

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 1: Progettazione strutturale in zona sismica

COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO 1

Prof. Ing. Natalino Gattesco

GENERALITA'

Nel caso di **comportamento strutturale non dissipativo**, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con **le regole generali costruzioni in c.a.** (§ 4.1 NTC), senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in **nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico**, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i **nodi trave-pilastro** di strutture a **comportamento non dissipativo** si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B" contenute nel § 7.4.4.3. Per le **strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo** si devono applicare **anche le regole generali** contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di **comportamento strutturale dissipativo**, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto **l'azione sismica relativa allo SLV**, essa dia luogo **alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo SLC**, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste.

La **capacità delle membrature e dei collegamenti** deve essere valutata in accordo con **le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3**, integrate dalle **regole di progettazione e di dettaglio** fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

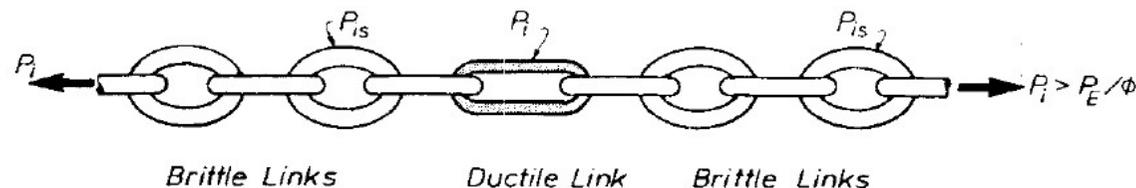
GENERALITA'

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.



TIPOLOGIE STRUTTURALI

strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;

strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti (v. § 7.4.4.5), aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale; le pareti, a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte (v. § 7.4.4.5), a seconda della assenza o presenza di opportune “travi di accoppiamento” duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;

strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di **strutture miste equivalenti a telai**, altrimenti si parla di **strutture miste equivalenti a pareti**;

strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;

TIPOLOGIE STRUTTURALI

strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In ogni caso, per questo tipo di strutture, la forza assiale non può eccedere il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;

strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/I_s^2 \geq 1$, nella quale:

r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.

I_s^2 = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

FATTORE DI COMPORTAMENTO

Si assumono i seguenti valori per il fattore di comportamento:

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD''A''	CD''B''
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

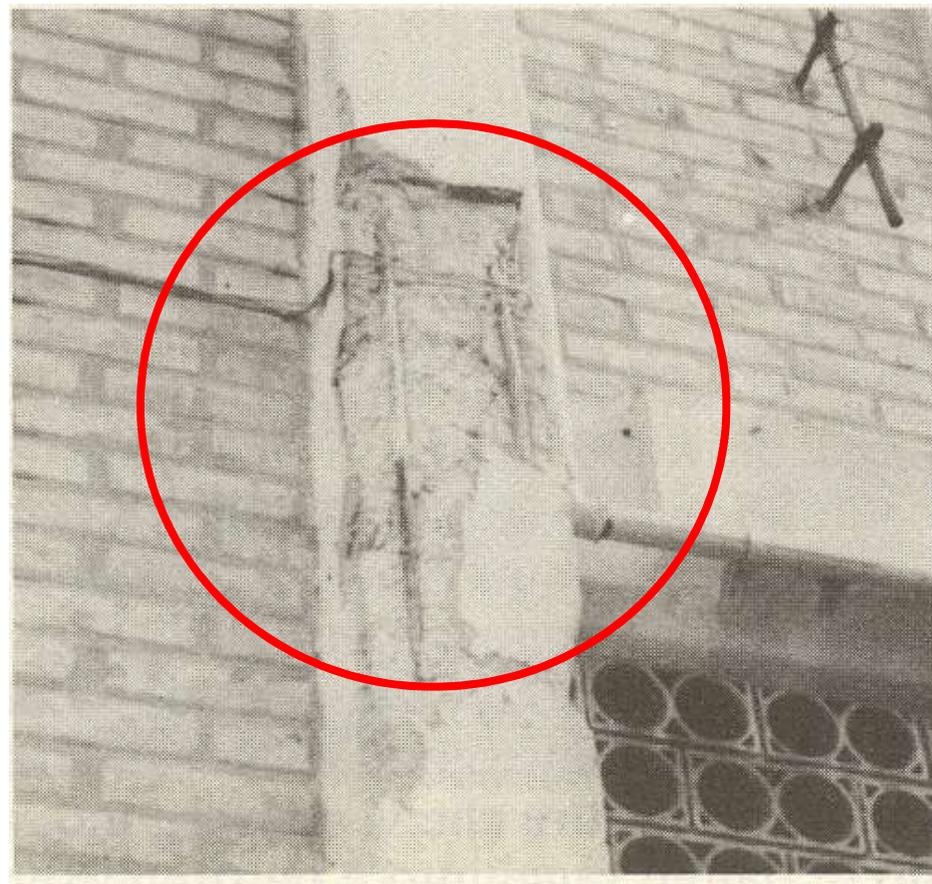
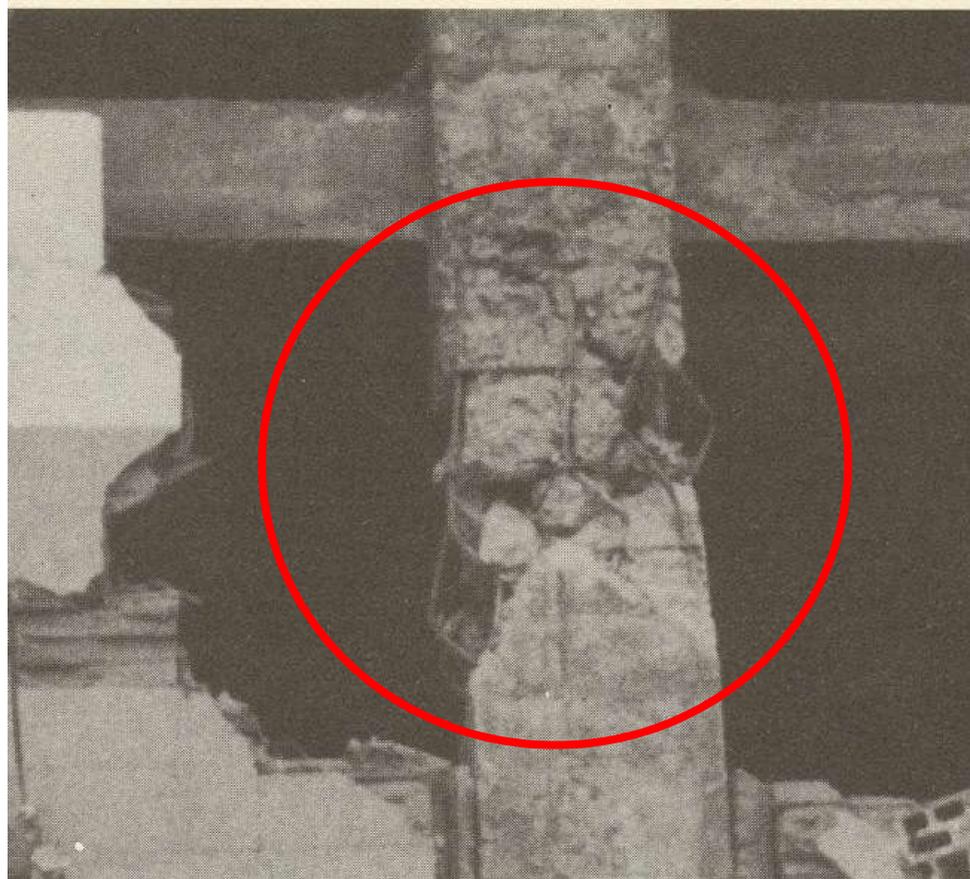
a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

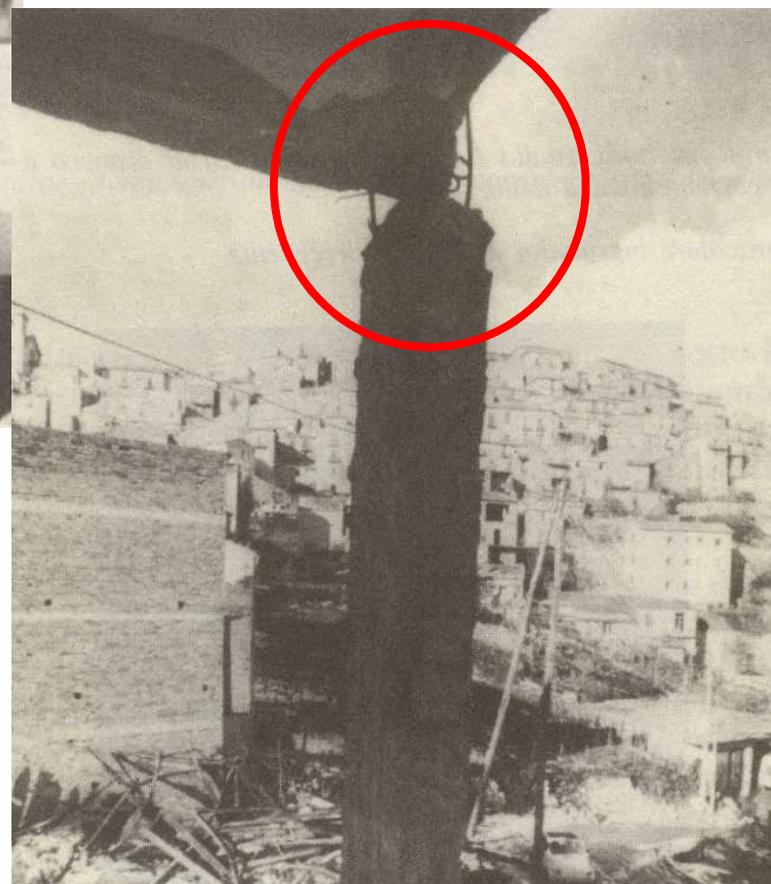
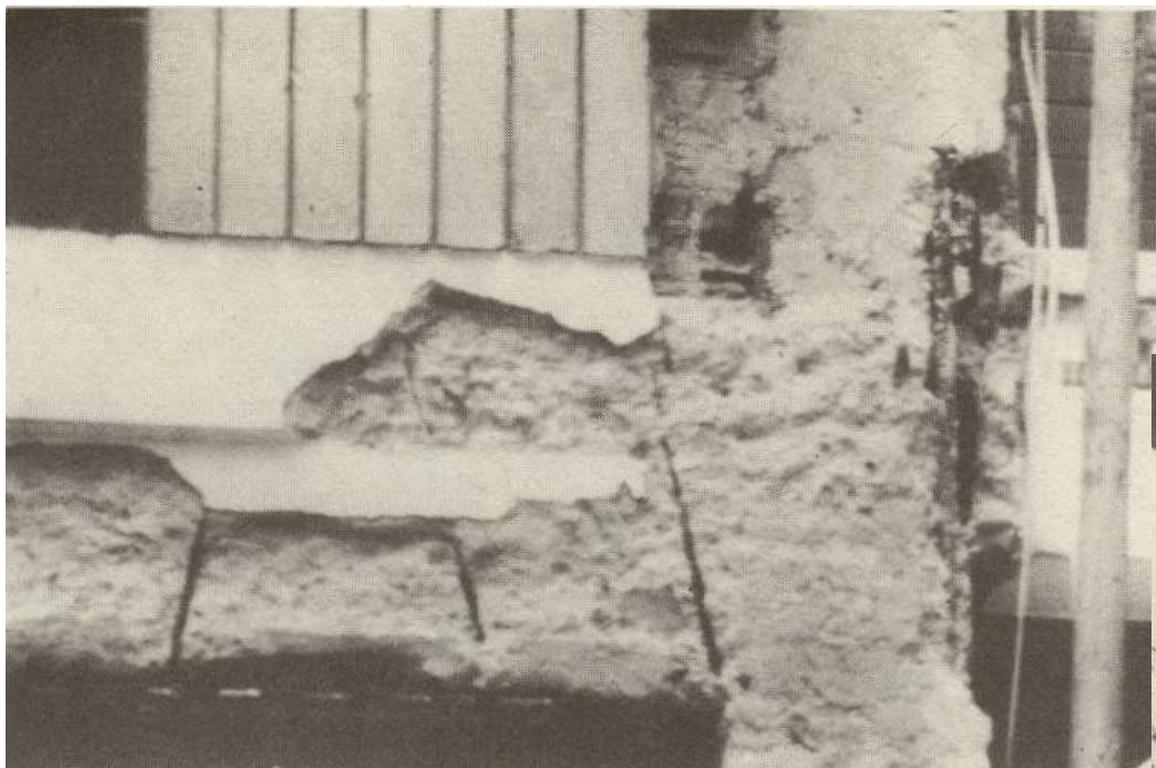
b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate ter direz oriz $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- Altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate O miste equivalenti a pareti $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

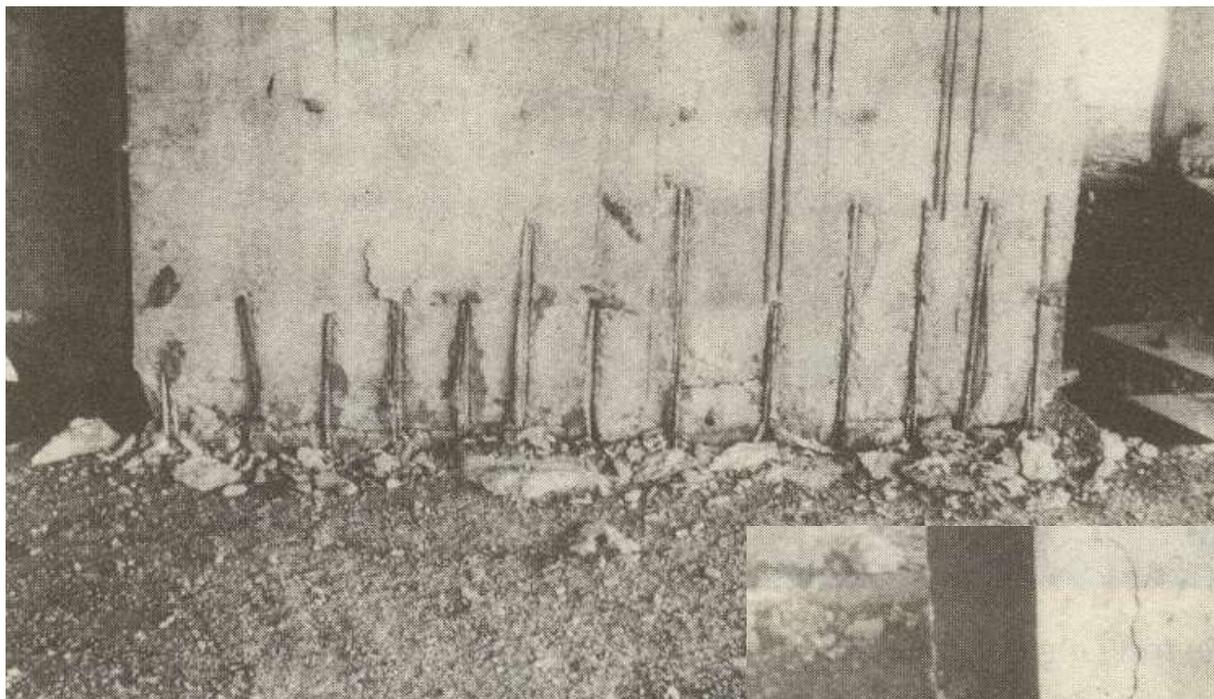
CRITICITA' ELEMENTI



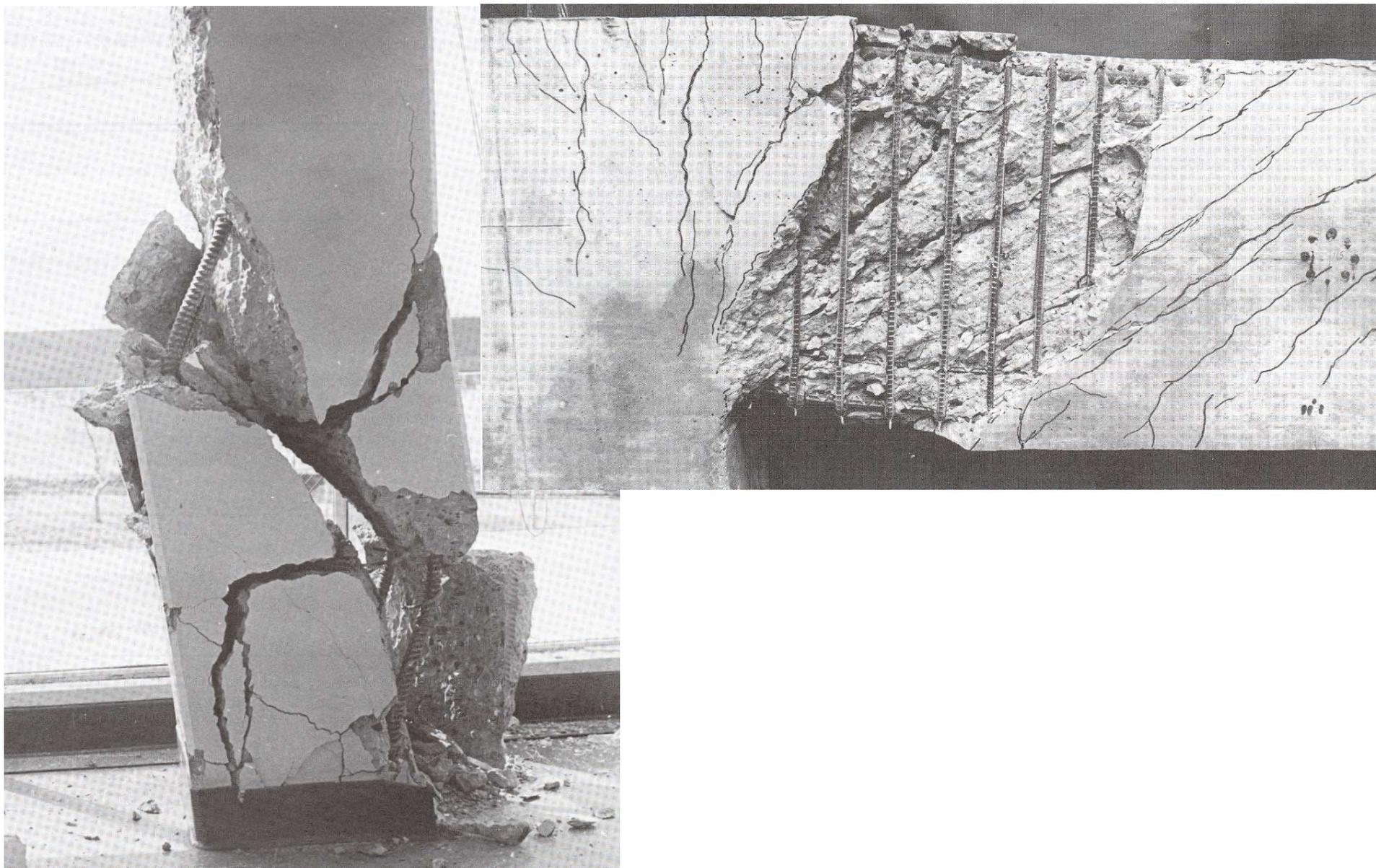
CRITICITA' ELEMENTI



CRITICITA' ELEMENTI



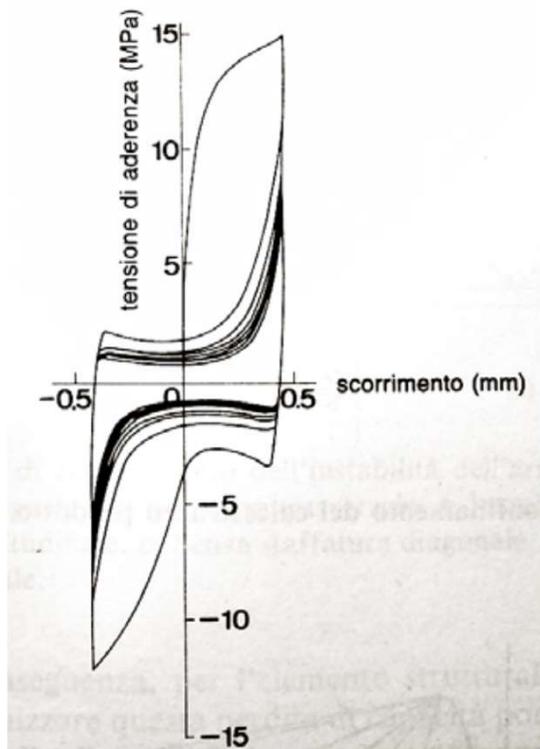
CRITICITA' ELEMENTI



ADERENZA

a) Aderenza tra armatura e cls (sfilamento barra)

In una barra ad aderenza migliorata, con sufficiente copriferro ed in presenza di una staffatura sufficiente, lo scorrimento avviene con frantumazione del cls fra i rilievi della barra, e fessurazione del cls circostante. L'aderenza in genere aumenta all'aumentare del copriferro e dell'armatura trasversale. Essa risulta particolarmente importante per il calcolo della lunghezza di ancoraggio al fine di evitare lo sfilamento delle barre



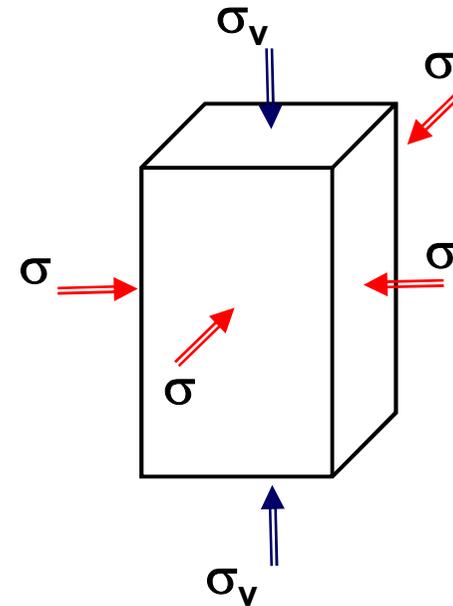
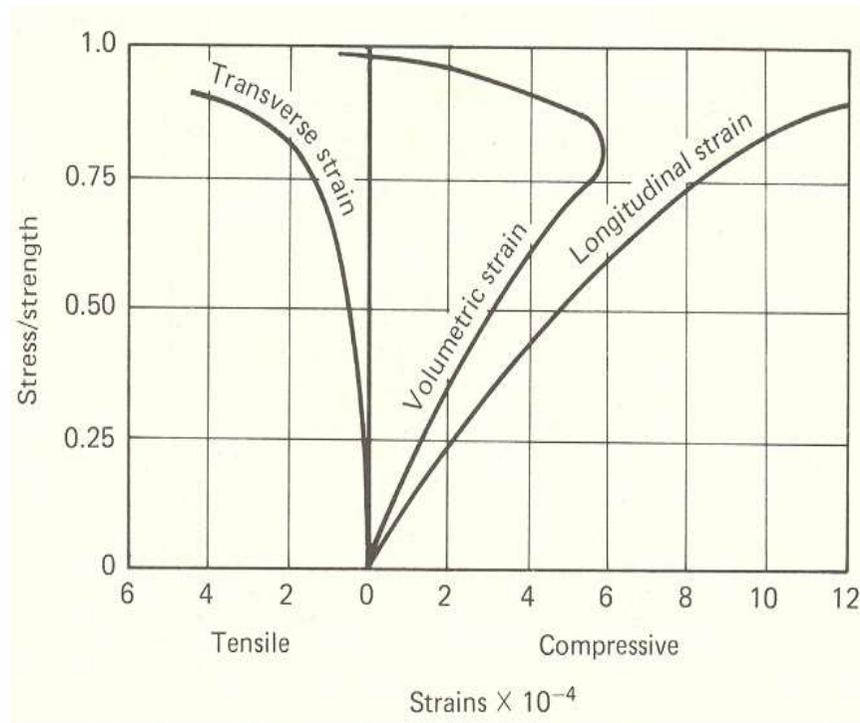
L'effetto dovuto all'alternarsi dei carichi risulta importante per il calcolo della lunghezza di ancoraggio.

La presenza di una corretta staffatura trasversale, oltre che garantire una migliore aderenza barra – cls, esercita un importante effetto di confinamento del cls.

CONFINAMENTO CLS

b) Confinamento del cls compresso

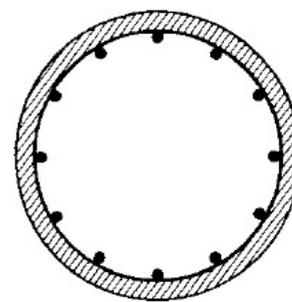
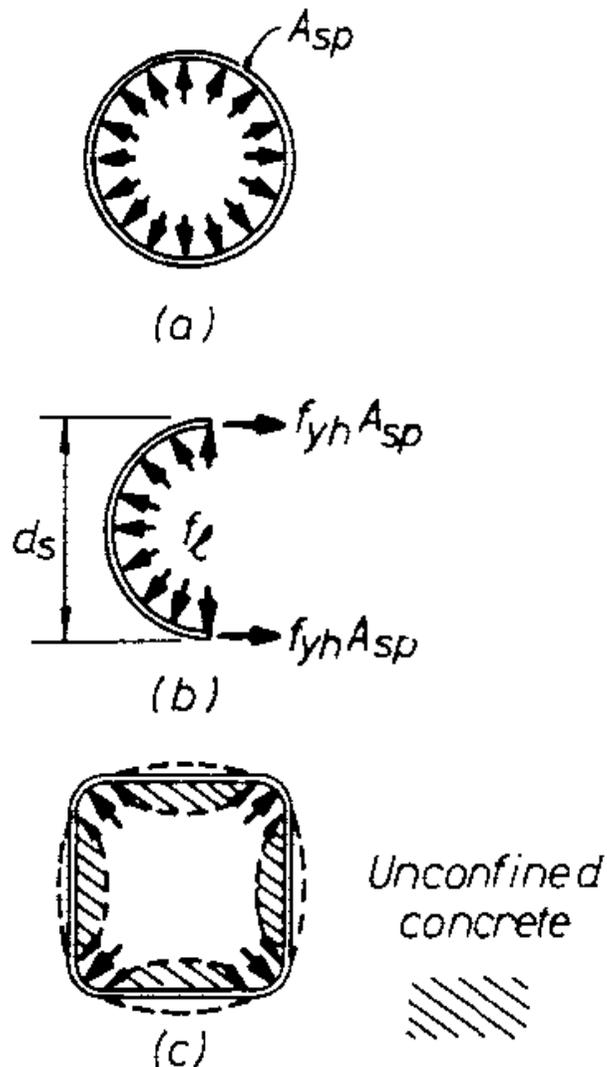
Dovuto alla dilatazione laterale impedita. Quando le tensioni indotte in un provino cilindrico di cls caricato in direzione assiale si avvicinano alla resistenza a compressione compaiono all'interno di esso delle fessurazioni e il campione si espande in senso trasversale. Se l'elemento viene confinato la duttilità del cls risulta notevolmente migliorata.



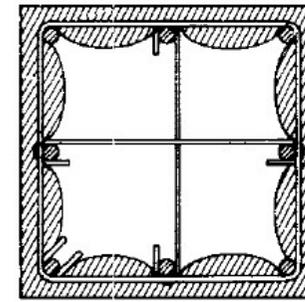
CONFINAMENTO CLS

b) Confinamento del cls compresso

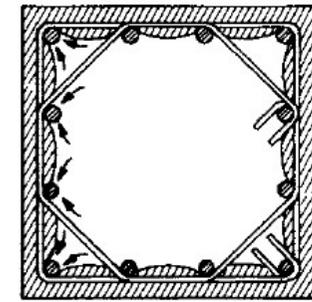
Utilizzo di staffe circolari o spirali oppure staffe quadrate



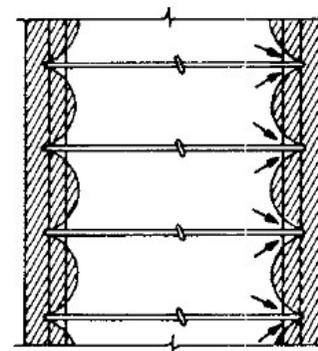
(a) Circular hoops or spiral



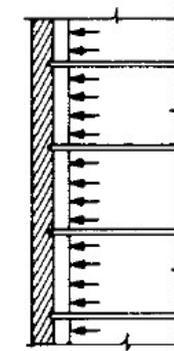
(b) Rectangular hoops with cross ties



(c) Overlapping rectangular hoops



(d) Confinement by transverse bars



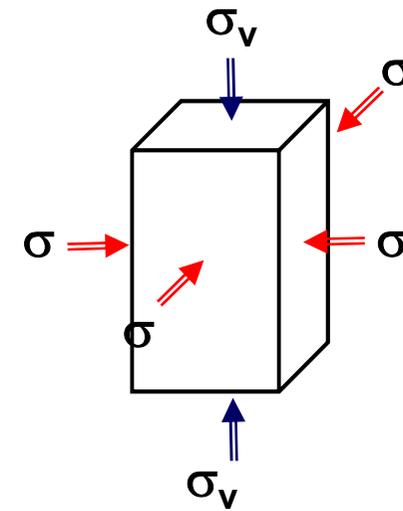
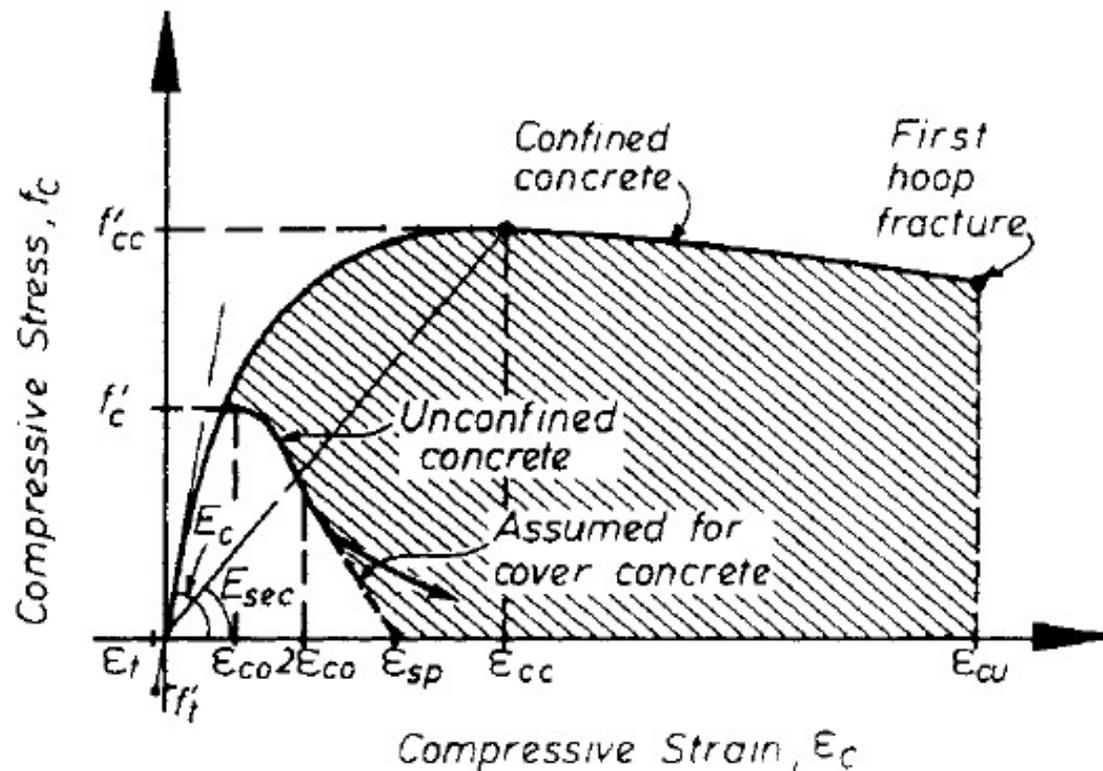
(e) Confinement by longitudinal bars

Unconfined concrete

CONFINAMENTO CLS

b) Confinamento del cls compresso

Diagramma tensione-deformazione per carico monotono di un calcestruzzo non confinato e confinato in compressione.



$$\frac{\sigma}{f_{cd}} = 0.5 \omega_w$$

ω_w è la percentuale volumetrica meccanica di armatura d'anima

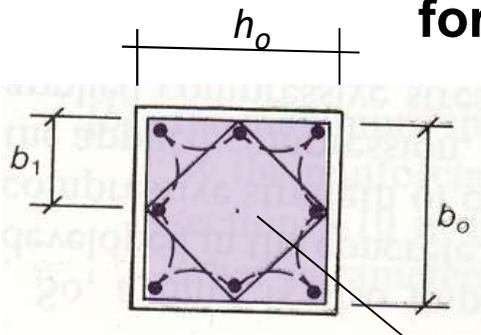
EFFICACIA STAFFE E SPIRALI

Naturalmente l'efficacia è legata al passo e alla forma

$$\sigma = 0.5 \alpha_n \alpha_s \omega_w f_{cd}$$

forma

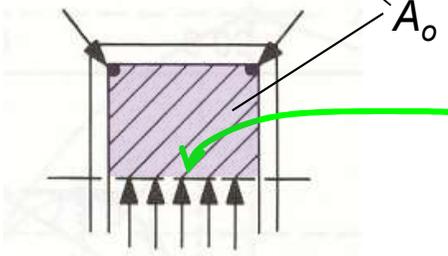
passo



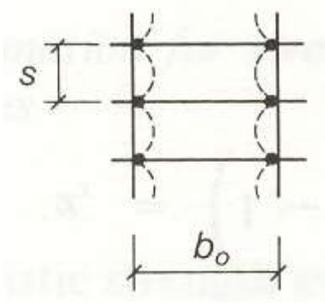
$$\alpha_n \cong 1 - \frac{n b_1^2}{6 A_o}$$

n numero barre vincolate con st.

A_o area del core

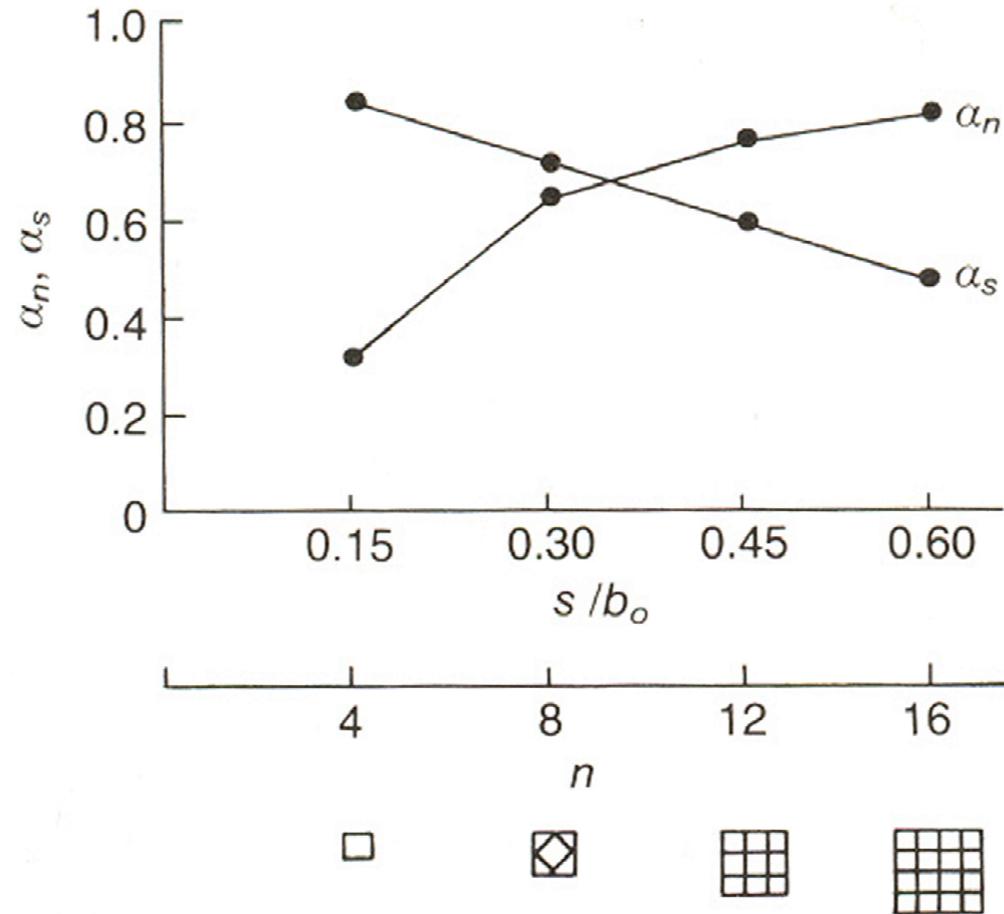
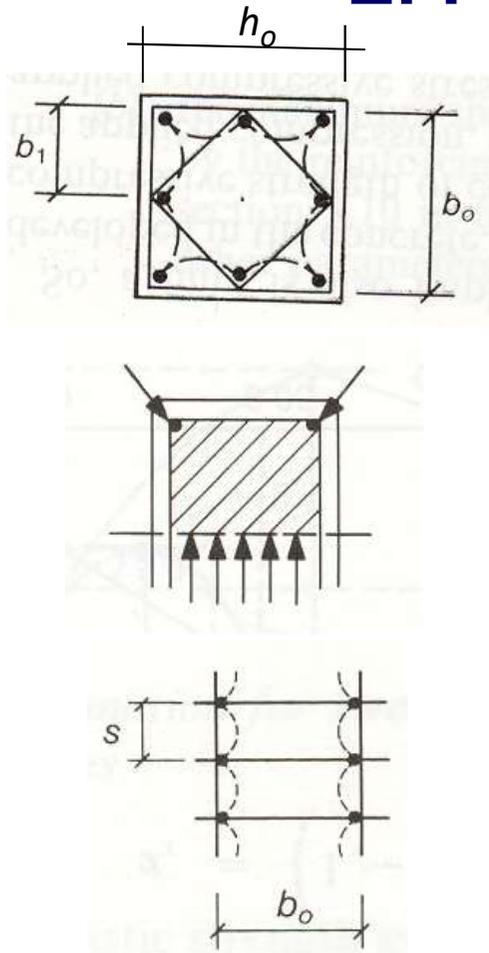


Per le travi, l'asse neutro va considerato come se fosse presente una staffa trasversale



$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_o} \right)$$

EFFICACIA STAFFE E SPIRALI



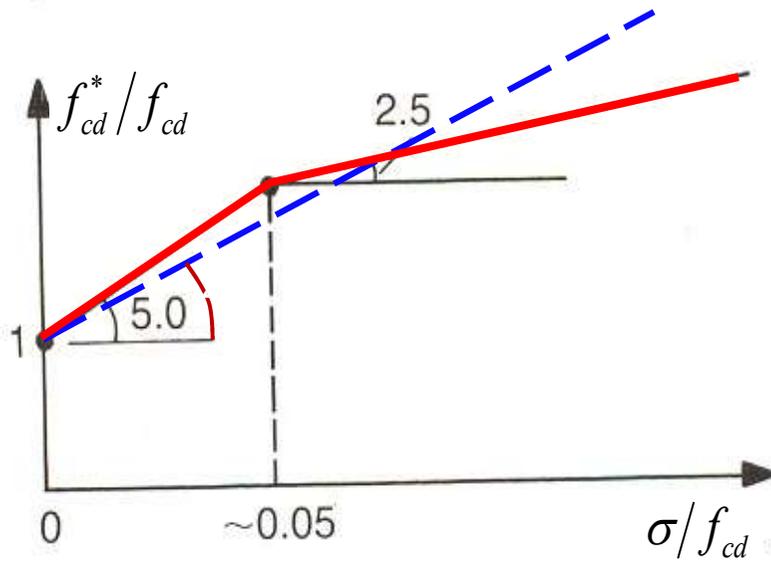
Per pilastri circolari e staffe circolari

$$\alpha_n = 1 \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2$$

Per pilastri cerchiati con spirale

$$\alpha_n = 1 \quad \alpha_s = 1 - \frac{s}{2b_o}$$

VARIAZIONE LEGAME COSTITUTIVO



$$f_{cd}^* = f_{cd} (1 + 2.5 \alpha_n \alpha_s \omega_w)$$

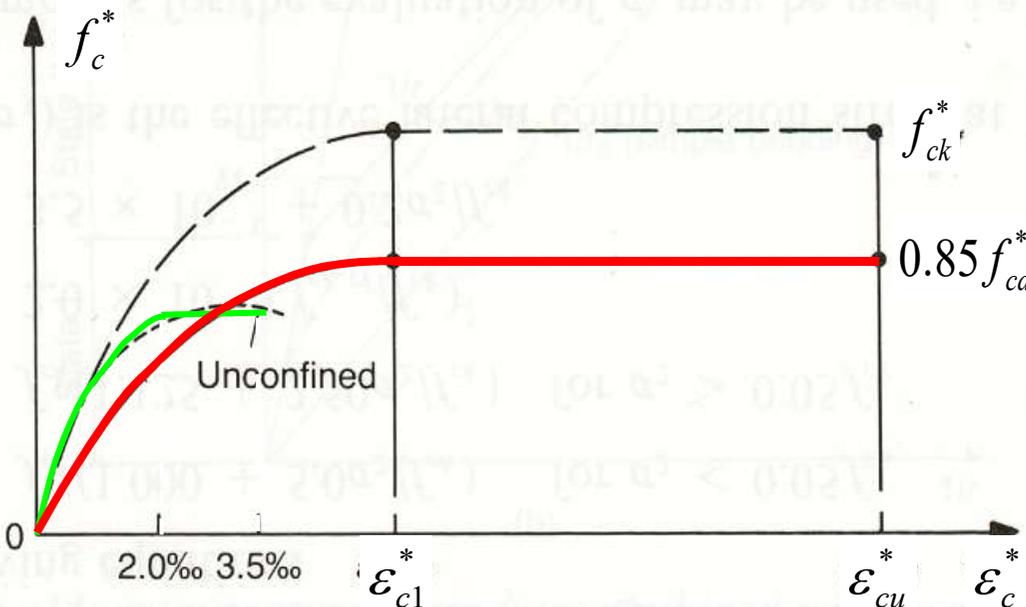


$$\frac{\sigma}{f_{cd}} \leq 0.05$$

$$f_{cd}^* = f_{cd} (1.125 + 1.25 \alpha_n \alpha_s \omega_w)$$



$$\frac{\sigma}{f_{cd}} > 0.05$$

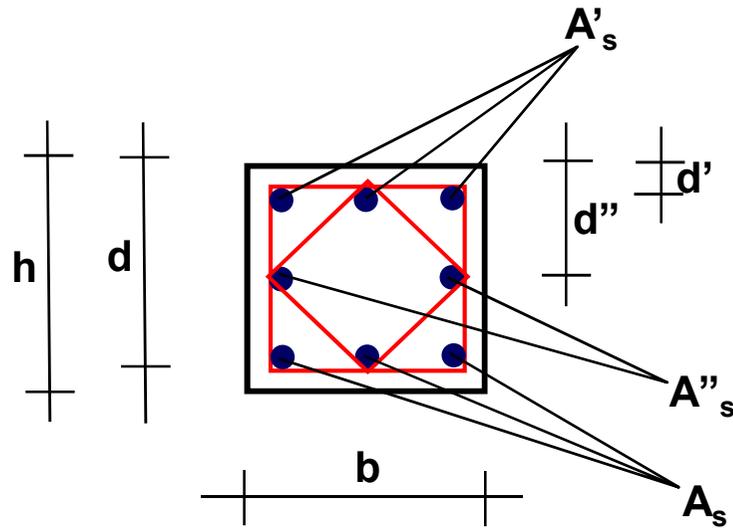


$$\epsilon_{c1}^* = 2 \cdot 10^{-3} (f_{cd}^*/f_{cd})^2$$

$$\epsilon_{cu}^* = 3.5 \cdot 10^{-3} + 0.2 \frac{\sigma}{f_{cd}}$$

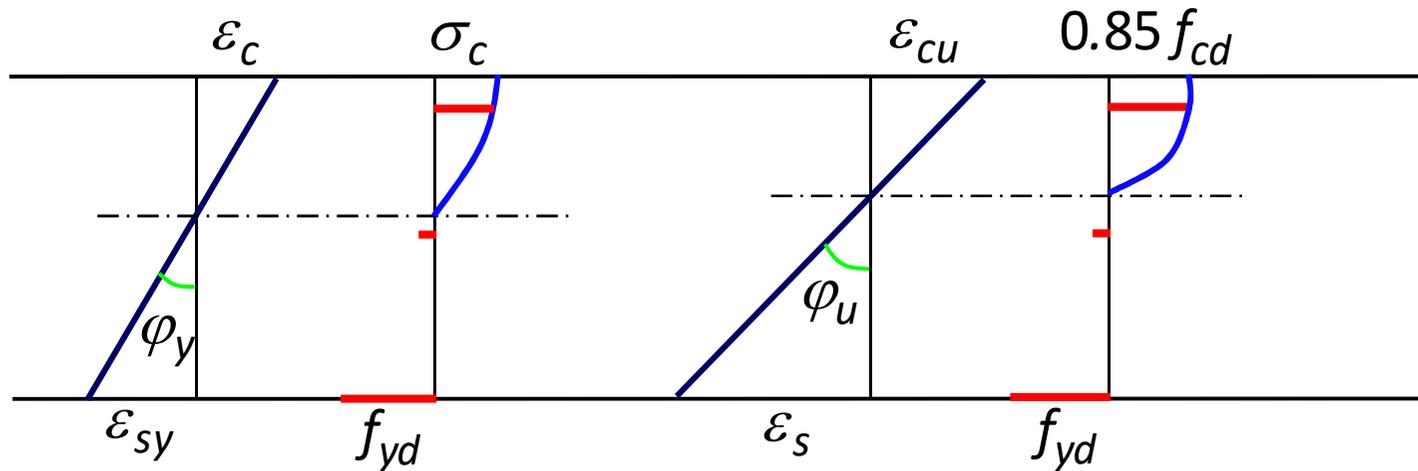
Model Code 90

DUTTILITA' SEZIONI



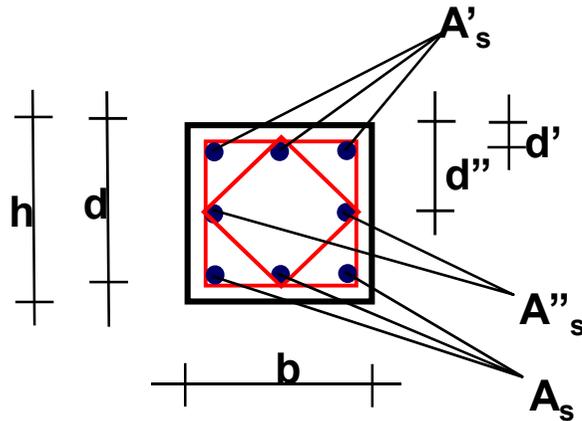
b	mm	400
d	mm	370
d'	mm	30
d''	mm	200
A'_s	mm ²	600
A''_s	mm ²	400
A_s	mm ²	600
f_{ck}	MPa	25
f_{yk}	MPa	430
γ_c		1,6
γ_s		1,15
$0.85f_{cd}$	MPa	13,3
f_{sd}	MPa	374

Limite snervamento



$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

DUTTILITA' SEZIONI



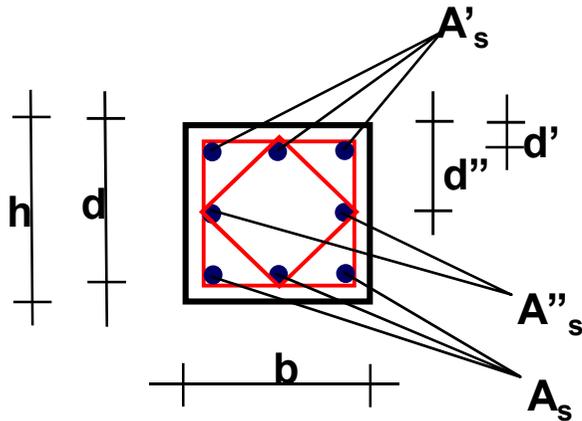
b	mm	400
d	mm	370
d'	mm	30
d'''	mm	200
As'	mm ²	600
As''	mm ²	400
As	mm ²	600
fck	MPa	25
fyk	MPa	430
γ_c		1,6
γ_s		1,15
0.85fcd	MPa	13,3
fsd	MPa	374

		N = 800 kN			
		Lim. Snerv.	Lim. Ultimo	2 ϕ 6/10 cm	2 ϕ 8/10 cm
x=	mm	206,2	193,5	177,6	167,3
C	N	777761	822375	869289	896197
S1	N	241331	207824	172109	151963
S2	N	5661	-5508	-17413	-24128
S3	N	-224348	-224348	-224348	-224348
Somma	N	405	343	-363	-315
eps-y		0,00182	0,00319	0,01036	0,01737
eps-c		-0,00228	-0,00350	-0,00957	-0,01433
curvat-y	1/m	0,01108	0,01809	0,05387	0,08568
$\phi u/\phi y$			1,63	4,86	7,73

2 ϕ 6 ogni 10 cm		
Staffe	51543	mm ³
passo	100	mm
ωW	0,107	
αn	0,667	
αs	0,853	
σ	0,474	MPa
fccd	18,0	MPa
epcu	0,00957	

2 ϕ 8 ogni 10 cm		
Staffe	92042	mm ³
passo	100	mm
ωW	0,191	
αn	0,667	
αs	0,853	
σ	0,846	MPa
fccd	19,7	MPa
epcu	0,01433	

DUTTILITA' SEZIONI

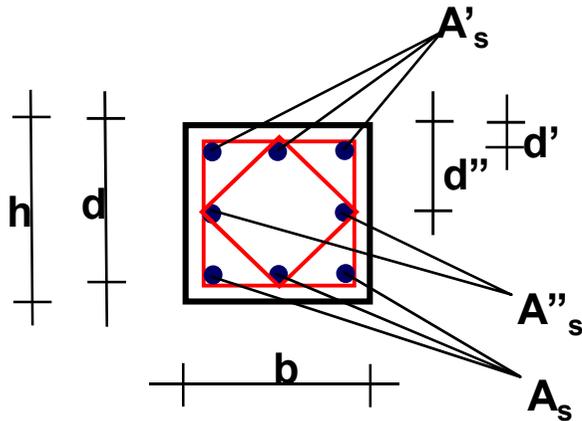


b	mm	400
d	mm	370
d'	mm	30
d''	mm	200
As'	mm ²	600
As''	mm ²	400
As	mm ²	600
fck	MPa	25
fyk	MPa	430
γc		1,6
γs		1,15
0.85fcd	MPa	13,3
fsd	MPa	374

		N = 400 kN			
		Lim. Snerv.	Lim. Ultimo	2 φ 6/10 cm	2 φ 8/10 cm
x=	mm	168,7	133,6	120,6	112,6
C	N	492920	567800	590294	603179
S1	N	154580	98318	81499	71994
S2	N	-23256	-42010	-47616	-50785
S3	N	-224348	-224348	-224348	-224348
Somma	N	-103	-239	-170	40
eps-y		0,00182	0,00619	0,01979	0,03277
eps-c		-0,00152	-0,00350	-0,00957	-0,01433
curvat-y	1/m	0,00902	0,02620	0,07933	0,12730
φu/φy			2,91	8,80	14,12

		N = 0 kN			
		Lim. Snerv.	Lim. Ultimo	2 φ 6/10 cm	2 φ 8/10 cm
x=	mm	116,2	62,9	56	52
C	N	197540	267325	274100	278555
S1	N	76197	24035	18577	15521
S2	N	-49384	-66771	-68590	-69609
S3	N	-224348	-224348	-224348	-224348
Somma	N	5	241	-261	119
eps-y		0,00182	0,01709	0,05365	0,08766
eps-c		-0,00083	-0,00350	-0,00957	-0,01433
curvat-y	1/m	0,00715	0,05564	0,17084	0,27566
φu/φy			7,78	23,89	38,54

CONFRONTO DUTTILITA' SEZIONI



N (kN)	$\phi u / \phi y$		
	No confin.	2 ϕ 6/10 cm	2 ϕ 8/10 cm
800	1,63	4,86	7,73
400	2,91	8,80	14,12
0	7,78	23,89	38,54

b	mm	400
d	mm	370
d'	mm	30
d''	mm	200
As'	mm ²	600
As''	mm ²	400
As	mm ²	600
fck	MPa	25
fyk	MPa	430
γ_c		1,6
γ_s		1,15
0.85fcd	MPa	13,3
fsd	MPa	374

2 ϕ 6 ogni 10 cm		
Staffe	51543	mm ³
passo	100	mm
ωW	0,107	
αn	0,667	
αs	0,853	
σ	0,474	MPa
fccd	18,0	MPa
epcu	0,00957	

2 ϕ 8 ogni 10 cm		
Staffe	92042	mm ³
passo	100	mm
ωW	0,191	
αn	0,667	
αs	0,853	
σ	0,846	MPa
fccd	19,7	MPa
epcu	0,01433	

CONFINAMENTO SECONDO EC8

Viene fornita una relazione che consente di determinare la quantità di armatura di confinamento per ottenere una assegnata duttilità delle sezioni

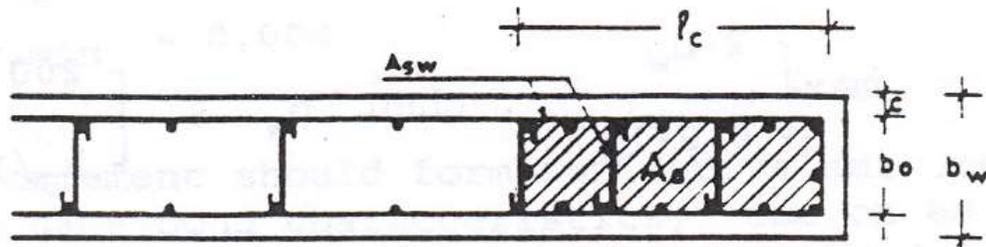
$$\omega_w \geq \frac{K_0 \mu_\phi v_d \varepsilon_{sy} (0.35 A_c / A_0 + 0.15) - 10 \varepsilon_{cu}}{\alpha_n \alpha_s}$$

$$k_0 = 0.55 \div 60 \div 65$$

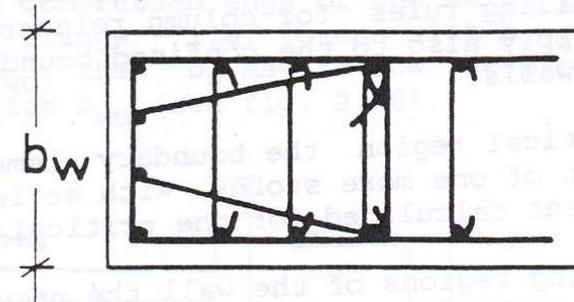
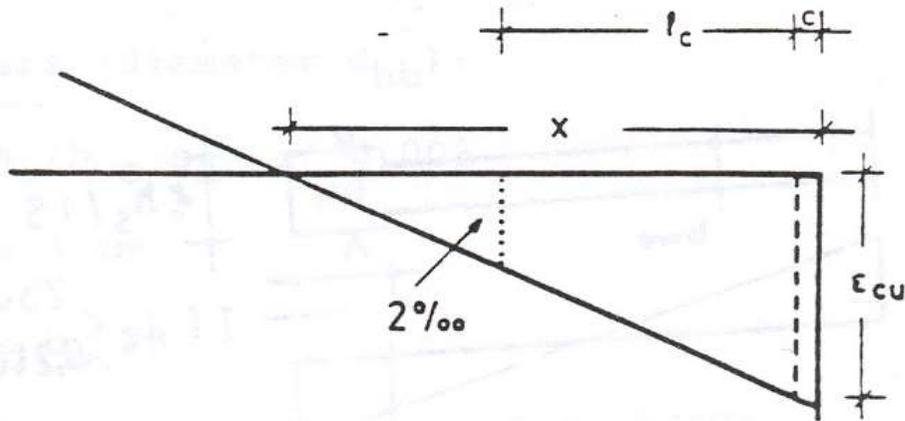
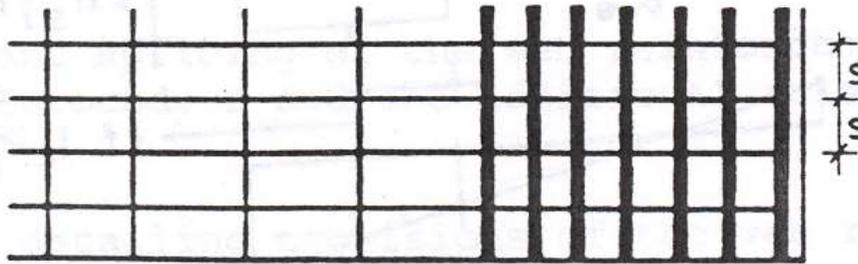
$$v_d = \frac{N_{sd}}{f_{cd} A_c}$$

μ_ϕ	4	8	12	16
k_0	55	55	55	55
v_d	0,32	0,32	0,32	0,32
ε_{sy}	0,00182	0,00182	0,00182	0,00182
A_c (mm ²)	160000	160000	160000	160000
A_0 (mm ²)	115600	115600	115600	115600
ε_{cu}	0,0035	0,0035	0,0035	0,0035
α_n	0,6667	0,6667	0,6667	0,6667
α_s	0,8529	0,8529	0,8529	0,8529
ω_w	0,0810	0,2236	0,3662	0,5087
	2 ϕ 6/12	2 ϕ 8/8.5	2 ϕ 8/5.2	2 ϕ 8/3.8

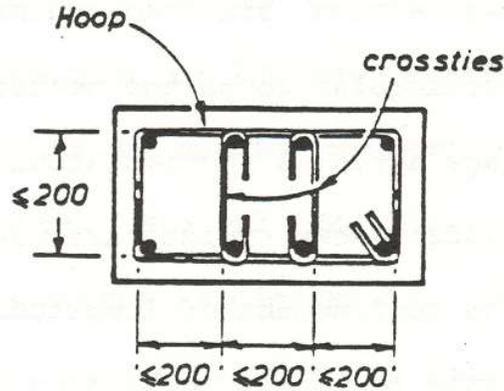
ESEMPI DI CONFINAMENTO



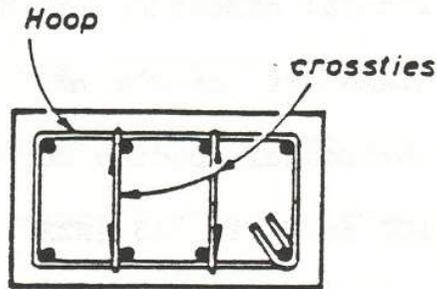
$$\omega_{wd} = \frac{4b_o A_{sw}}{b_o^2 s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$



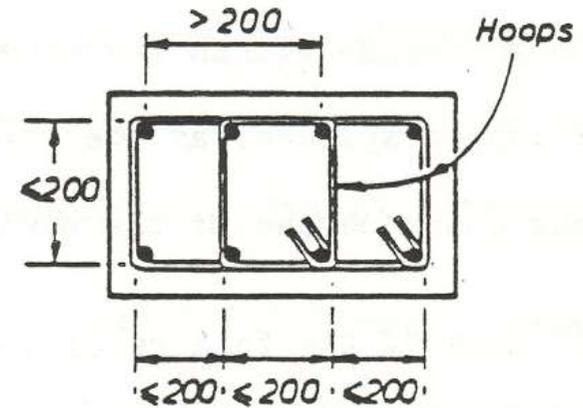
ESEMPI DI CONFINAMENTO



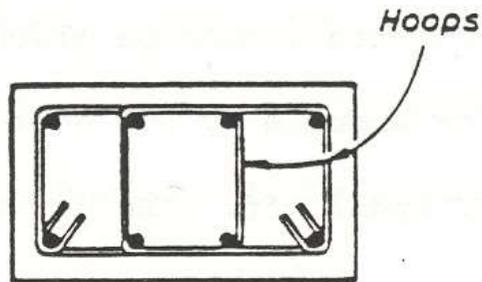
Single hoop plus two supplementary cross ties bent around longitudinal bars.



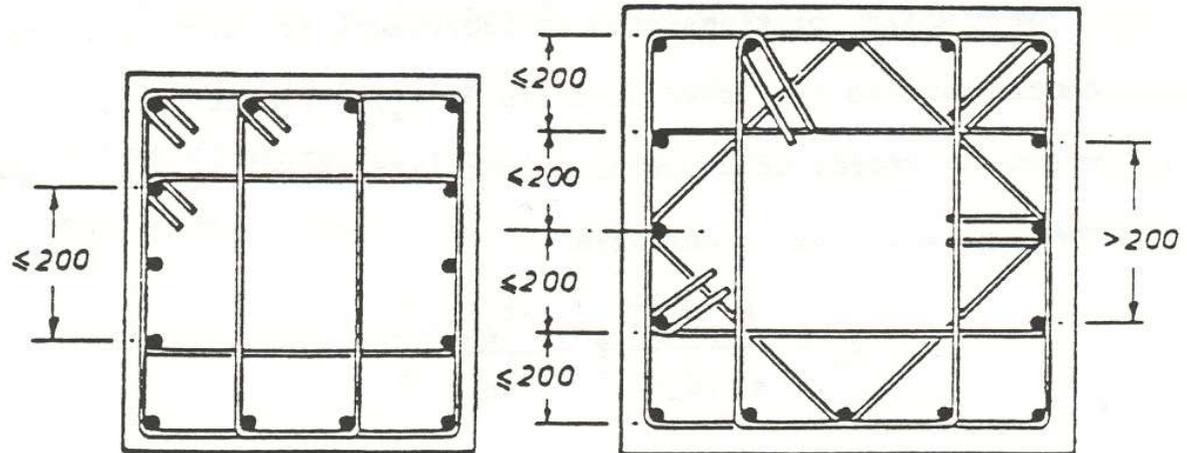
Single hoop plus two supplementary cross ties bent around hoop.



Two overlapping hoops - preferred detail



Two overlapping hoops - not preferred



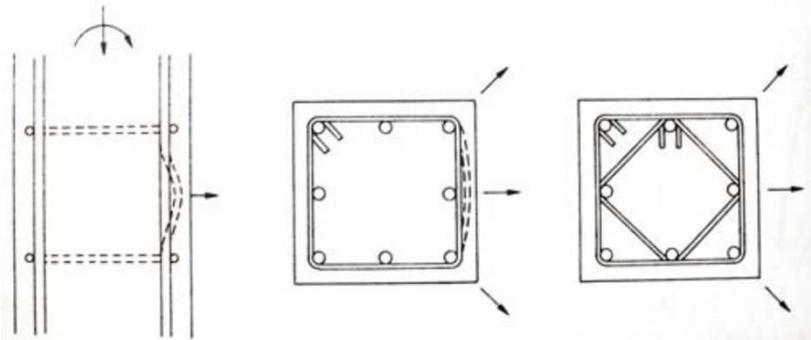
Three overlapping hoops

Four overlapping hoops

INSTABILITA' BARRE ARMATURA

a) Instabilità delle barre di armatura

Viene impedita dal confinamento laterale esercitato dal cls. Quando il cls di copertura, a causa delle elevate tensioni di compressione, diventa instabile, il contenimento si riduce e la barra può inflettersi diminuendo la capacità portante. Per ridurre la perdita di capacità portante e per assicurare una certa duttilità è necessario limitare la lunghezza libera di inflessione.



La staffatura diminuisce la lunghezza libera di inflessione della barra compressa.

In caso di sollecitazioni sismiche, si hanno configurazioni durante l'inversione del momento che comportano sezioni in calcestruzzo armato dei pilastri interamente fessurate che devono trasferire le azioni assiali di compressione (carichi verticali) affidate interamente alle armature. Possibile scalzamento del copriferro ed instabilità delle barre.

REGOLE DI DETTAGLIO

Per garantire un buon comportamento sismico di un elemento in c.a. risulta fondamentale imporre adeguate regole costruttive, più restrittive per una maggiore duttilità dell'elemento.

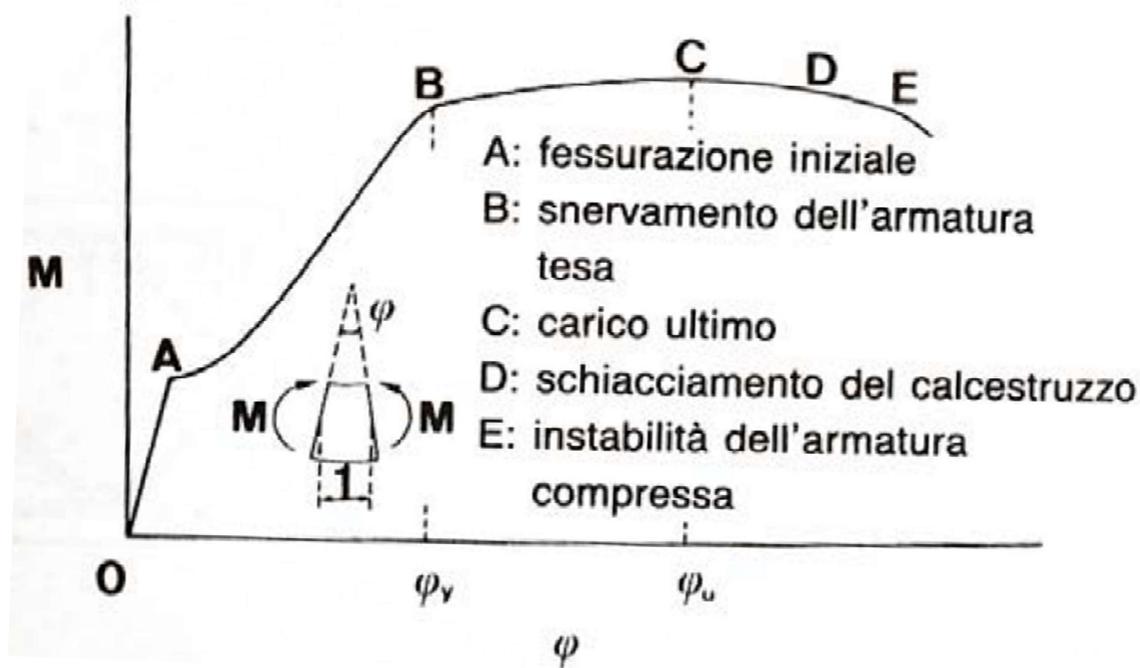
Le regole riguardano:

- a) Lunghezza di ancoraggio
- b) Staffature minime
- c) Percentuale di armatura longitudinale
- d) Rapporto tra N ed M
- e) Rapporti dimensionali (trave-colonna, ecc.)

Tutti questi accorgimenti sono rivolti ad aumentare la capacità di dissipare energia sotto forma plastica, anche per un numero elevato di cicli di carico.

COMPORTAMENTO ELEMENTO INFLESSO

Il diagramma rappresenta il legame tra momento e curvatura in una trave in calcestruzzo armato con doppia armatura simmetrica soggetta a carico monotono



$$N = 0$$

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

Duttilità della sezione

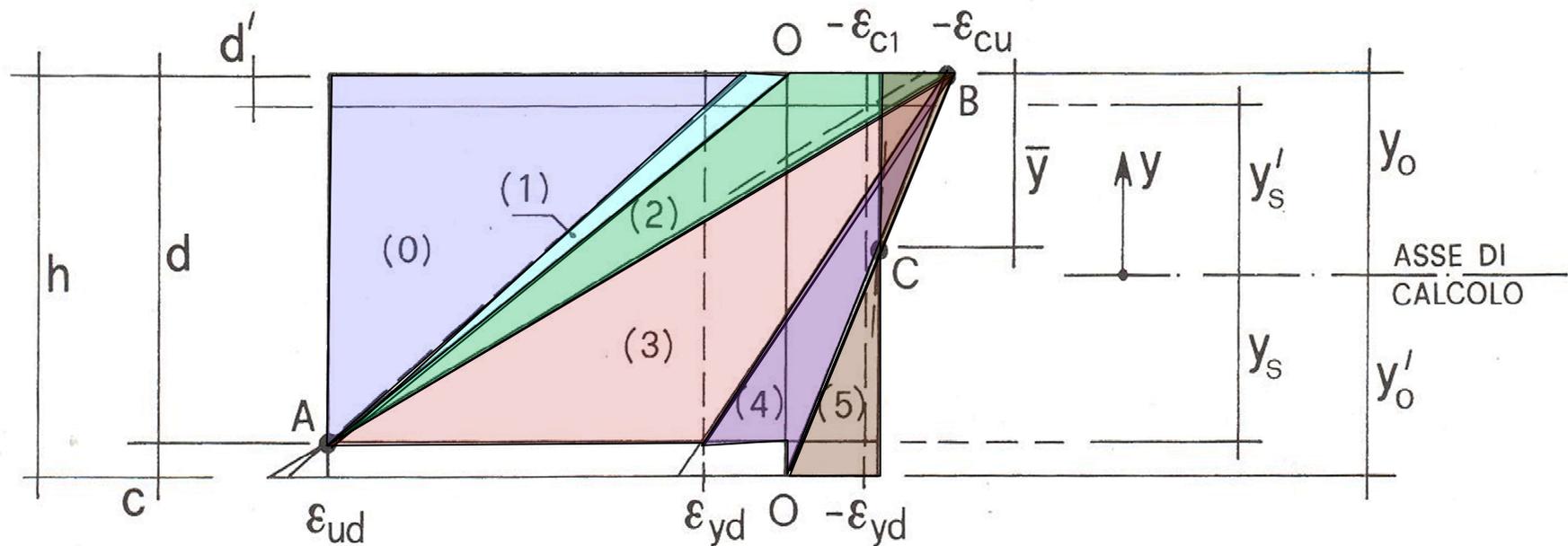
Sono evidenziate le fasi che caratterizzano il comportamento della sezione.

COMPORTAMENTO SEZIONE IN CLS

A seconda della *quantità di armatura (o della presenza di azione assiale di compressione)*, la rottura della sezione può essere *governata dall'acciaio (duttile)* o *dal calcestruzzo (poco duttile)*.

Il *confinamento del calcestruzzo compresso*, come evidenziato, consente di *estendere le deformazioni nel calcestruzzo* (incrementare la duttilità).

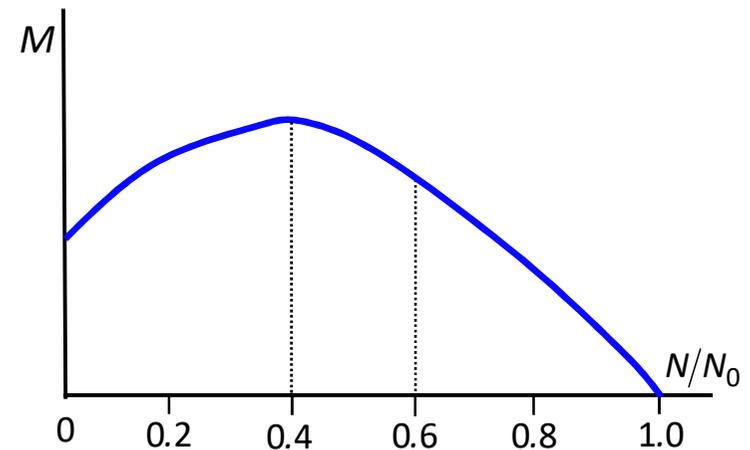
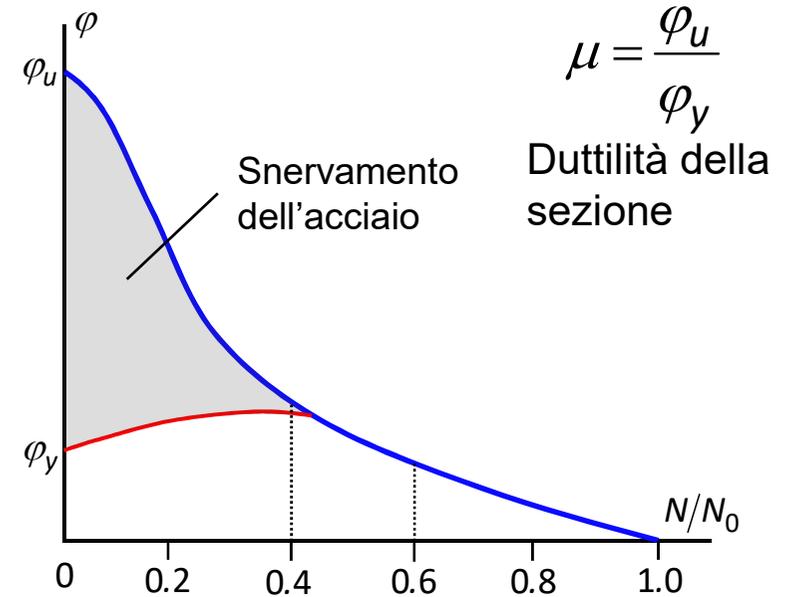
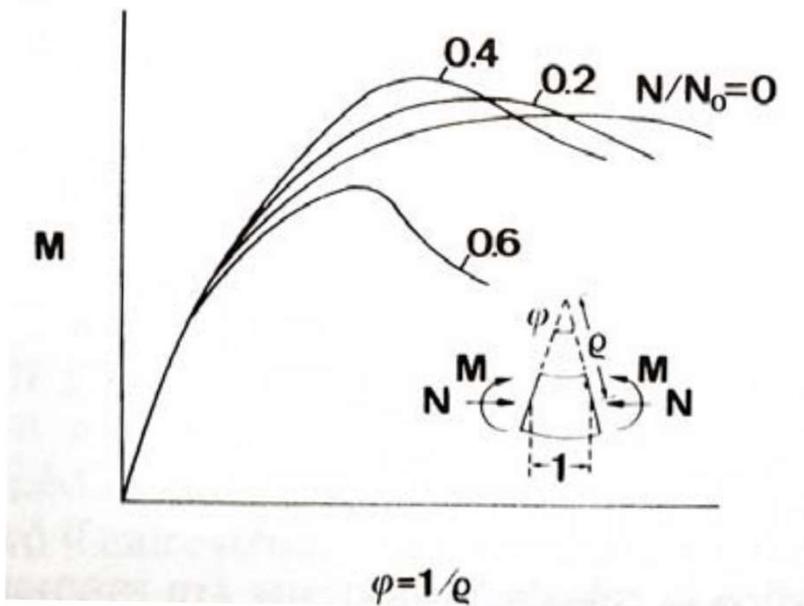
Campi di rottura



COMPORTAMENTO ELEM. PRESSOINFLESSO

Il diagramma rappresenta il legame tra momento e curvatura di un pilastro in calcestruzzo armato con doppia armatura simmetrica soggetta a carico monotono

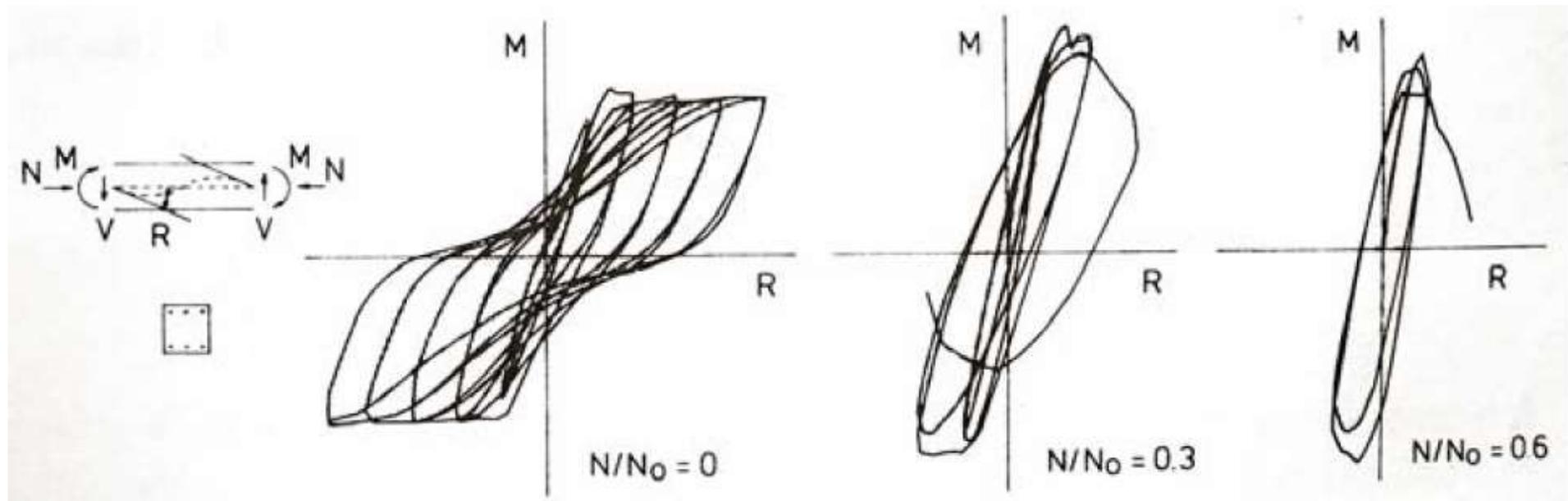
$N_0 =$ resistenza a compressione semplice



- La resistenza flessionale aumenta con lo sforzo normale sino a $N/N_0 \approx 0.4$
- La duttilità si riduce all'aumentare del carico assiale
- Per $N/N_0 > 0.6$ diminuiscono notevolmente sia la resistenza che la duttilità.

COMPORTAMENTO ELEM. PRESSOINFLESSO

La presenza dello sforzo assiale influenza notevolmente la risposta ciclica.



Sotto sollecitazioni con momento anti-simmetrico si nota che per $N/N_0 = 0$

- Cicli stabili, buona capacità dissipativa
- Buona duttilità, piccolo degrado di resistenza

COMPORTAMENTO ELEM. PRESSOINFLESSO

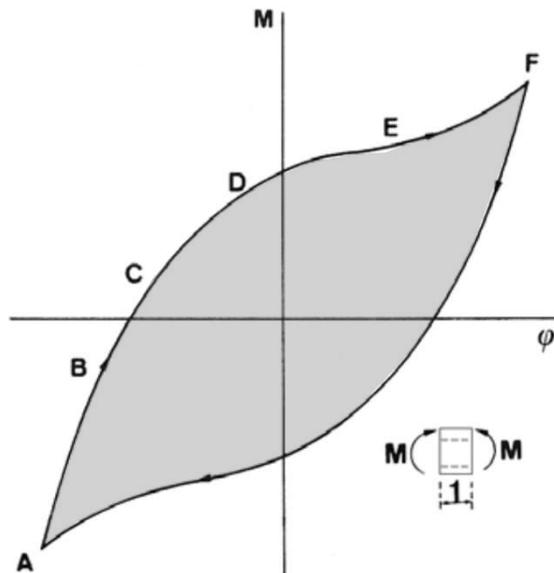
La presenza dello sforzo assiale influenza notevolmente la risposta ciclica.

Per $N/N_0 = 0.3$ si ha un irrigidimento della struttura

- La resistenza diminuisce rapidamente con l'azione assiale
- Diminuisce l'area racchiusa da un ciclo (e quindi l'energia dissipata)

Per $N/N_0 = 0.6$ si osserva una rottura fragile dopo pochi cicli

Ciclo di isteresi momento-curvatura elemento in c.a. con $N = 0$ o quasi.

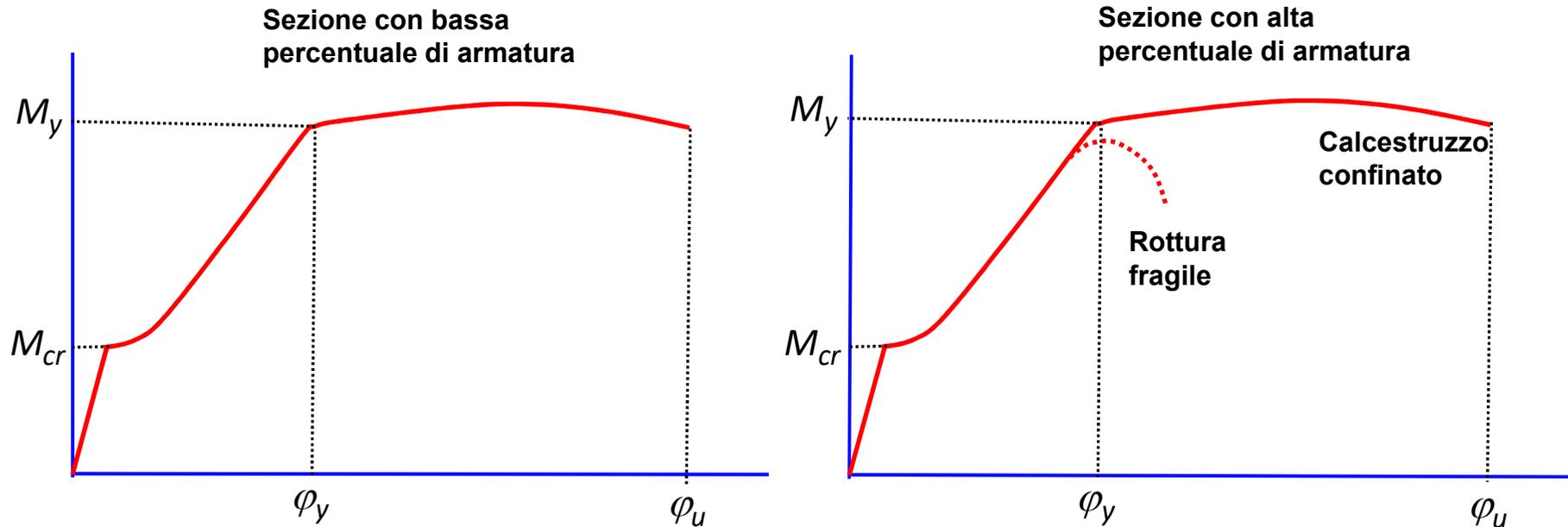


Tra B ed E fessura passante; le fessure interessano l'intera sezione e non si richiudono; momento assorbito dal solo acciaio compresso e teso.

Punto E fessure in zona compressa richiuse; il momento può essere ripreso dall'acciaio teso e dal calcestruzzo compresso..

Per $N \neq 0$ l'area del ciclo si riduce.

DUTTILITA' TRAVI INFLESSE

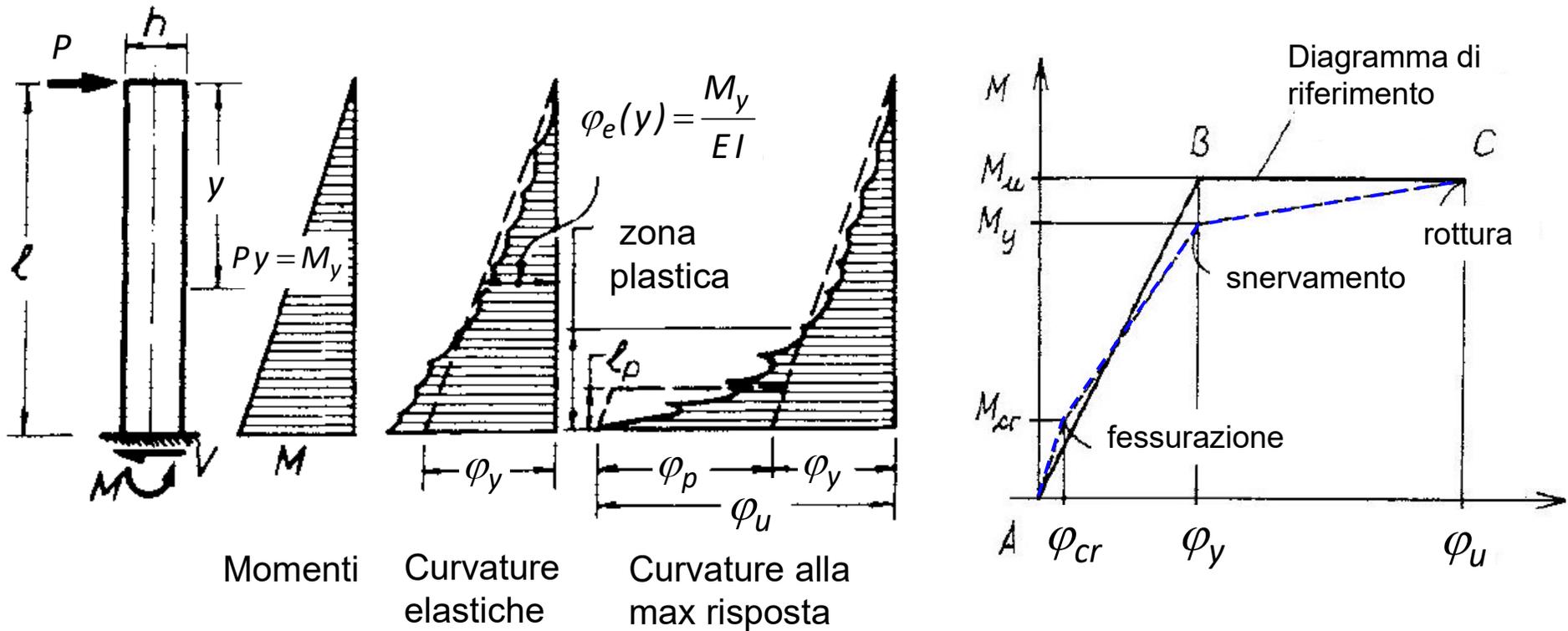


Le travi soggette prevalentemente a flessione presentano spiccata duttilità, purchè siano rispettate certe regole nel loro dimensionamento (*percentuale di armatura, confinamento calcestruzzo compresso*).

Anche la presenza di azione assiale rilevante, come nei pilastri, comporta una ridotta duttilità se non confinato adeguatamente il calcestruzzo compresso.

DUTTILITA' TRAVI INFLESSE

Dai risultati sperimentali si nota che in prossimità della rottura di un tronco di trave prossimo alla sezione di incastro e di lunghezza opportuna l_p , si comporta come una vera e propria «cerniera plastica» di modo che è possibile valutare la deformazione finale assumendo come diagramma delle curvature il seguente:



ROTAZIONE PLASTICA

Lungo la trave si valutano le curvature secondo il legame Momenti-curvature A-B, mentre nel tratto l_p si considera un incremento costante di curvatura pari a $\varphi_u - \varphi_y$ e quindi una rotazione plastica al piede pari a

$$\mathcal{G}_p = (\varphi_u - \varphi_y) l_p$$

A rigore sarebbe $\mathcal{G}_p = \int_0^{l_p} (\varphi_u - \varphi_y) dz$

La rotazione totale in sommità vale:

$$\mathcal{G}_u = \int_0^{l_p} \frac{M}{EI} dz + \mathcal{G}_p = \frac{M_u l_p}{2EI} + \mathcal{G}_p$$

$$\mu_{str} = \frac{\Delta u}{\Delta y} \approx \left(\frac{M_u l_p^2}{3EI} + \mathcal{G}_p \bar{l} \right) / \frac{M_u l_p^2}{3EI} \approx 1 + \frac{3\mathcal{G}_p \bar{l}}{\varphi_y l_p^2} = 1 + 3 \frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} \frac{l_p \bar{l}}{l_p^2} \quad \bar{l} = l - 0.5l_p$$

$$\mu_{str} = 1 + \frac{3l_p \bar{l}}{l_p^2} (\mu_{sec} - 1)$$

$$\text{con } \mu_{sec} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

Esistono varie espressioni empiriche per l_p , qui si considera quella di Sawyer:

$$l_p = 0.25d + 0.075l$$

DUTTILITA' STRUTTURALE E SEZIONALE

Per $d/l = 1/4$, si ottiene:

$$l_p = (0.25 + 0.075 \cdot 4)d = 0.55d \approx 0.138l$$

Pertanto, l'indice di duttilità della struttura risulta:

$$\mu_{str} = 1 + 3 \cdot 0.138 (\mu_{sec} - 1) = 0.615 + 0.385 \mu_{sec}$$

Che evidenzia come la duttilità della struttura sia sensibilmente inferiore alla duttilità della sezione.

$$\mu_{sez} = 15 \Rightarrow \mu_{str} = 6.4$$

Nella Circolare 2019 si propone per la lunghezza di cerniera plastica la relazione:

$$l_p = 0.1L_V + 0.17d + 0.24 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

L_V è la luce di taglio (M/V), d è l'altezza della sezione, d_{bl} è il diametro delle armature longitudinali, f_c e f_y sono, rispettivamente, la resistenza a compressione del cls e la tensione di snervamento dell'acciaio.

ROTAZIONE ULTIMA CIRCOLARE 2019

Sempre nella circolare si propone, per la rotazione ultima, la relazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100} \rho_d)$$

$\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC),

L_V è la luce di taglio;

h è l'altezza della sezione;

$v = N / (A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c ;

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

f_c, f_y e f_{yw} sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$ è la percentuale di armatura trasversale (s_h = interasse delle staffe nella zona critica);

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,

$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right)$ Fattore di efficienza confinamento

ROTAZIONE SNERVAMENTO CIRCOLARE 2019

Per travi e pilastri, la rotazione al raggiungimento della tensione di snervamento è data dalla:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

ϕ_y è la curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione terminale, h è l'eltezza della sezione e d_b è il diametro medio delle barre longit.

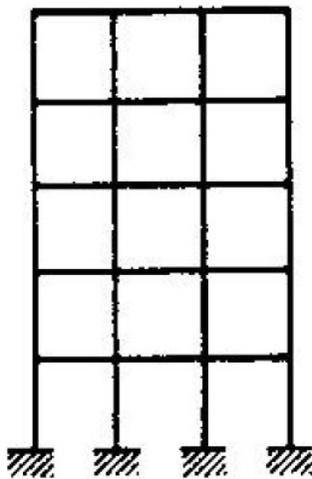
Per pareti, la rotazione al raggiungimento della tensione di snervamento è data dalla:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_V}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

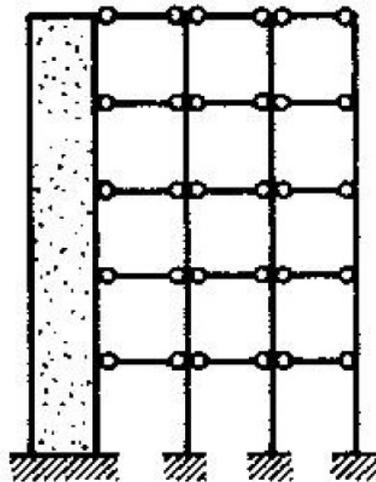
DUTTILITA' DI STRUTTURE PIU' COMPLESSE

La **valutazione della effettiva duttilità di strutture più complesse**, anche limitando l'analisi al comportamento sotto carichi monotoni, **è questione assai complessa**, ma **non priva di interesse pratico**, se non altro come guida alla progettazione.

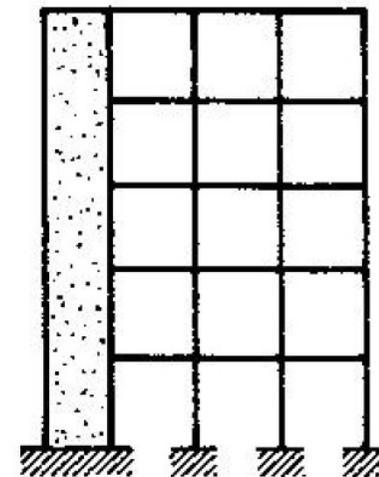
Gli edifici con struttura portante a telaio possono ricondursi, almeno per quanto riguarda le azioni orizzontali, a tre schemi.



Telaio



Mensola



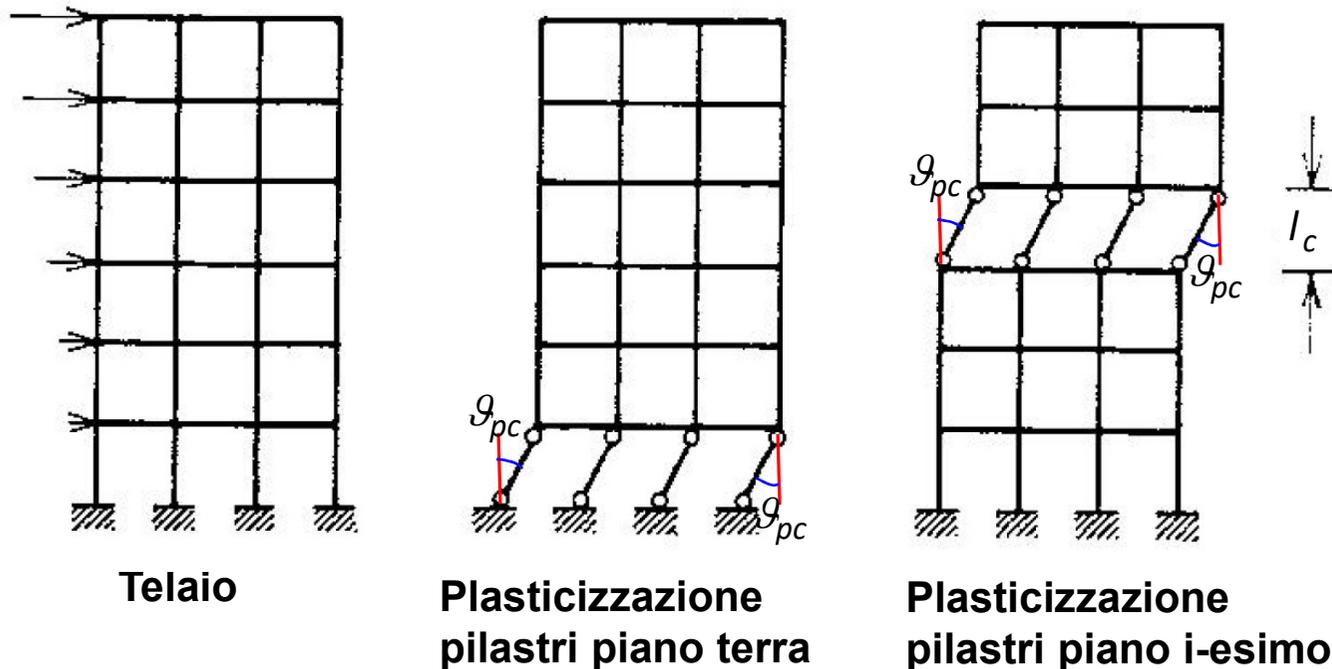
Mensola-telaio

STRUTTURE A TELAIO

Le zone critiche sono di solito nell'intorno dei nodi. La crisi di resistenza può manifestarsi o alle estremità dei pilastri oppure alle estremità delle travi.

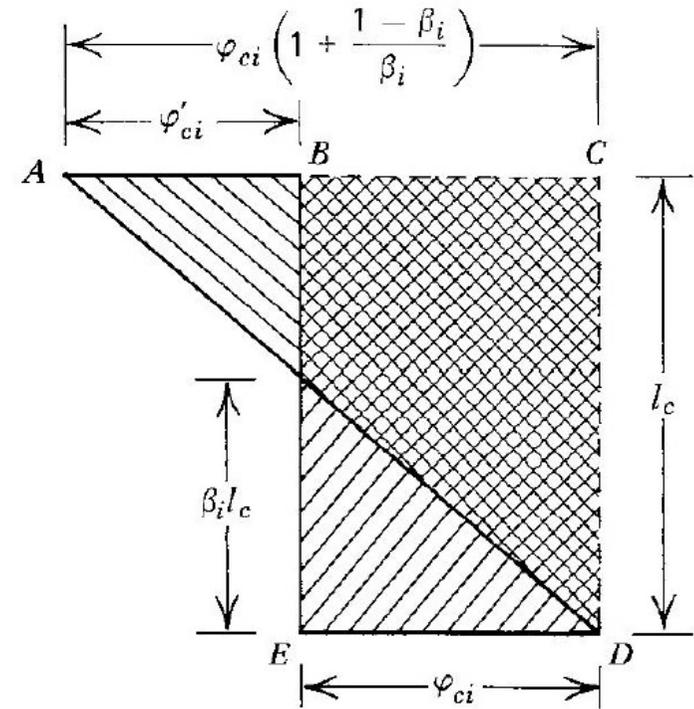
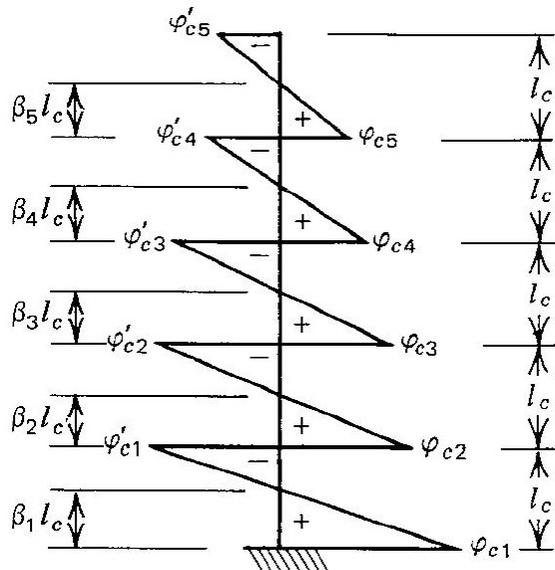
Come già detto, lo studio del regime post-elastico delle strutture intelaiate è molto complesso per cui si fanno delle considerazioni semplici su possibili meccanismi di collasso.

Un primo meccanismo riguarda la formazione di cerniere plastiche alle estremità di tutti i pilastri di un piano.



STRUTTURE A TELAIO

Per valutare lo spostamento in sommità corrispondente al limite elastico, si possono applicare i corollari di Mohr all'intero piedritto.



$$\begin{aligned} \Delta_y = & \varphi_{c1} l_c \left(r l_c - \frac{l_c}{2} \right) - \varphi_{c1} \left(1 + \frac{1 - \beta_1}{\beta_1} \right) \frac{l_c}{2} \left(r l_c - \frac{2 l_c}{3} \right) \\ & + \varphi_{c2} l_c \left(r l_c - \frac{3 l_c}{2} \right) - \varphi_{c2} \left(1 + \frac{1 - \beta_2}{\beta_2} \right) \frac{l_c}{2} \left(r l_c - \frac{5 l_c}{3} \right) + \dots \\ & + \varphi_{ci} l_c \left[r l_c - \left(i - \frac{1}{2} \right) l_c \right] - \varphi_{ci} \left(1 + \frac{1 - \beta_i}{\beta_i} \right) \frac{l_c}{2} \left[r l_c - \left(i - \frac{1}{3} \right) l_c \right] + \dots \\ & + \varphi_{cr} \frac{l_c^2}{2} - \varphi_{cr} \left(1 + \frac{1 - \beta_r}{\beta_r} \right) \frac{l_c^2}{6} \end{aligned}$$

STRUTTURE A TELAIO

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \sum_{i=1,2,\dots,r} \frac{\varphi_{ci}}{\beta_i} [6\beta_i(r - i + 0.5) - 3(r - i) - 1]$$

Dove β_i è la posizione dei punti di flesso nei piedritti.

Il contributo in termini di spostamento in sommità di ogni piedritto, dai corollary di Mohr, diviene pari al momento rispetto alla sommità delle single curvature.

Momento dal rettangolo BCDE meno momento del triangolo ACD.

Assumendo per β_i valori pari a 0.5, nei piani superiori al primo, e pari a 0.6, per il primo piano si ha:

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \left[\varphi_{c1} \left(r + \frac{1}{3} \right) + \varphi_{c2} + \varphi_{c3} + \dots + \varphi_{cr} \right]$$

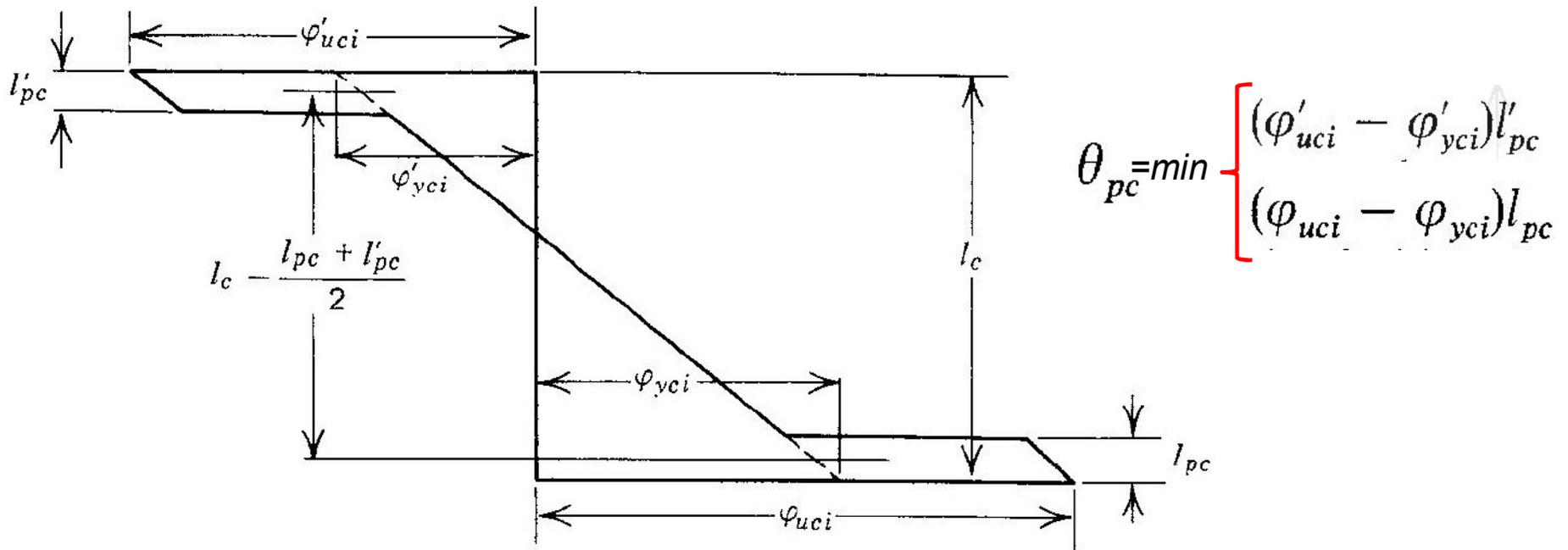
Ponendo infine $\varphi_{ci} = \varphi_{yc}$ e $\beta_i = 0.5$ per ogni piano, si ha:

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} r \varphi_{yc}$$

STRUTTURE A TELAIO

Considerando uno dei meccanismi di collasso citati, si ha per lo spostamento ultimo in sommità:

$$\Delta_u = \Delta_y + g_{pc} \left[l_c - 0.5(l_p + l'_p) \right]$$



E quindi il fattore di duttilità:

$$\mu = 1 + \frac{g_{pc}}{\Delta_y} \left[l_c - 0.5(l_p + l'_p) \right]$$

STRUTTURE A TELAIO

Sostituendo Δ_y e per $l_p = l'_p \approx 0.1l_c$ si ha:

$$[\mathcal{G}_{pc} = \varphi_{yc} (\mu_{sez} - 1) 0.1l_c]$$

$$\mu = 1 + \frac{0.54 \mu_{sez}}{r}$$

Quindi per avere una determinate duttilità strutturale si deve avere per i pilastri:

$$\mu_{sez} = \frac{r(\mu - 1)}{0.54}$$

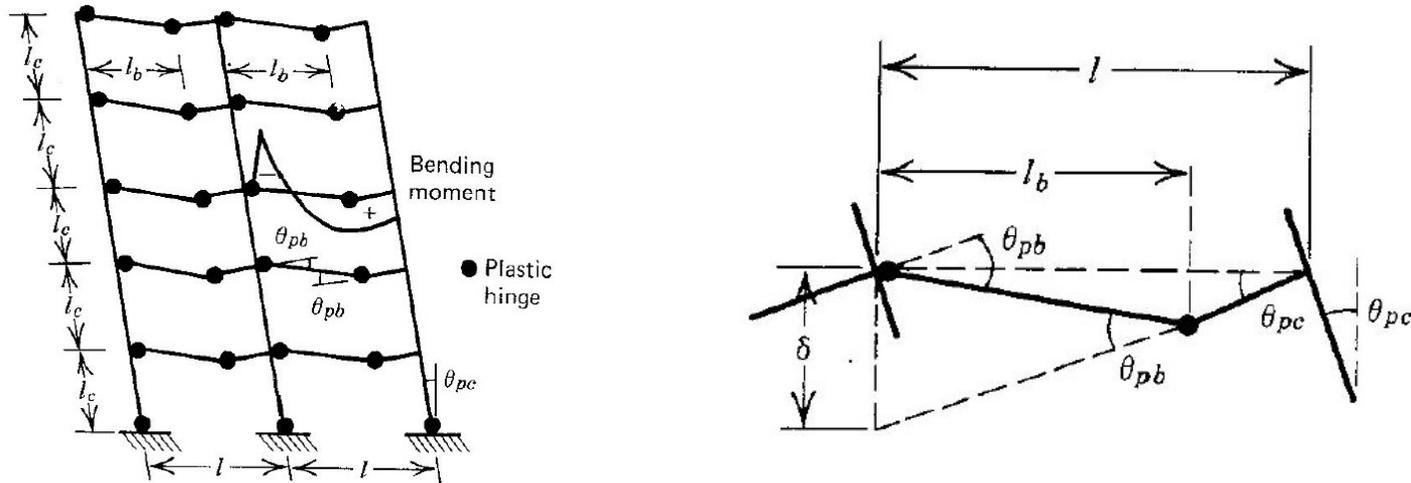
Aumentando r aumenta la duttilità richiesta alle sezioni:

$$\mu = 5 \Rightarrow \begin{array}{l} r = 1 \rightarrow \mu_{sez} = 7.4 \\ r = 5 \rightarrow \mu_{sez} = 37 \end{array}$$

Considerando il fatto che i pilastri presentano forzatamente limitata duttilità, è preferibile realizzare pilastri robusti in modo da favorire meccanismi di collasso con formazione di cerniere plastiche nelle travi.

STRUTTURE A TELAIO

Cerniere nelle travi e alla base dei pilastri piano terra.



La rotazione plastica al piede diviene:

$$\mathcal{I}_{pc} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r l_c} \quad (\text{sarebbe } r l_c - 0.5 l_{pc} \approx r l_c)$$

Si possono mettere in relazione le rotazioni plastiche delle travi con quelle al piede dei piedritti.

$$\delta = \mathcal{I}_{pc} l = l_b \mathcal{I}_{pb}$$

STRUTTURE A TELAIO

Sostituendo \mathcal{G}_{pc} si ha:

$$\mathcal{G}_{pb} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r l_c} \cdot \frac{l}{l_b}$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{r l_c l_b}{l} \cdot \mathcal{G}_{pb}$$

$$\mathcal{G}_{pb} = \min \begin{cases} (\varphi'_{ub} - \varphi'_{yb}) \sum l'_{pb} & \text{pos.} \\ (\varphi_{ub} - \varphi_{yb}) l_{pb} & \text{neg.} \end{cases}$$

$\sum l'_{pb}$ è la somma delle due lunghezze della cerniera plastica ai due lati della stessa. Generalmente risultano minori le rotazioni plastiche nelle cerniere soggette a momento negative. In termini di rotazione plastica al piede lo spostamento vale:

$$\Delta_u = \Delta_y + r l_c \cdot \mathcal{G}_{pc}$$

$$\mathcal{G}_{pc} = (\varphi_{uc1} - \varphi_{yc1}) l_{pc}$$

$$\mu = 1 + \frac{r l_c l_b}{l} \cdot \frac{\mathcal{G}_{pb}}{\Delta_y}$$

$$\mu = 1 + r l_c \cdot \frac{\mathcal{G}_{pc}}{\Delta_y}$$

STRUTTURE A TELAIO

Assumendo per $\mathcal{G}_{pb} = (\varphi_{ub} - \varphi_{yb})/l_{pb}$ e considerando $\beta_i=0.5$, $l_b=2/3l$, $l_{pb}=0.7b$ e con $\alpha\varphi_{yb} = \varphi_{ci}$ si ha, per $\mu=5$, $l_c=8b$,

$$\mu_{sez} = 1 + \frac{\mu-1}{0.35} \cdot \alpha = 12.43 \quad (\alpha=1)$$

$$\mu_{sez} = 1 + \frac{\mu-1}{0.35} \cdot \alpha = 23.86 \quad (\alpha=2)$$

Assumendo per $\mathcal{G}_{pc} = (\varphi_{uc1} - \varphi_{yc1})/l_{pc}$ e considerando $\beta_i=0.5$, $l_{pc}=0.7b_c$, $l_c=8b_c$, $\varphi_{yb} = \varphi_{ci}$ e per $\mu=5$, vale:

$$\mu_{sez} = 1 + \frac{\mu-1}{0.525} = 8.62$$

Quindi con il secondo meccanismo è richiesta una minore duttilità sezionale alle colonne.

STRUTTURE A TELAIO

L'ipotesi semplificativa di formazione simultanea delle cerniere plastiche, in realtà, non è mai verificata, quindi, se si hanno ridistribuzioni di momenti fra la formazione delle cerniere plastiche, è necessario che la duttilità delle prime sezioni che si plasticizzano deve essere maggiore delle altre.

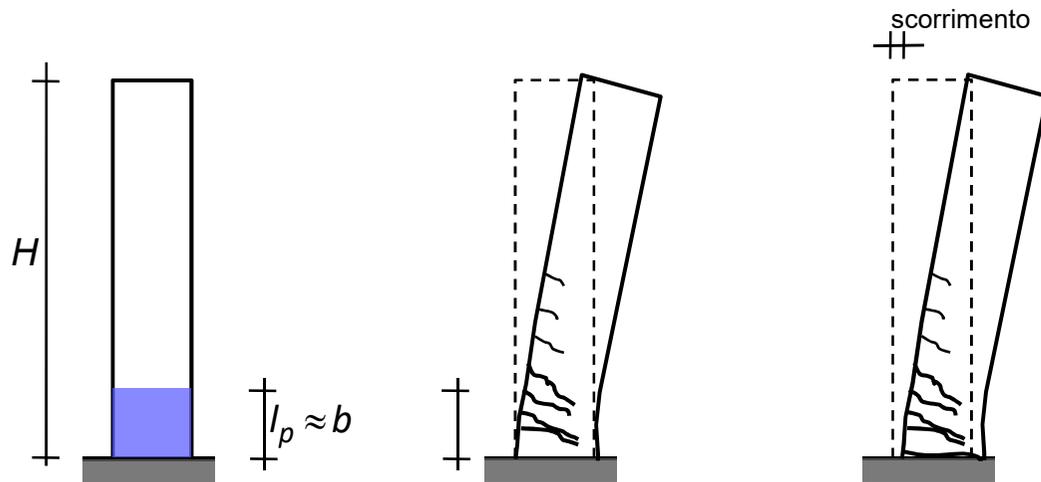
Orientativamente, se si indica con μ la duttilità richiesta alla struttura, in questo secondo caso e per un numero di piani non superiori a 7, la duttilità richiesta alle sezioni deve essere almeno

$$\mu_{sez} > 4\mu$$

PARETI DI TAGLIO

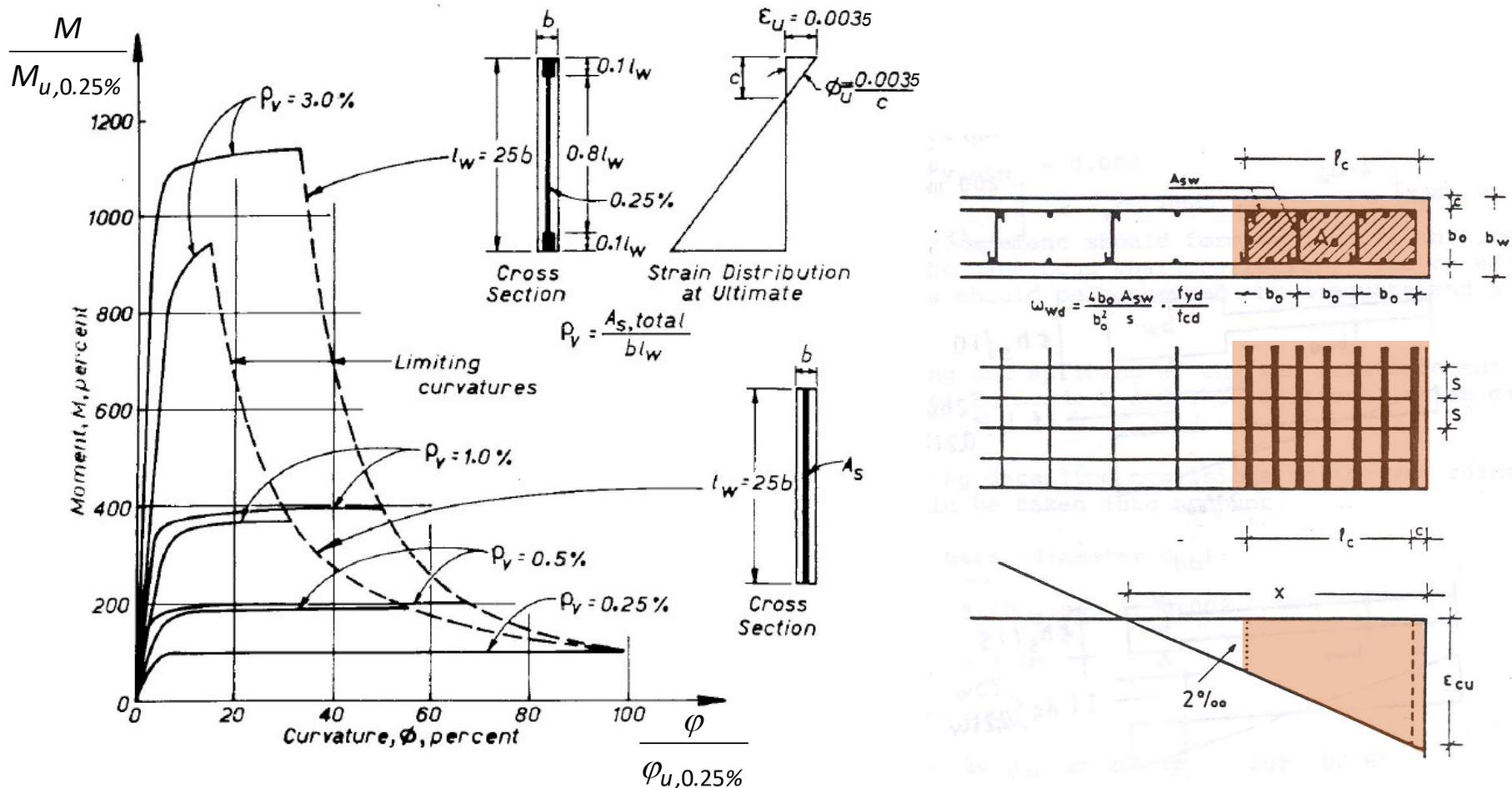
Le pareti di taglio con limitata altezza H rispetto alla base B hanno limitata duttilità in quanto la crisi di resistenza si ha per taglio. In questi casi si progettano pareti in grado di sopportare azioni elevate rimanendo in campo elastico.

Per pareti di taglio snelle si trattano come l'elemento singolo con formazione di una cerniera plastica al piede.



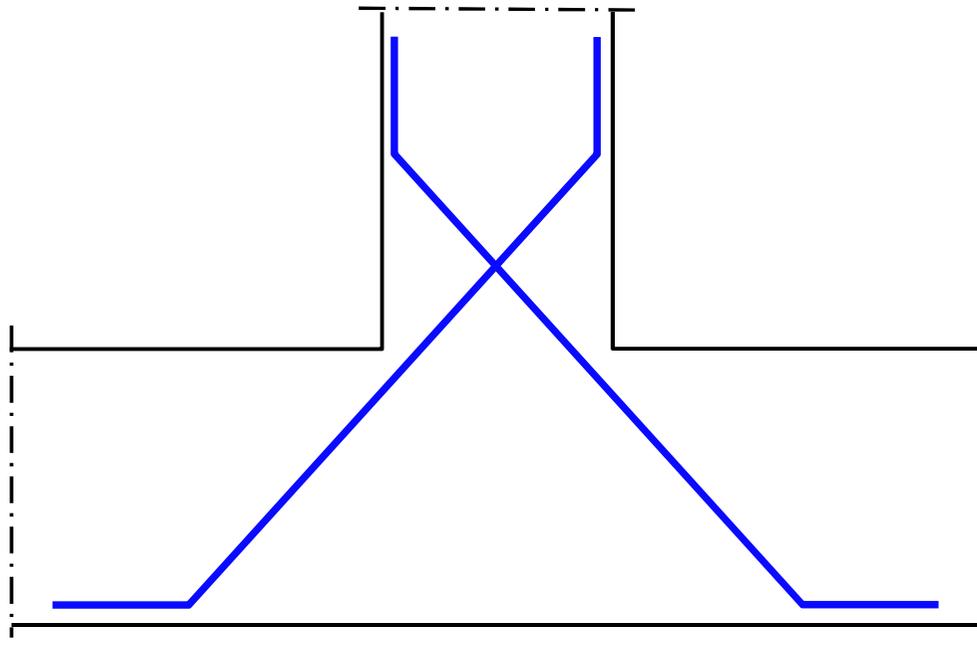
PARETI DI TAGLIO

Per migliorare la duttilità è preferibile concentrare parte delle armature alle estremità, provvedendo, inoltre, ad un buon confinamento del calcestruzzo nelle zone di estremità.



PARETI DI TAGLIO

Le azioni orizzontali si riversano interamente alla base delle pareti. Sono necessarie, quindi, armature a taglio quali staffe. Se però, per effetto delle sollecitazioni alterne, si viene a formare una fessura orizzontale alla base della parete si può avere come conseguenza uno scorrimento. Per evitare questo, è opportuno disporre delle armature diagonali.



SOLLECITAZIONI CICLICHE

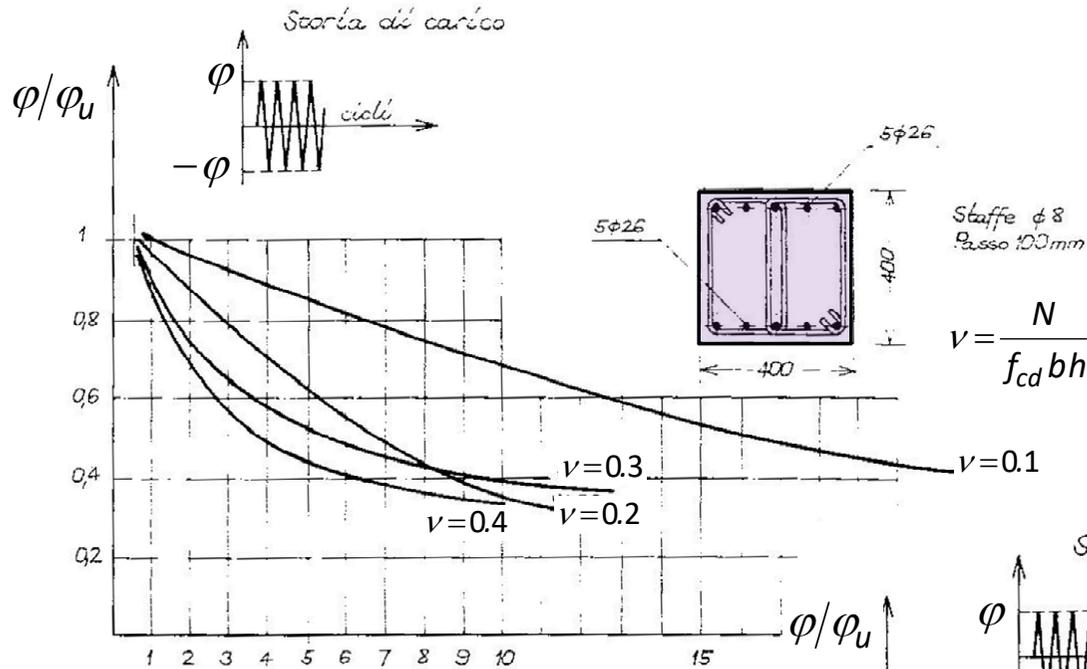
Finora si è fatto riferimento a sollecitazioni monotone. Le prove sperimentali condotte su elementi in c.a. soggette a carichi ripetuti hanno evidenziato il progredire del danneggiamento dell'elemento con il numero di cicli.

Si verifica infatti:

- Espulsione del copriferro di cls nelle zone compresse (*spalling*)
- Instabilità per carico di punta barre sprovviste di copriferro
- Degrado superficiale facce della fessura per sfregamento da taglio.

Questi effetti causano un rapido deterioramento della resistenza limitando, quindi, la vita della struttura a pochi cicli. Per il progettista è importante poter assumere un livello di duttilità che possa essere assicurato per un numero di cicli pari all'eccitazione dell'evento sismico di progetto.

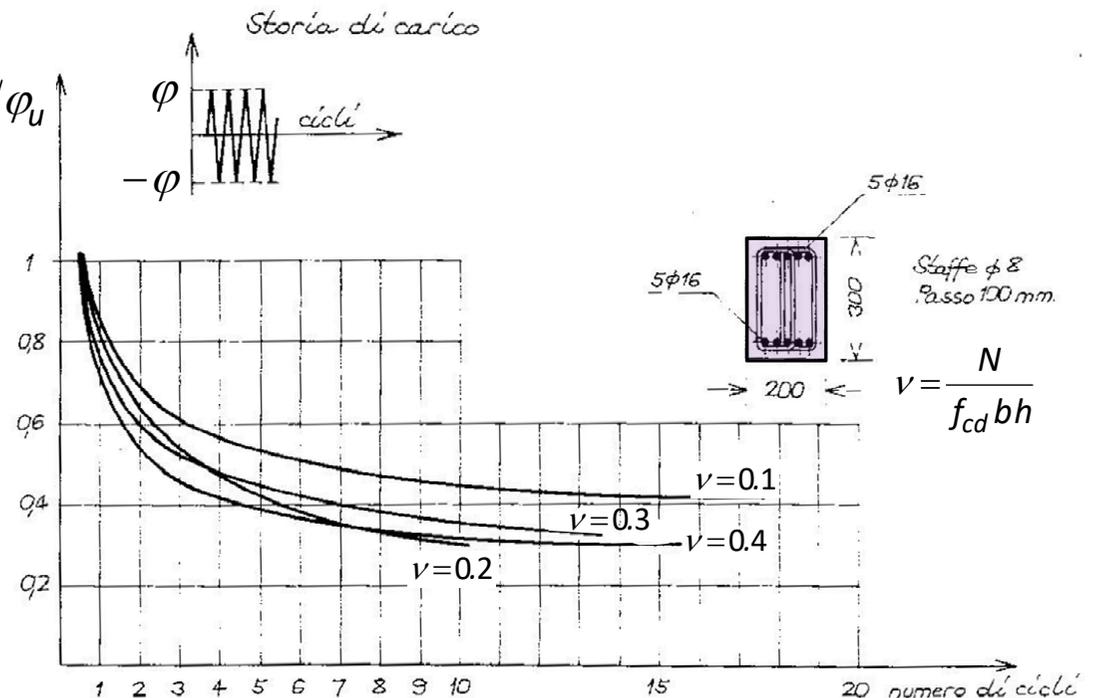
SOLLECITAZIONI CICLICHE



Alcuni risultati sperimentali mostrano:

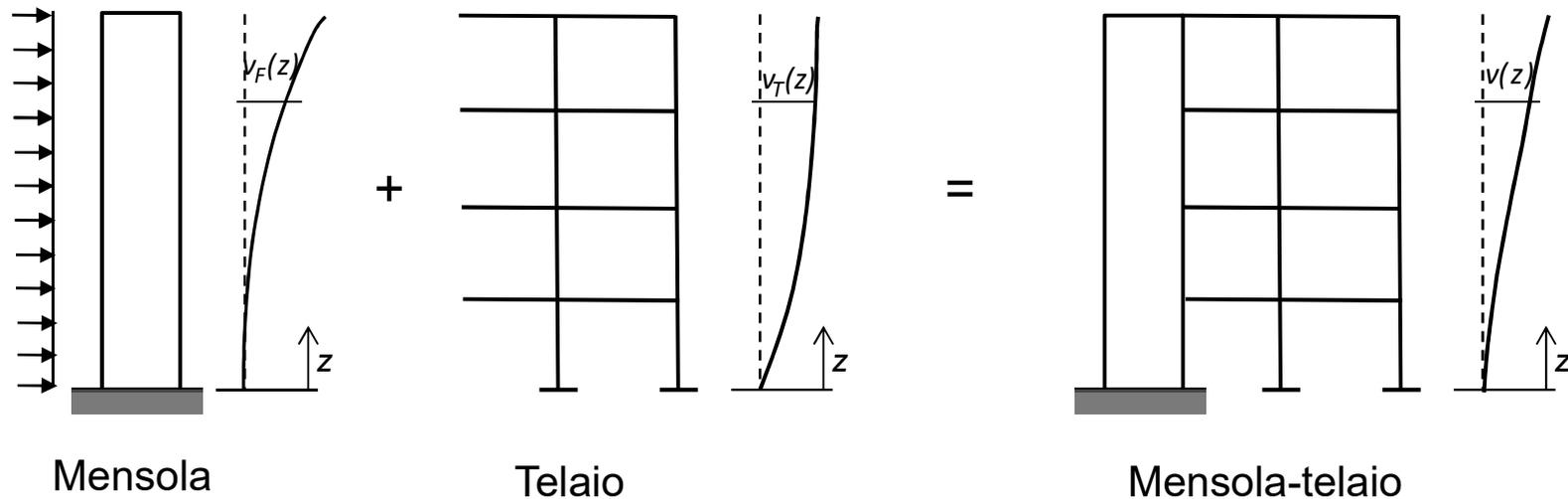
- La duttilità calcolabile con diagramma $M-\phi$ monotono è un valore di riferimento, ma scarsamente significativo per carichi ciclici

- La crisi di resistenza può aversi per un numero di cicli fra 5 e 20 (cicli di massima ampiezza per un sisma) se si richiede una duttilità pari o superiore al 50% di quella monotona
- Lo sforzo normale limita la vita dell'elemento
- Il confinamento incrementa sensibilmente la vita dell'elemento



COMBINAZIONE MENSOLA-TELAIO

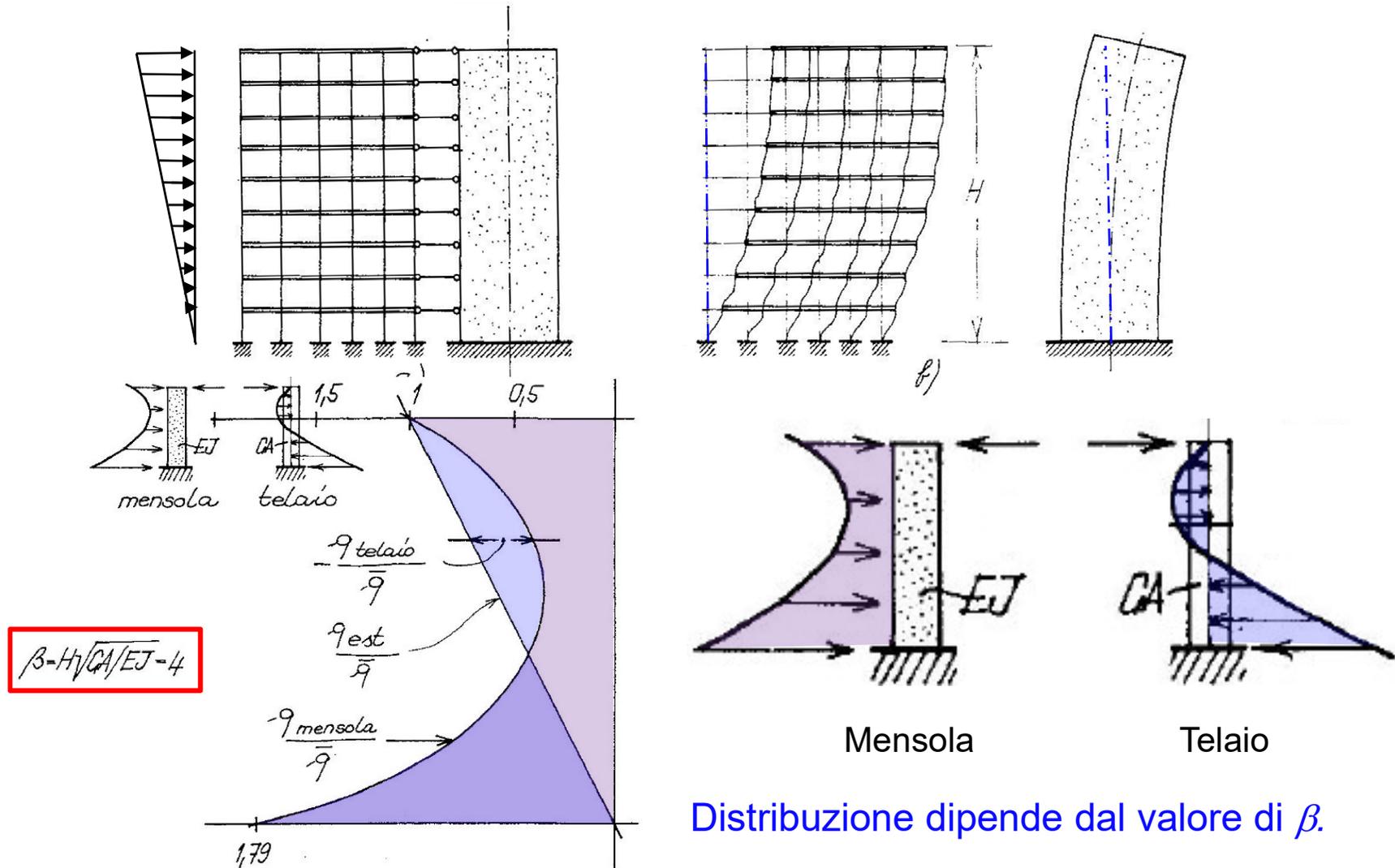
Come evidenziato in precedenza, frequentemente le strutture in c.a. sono costituite sia da telai che da pareti di taglio. Generalmente il tipo di deformata del telaio è sensibilmente diverso da quello della mensola.



Per la congruenza tra mensola e telaio si ha uno scambio reciproco di sollecitazioni fra i due tipi di elemento. Se i pilastri del telaio sono molto snelli, prevarrà il comportamento tipo mensola e viceversa nel caso che la mensola sia snella.

COMBINAZIONE MENSOLA-TELAIO

Se si considera l'elemento combinato mensola-telaio, aventi la prima rigidezza flessionale $E I$ ed il secondo rigidezza tagliante GA , si ha:



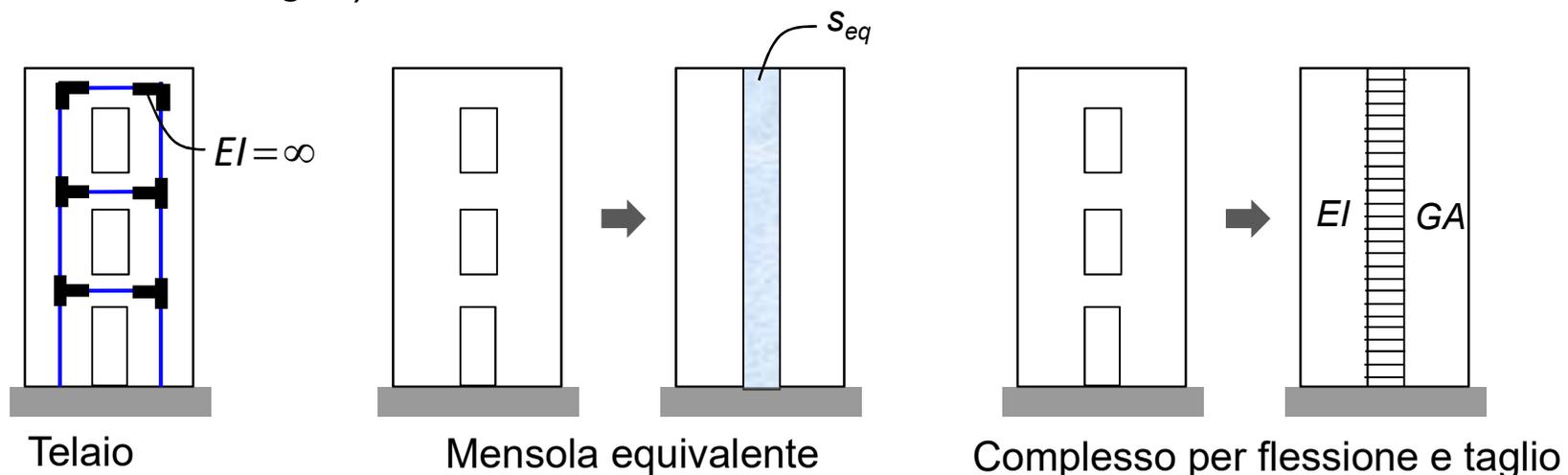
Distribuzione dipende dal valore di β .

Pareti forate

La presenza di pareti forate complica le operazioni in quanto queste presentano una deformabilità, sia per flessione che per taglio. Non è quindi possibile trascurare una componente o l'altra.

Si può procedere, quindi, nei seguenti modi semplificati:

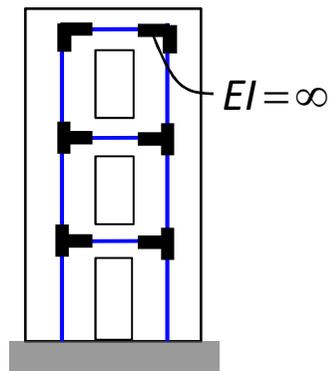
- Schematizzando la parete forata come telaio
- Schematizzazione a mensola equivalente (*spessore equivalente zona fori*)
- Schematizzando l'elemento costituito dall'associazione di due pareti, una deformabile per flessione ed una deformabile per taglio (*complesso per flessione e taglio*)



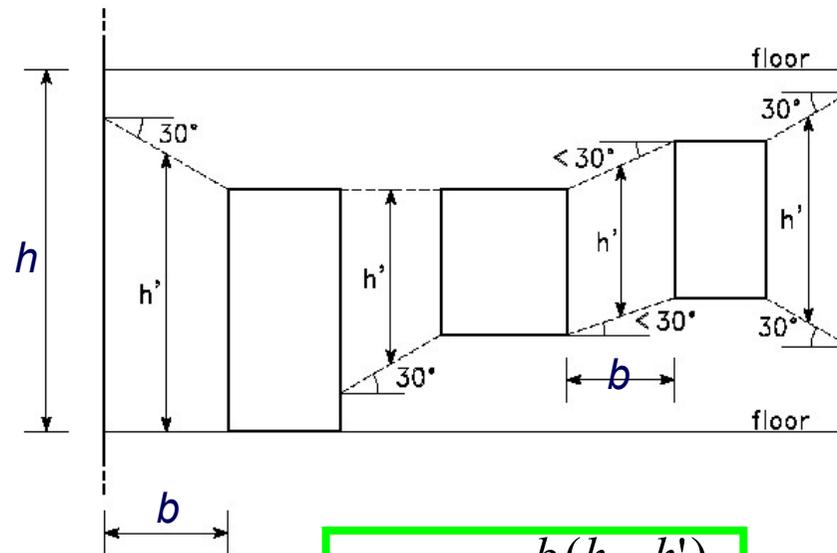
Schematizzazione a telaio

Nella schematizzazione a telaio, si considerano infinitamente rigide le zone di intersezione tra i piedritti e le traverse, mentre per le aste si assume un comportamento “alla Timoshenko”.

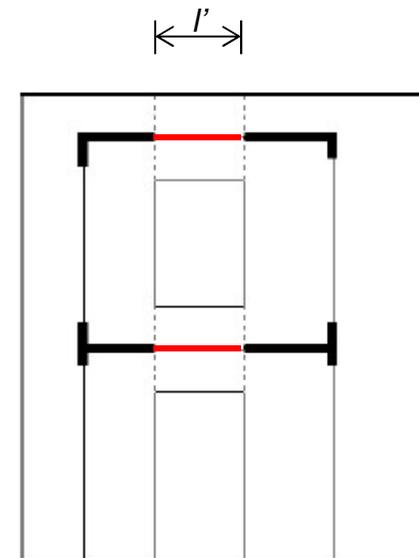
Esistono delle proposte per la lunghezza effettiva delle parti deformabili di travi e piedritti, maggiormente calibrati per le costruzioni in muratura (*Dolce, per i piedritti, Magenes, per le traverse*).



Telaio



$$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$$

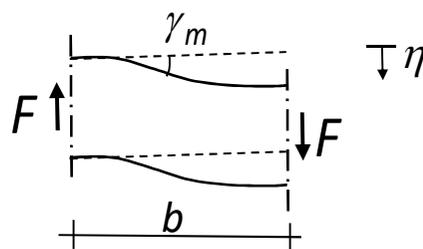
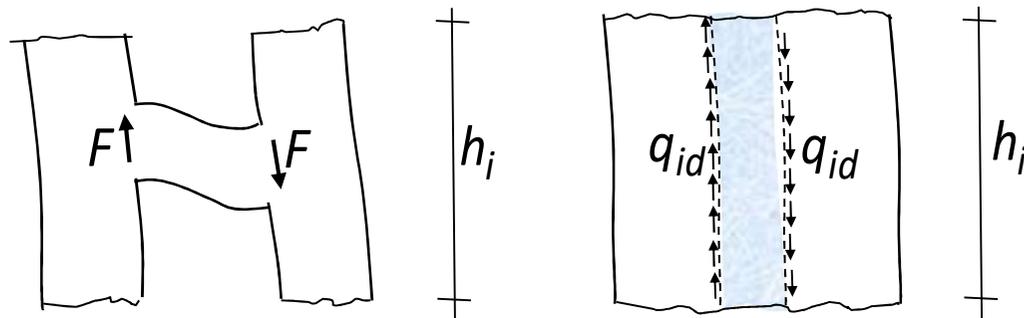


$$l_{eff} = l'$$

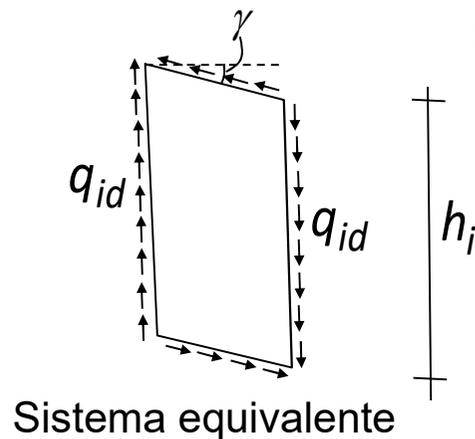
Schematizzazione a mensola equivalente

Nel sistema a mensola equivalente si sostituiscono i traversi con una fascia continua di spessore adeguato in modo da offrire la stessa rigidità della parete forata reale.

Questa semplificazione richiede che gli elementi laterali (*piedritti*) siano molto più rigidi rispetto ai traversi (*aperture piccole*)



Sistema reale



Sistema equivalente

Si impone l'equilibrio e l'uguaglianza delle deformazioni prodotte.

$$F = q_{id} \cdot h_i$$

$$\gamma_m = \gamma$$

$$\eta = \left(\frac{b^3}{12EI_T} + \frac{\chi b}{GA} \right) F \quad \gamma_m = \frac{\eta}{b} = \left(\frac{b^2}{12EI_T} + \frac{\chi}{GA} \right) F$$

$$\gamma = \frac{q_{id}}{Gt_{id}}$$

Sostituendo $F = q_{id} \cdot h_i$ e uguagliando $\gamma_m = \gamma$

$$t_{id} = \frac{1}{\left(\frac{b^2}{12EI_T} + \frac{\chi}{GA} \right) G h_i}$$