$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{7175}{14656}} = 0,7$$

$\bar{\lambda} \leq 2$ OK



CURVA B



CURVA C

Più gravosa

Calcolo del Fattore di Riduzione per instabilità

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

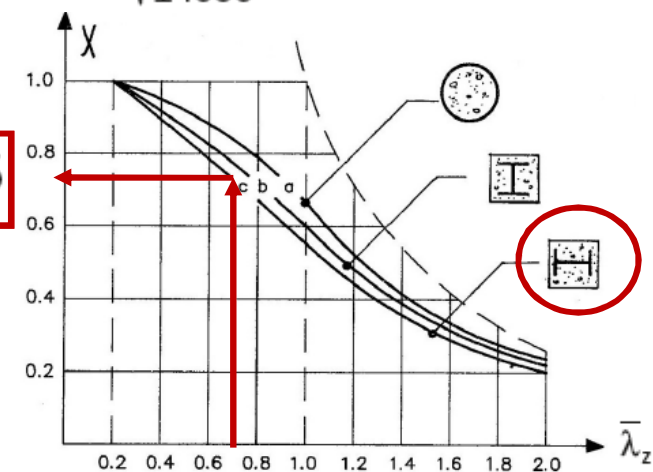
$$\varphi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\alpha = 0,49$ (curva c)

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{7175}{14656}} = 0,7$$

$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y}$	Coefficiente χ
0.1	1.000
0.2	1.000
0.3	0.949
0.4	0.897
0.5	0.843
0.6	0.785
0.7	0.725
0.8	0.662

$$\chi = 0,725$$



Verifica della colonna compressa

$$\chi N_{pl,Rd} = 0,725 \cdot 5708 = 4138 \text{ kN} > N_{Ed} = 1004 \text{ kN}$$

OK

