

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Tecnica delle Costruzioni

CARATTERISTICHE MATERIALI
E AZIONE ASSIALE

Prof. Ing. Natalino Gattesco

BIBLIOGRAFIA

Toniolo G., Di Prisco M., “Cemento Armato – Calcolo agli stati limite”, Vol. 2a, terza edizione, Ed. Zanichelli, 2010.

Park R., Paulay T., “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons, New York, 1975.

Mac Gregor J., “Reinforced Concrete – Mechanics and Design”, Prentice Hall, New Jersey, 1988.

Santarella L., “Prontuario del Cemento Armato”, XXXVIII edizione, Ed. Hoepli, Milano.

MATERIALI

Il calcestruzzo armato è ottenuto dalla combinazione di calcestruzzo, che ha buona resistenza a compressione ma scarsa resistenza a trazione (circa 1/10), e acciaio che è utilizzato principalmente per resistere alle forze di trazione.

Il calcestruzzo è un materiale “composito” formato da aggregati, sabbia e ghiaia, chimicamente legati fra loro da cemento portland.

Il diametro massimo degli aggregati dipende dallo spessore dell'elemento da realizzare; comunque nelle costruzioni civili raramente supera i 20 mm.

L'acciaio è utilizzato in barre ad aderenza migliorata, per garantire una buona aderenza con il calcestruzzo.

CALCESTRUZZO

Le principali proprietà del calcestruzzo riguardano:

- **Resistenza a compressione**
- **Modulo elastico**
- **Resistenza a trazione**
- **Aderenza acciaio-calcestruzzo**
- **Ritiro**
- **Viscosità**
- **Dilatazione termica**
- **Durabilità**

CALCESTRUZZO

Resistenza a compressione monoassiale

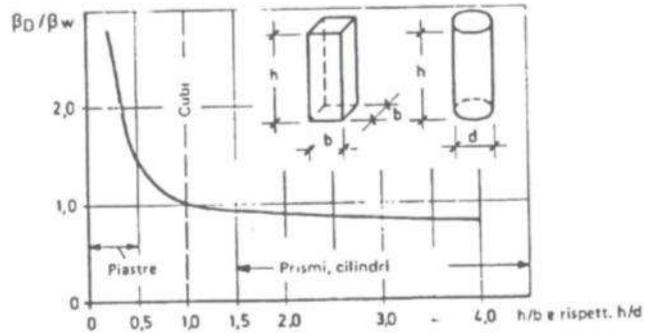
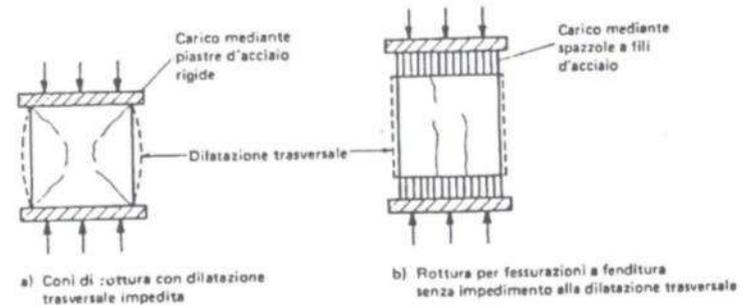


Fig. 2.8 Rapporto tra la resistenza a compressione β_D di corpi prismatici e la resistenza compressione cubica β_w in funzione della snellezza h/d e rispet. h/b [25]



a) Coni di rottura con dilatazione trasversale impedita

b) Rottura per fessurazioni a fenditura senza impedimento alla dilatazione trasversale

$$f_c < R_c \quad f_c \approx 0,83 R_c$$

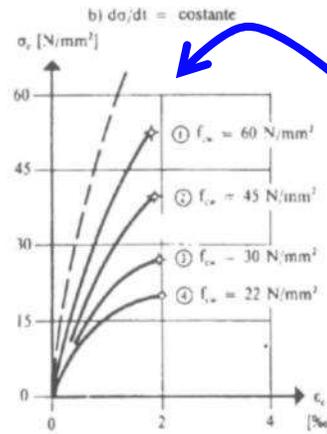
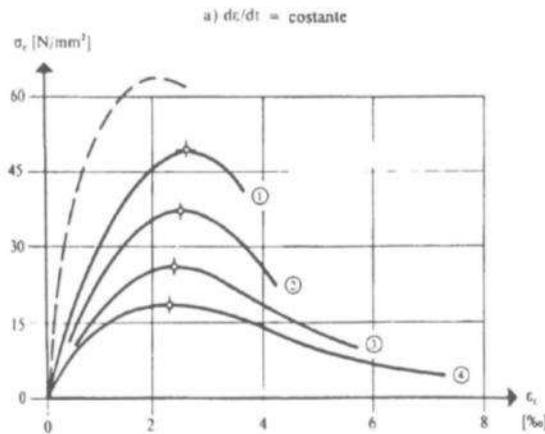


Fig. 2.7 Diagrammi tensione-deformazione misurati su prisma.

Prove a incremento di carico

Prove a incremento di deformazione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [\text{N/mm}^2]$$

CALCESTRUZZO

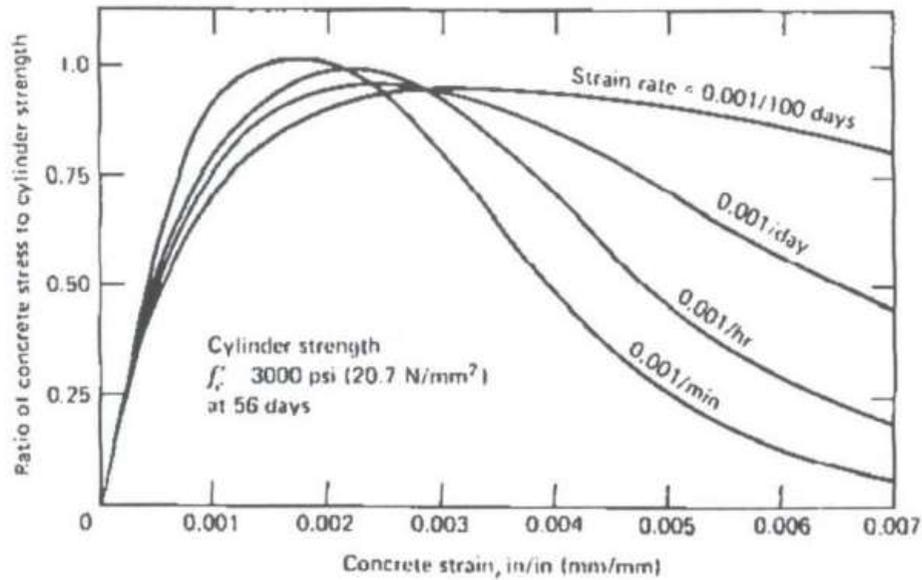


Fig. 2.5. Stress-strain curves for concrete with various rates of axial compressive loading.

Velocità di carico
(Rusch)

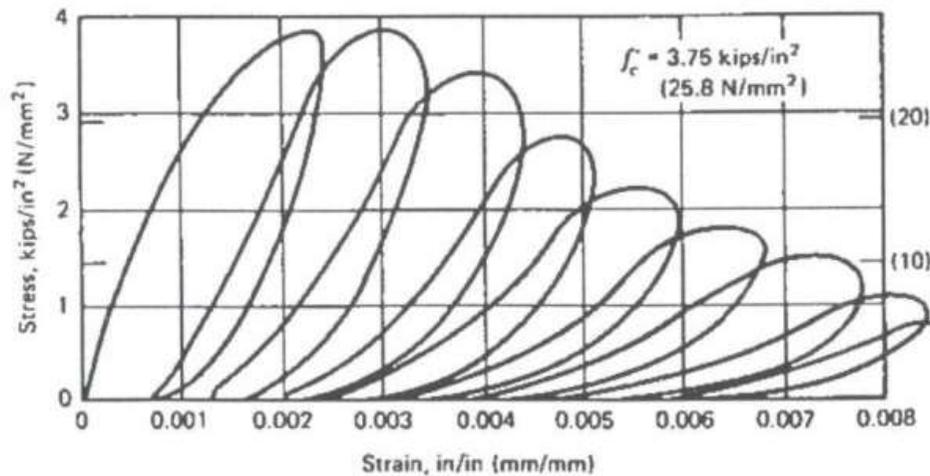


Fig. 2.4. Stress-strain curves for concrete cylinder with high-intensity repeated axial compressive cyclic loading.^{2,4}

Comportamento per
carichi ciclici

CALCESTRUZZO

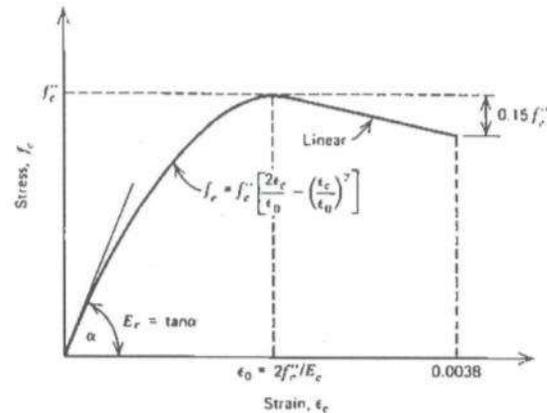


Fig. 2.3. Idealized stress-strain curve for concrete in uniaxial compression.^{2,4}

Esempio di
Modello Legame costitutivo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

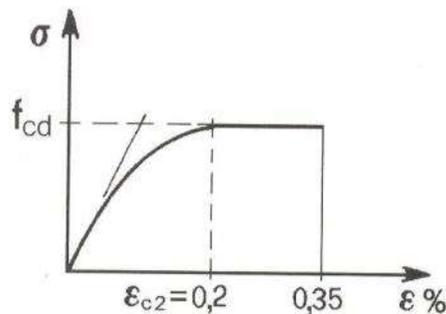
α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
 γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

γ_C è pari ad 1,5.

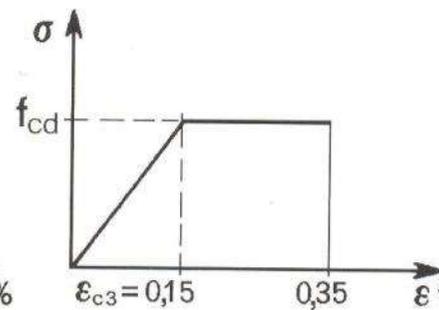
α_{cc} è pari a 0,85.

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \quad [\text{N/mm}^2]$$

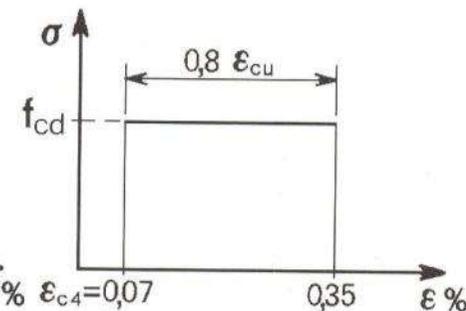
Modelli costitutivi semplificati



Parabola-rettangolo



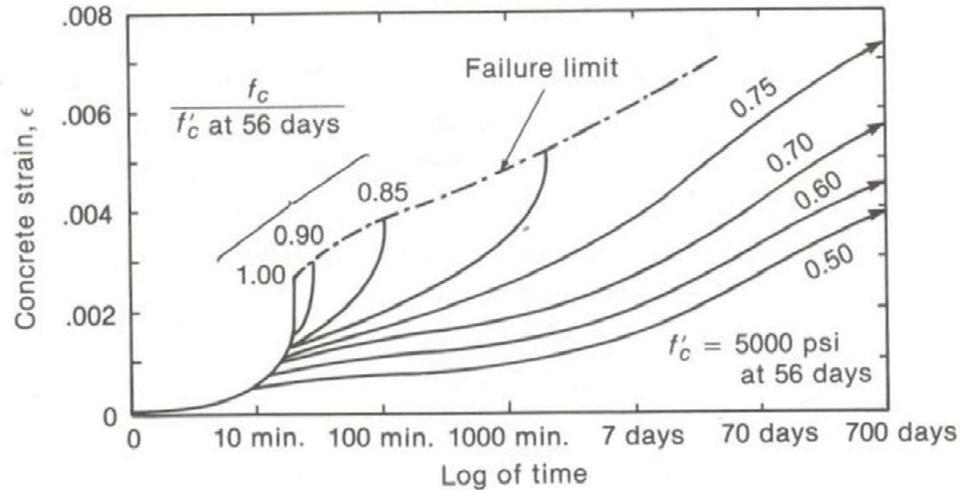
Triangolo-rettangolo



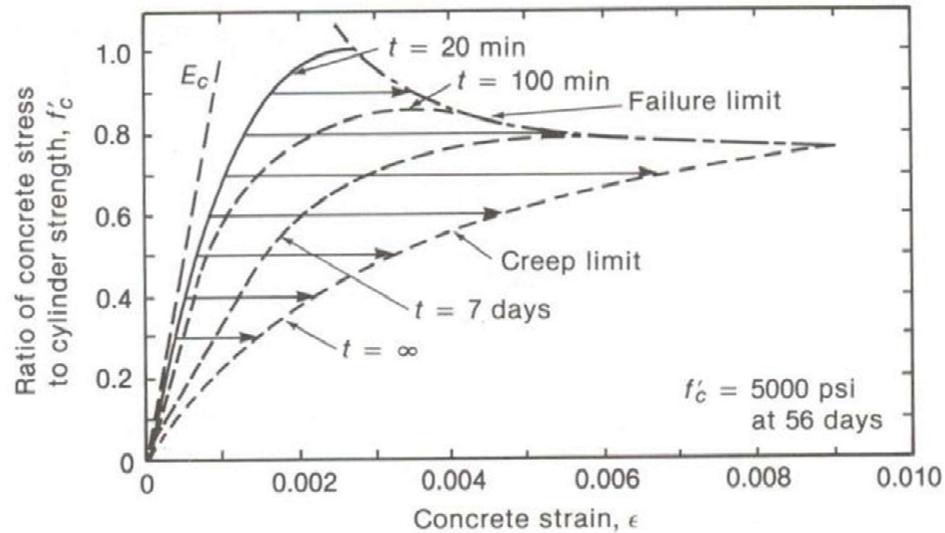
Rettangolo (stress-block)

CALCESTRUZZO

**Variazione
deformazione nel
tempo**



(a) Strain-time relationship.

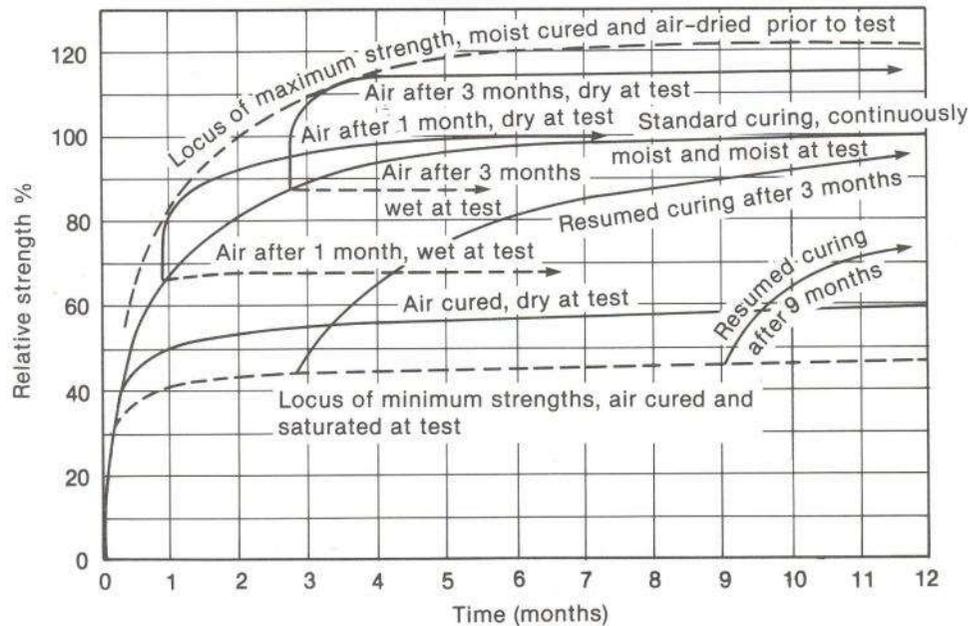


(b) Stress-strain relationship.

**Curva delle
resistenze a
termine (α_{cc})**

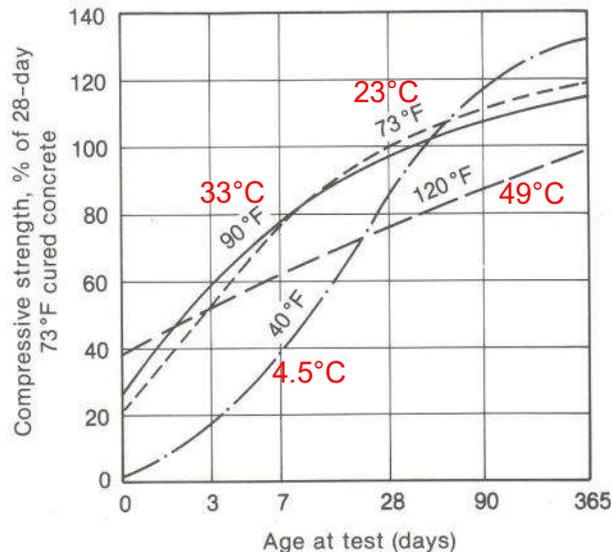
CALCESTRUZZO

Fig. 3-6
Effect of moist-curing conditions at 70°F and moisture content of concrete at time of test on compressive strength of concrete. (From Ref. 3-9.)



Influenza della stagionatura e dell'umidità alla prova

Fig. 3-7
Effect of temperature during the first 28 days on the strength of concrete (water-cement ratio = 0.41, air content = 4.5 percent, Type I cement, specimens cast and moist-cured at temperature indicated for first 28 days. All moist-cured at 73°F thereafter). (From Ref. 3-10.)



Influenza della temperatura durante i primi 28 giorni di maturazione

CALCESTRUZZO

Classi di resistenza del calcestruzzo:

Il primo numero rappresenta la resistenza a compressione cilindrica e il secondo la resistenza a compressione cubica.

CLASSE DI RESISTENZA	
C8/10	} <i>Molto bassa</i>
C12/15	
C16/20	} <i>Bassa</i>
C20/25	
C25/30	
C28/35	} <i>Media</i>
C32/40	
C35/45	
C40/50	
C45/55	} <i>Alta</i>
C50/60	
C55/67	
C60/75	
C70/85	} <i>Molto alta</i>
C80/95	
C90/105	

STRUTTURE DI DESTINAZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

CALCESTRUZZO

RESISTENZA A TRAZIONE

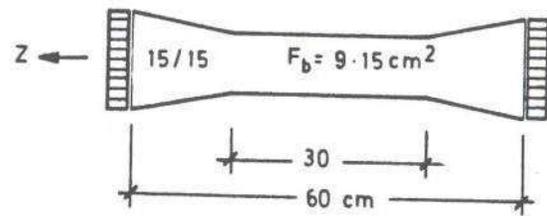


Fig. 2.13 Provino per determinare la resistenza a trazione assiale

$$\beta_z = \frac{z}{F_b}$$

Trazione assiale

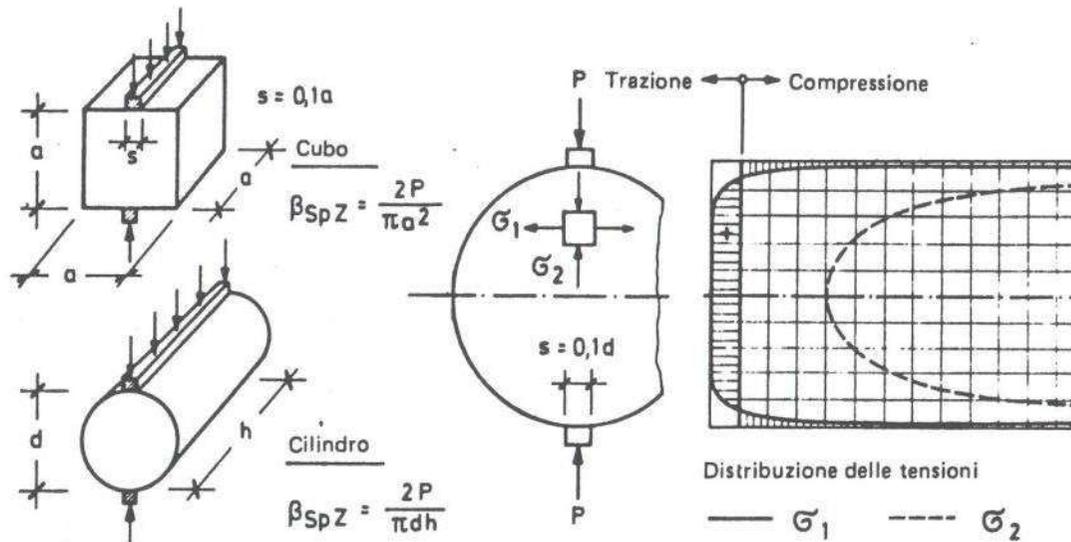


Fig. 2.14 Determinazione della resistenza a trazione per fenditura su cilindri o cubetti di calcestruzzo [35]

Trazione per fenditura

CALCESTRUZZO

Resistenza a trazione per flessione

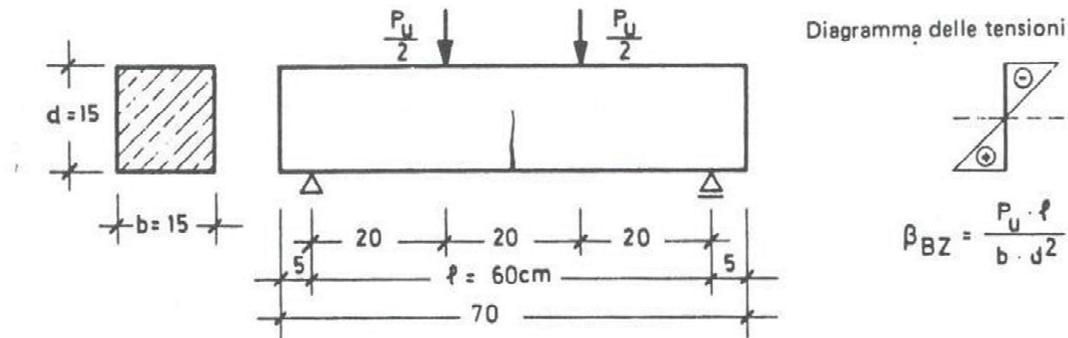


Fig. 2.15 Provini per la determinazione della resistenza alla flessione-trazione

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

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [N/mm^2]$$

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} \quad [N/mm^2]$$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

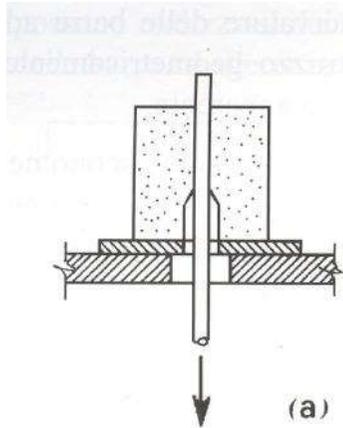
$$f_{ctm} = 2.12 \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60$$

$$f_{ctk,5\%} = 0.7 f_{ctm}$$

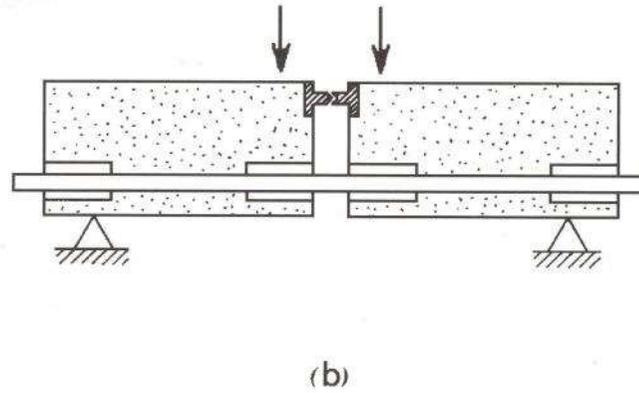
$$f_{ctk,95\%} = 1.3 f_{ctm}$$

CALCESTRUZZO

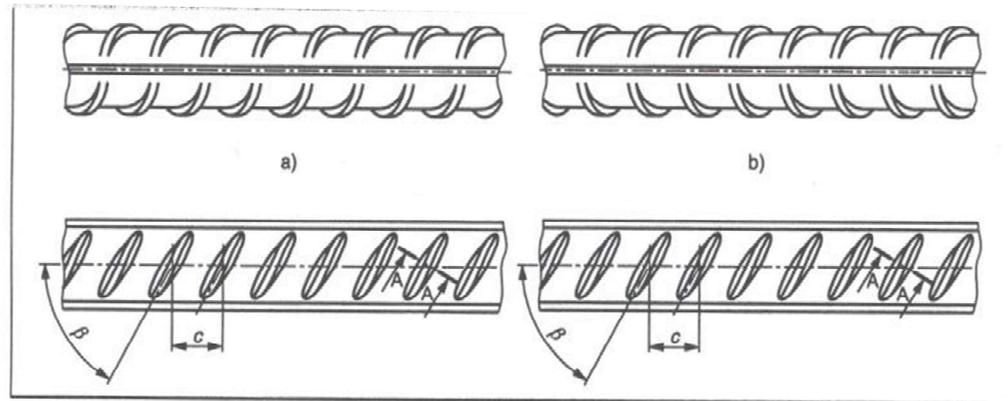
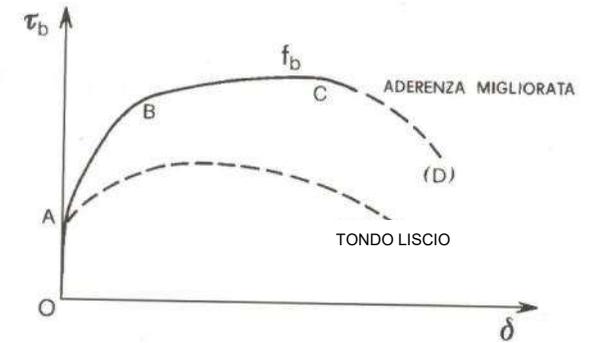
Aderenza acciaio-calcestruzzo



Prova di pull-out



Prova "Beam test"

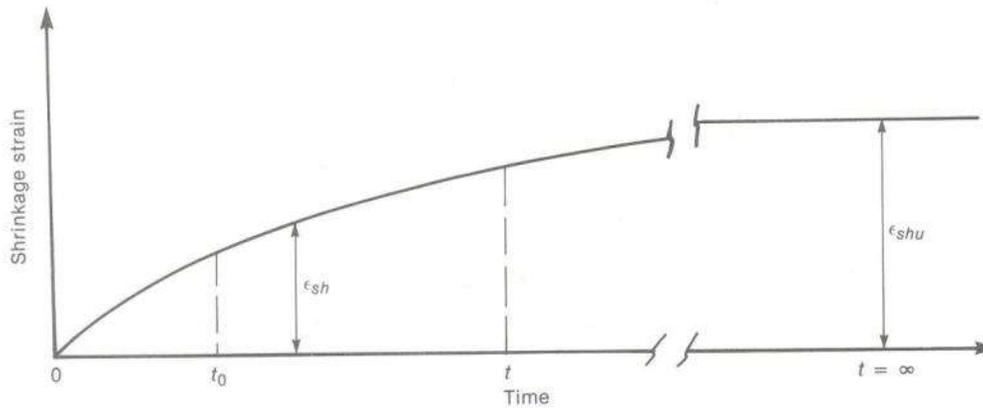


$$f_{bk} = 2.25 f_{ctk}$$

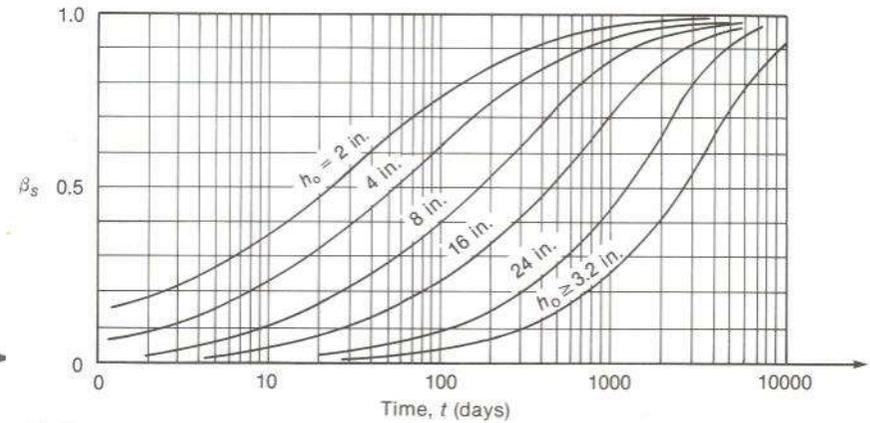
CALCESTRUZZO

Ritiro

$$h_o = \frac{2 \cdot A}{p} \quad \begin{array}{l} A = \text{area sez. trasv.} \\ p = \text{perimetro sez.} \end{array}$$

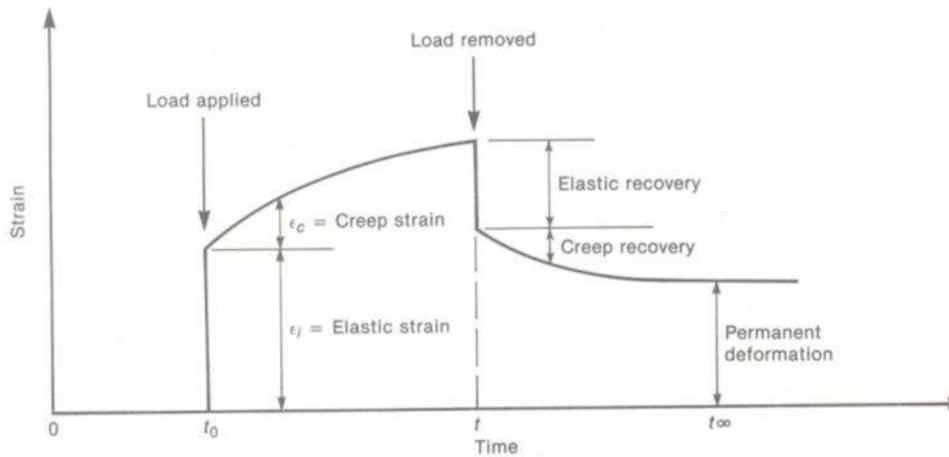


(a) Shrinkage of an unloaded specimen.

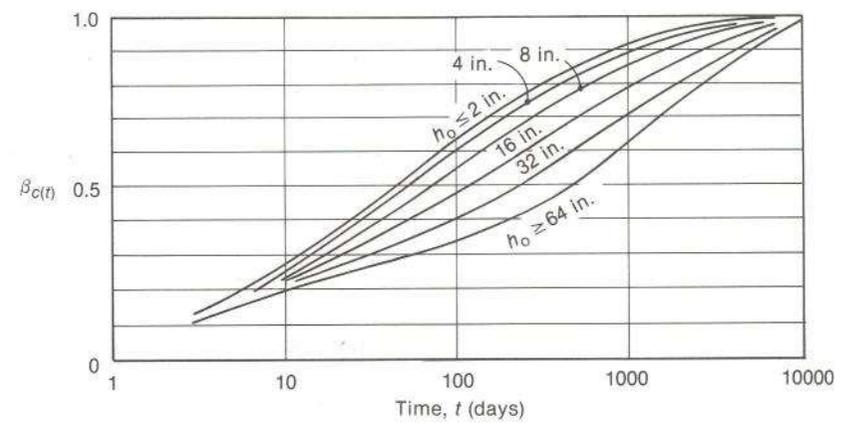


(d) Change of shrinkage with time

Viscosità



(b) Elastic and creep strains due to loading at time, t_0 , and unloading at time, t .



(b) Change in creep with time.

CALCESTRUZZO

Dilatazione termica

Coefficiente di dilatazione termica $\alpha_T = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Durabilità

I principali agenti aggressivi di tipo chimico-fisico sono

- Gelo-disgelo
- Acidi
- Solfati
- Alkali
- Biologici



DANNEGGIAMENTO CALCESTRUZZO

- Carbonatazione cls
- Penetrazione cloruri



CORROSIONE ACCIAIO

ACCIAIO D'ARMATURA

L'acciaio d'armatura è prodotto in barre o in filo.

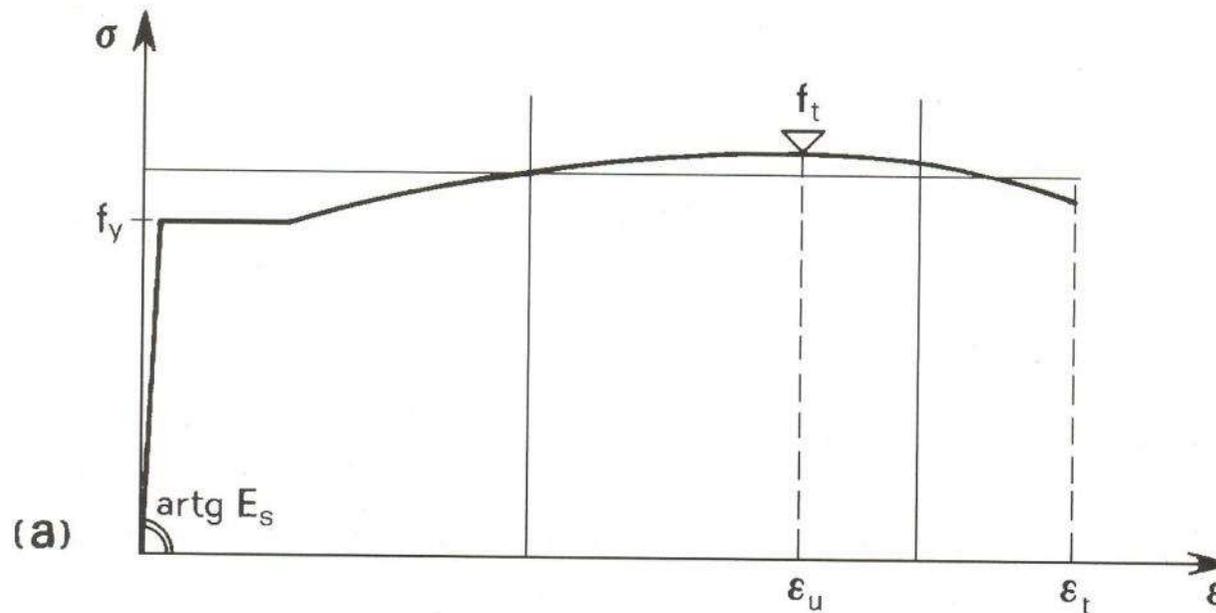
La classificazione fatta con riferimento alle *caratteristiche meccaniche* dell'acciaio si basa sui seguenti parametri:

f_t - tensione di rottura (o resistenza a trazione)

f_y - tensione di snervamento

f_t/f_y - rapporto di incrudimento

ε_u - allungamento limite (sotto carico massimo)



ACCIAIO D'ARMATURA

L'acciaio d'armatura è prodotto in barre o in filo.

- un comportamento elastico lineare fino al limite f_y di snervamento;
- modulo elastico E_s con buona precisione pari, per tutti i tipi di acciaio, a 205000 MPa;
- comportamento successivo perfettamente plastico con andamento orizzontale;
- ripresa, dopo un notevole allungamento, della crescita tensionale al seguito dell'incrudimento del materiale;
- raggiungimento della massima capacità resistente f_t per notevoli valori dell'allungamento limite (uniforme sotto carico massimo) ε_u ;
- discesa della curva dopo il carico massimo al seguito del fenomeno della strizione del provino;
- rottura notevolmente duttile ad un allungamento ε_t ancora maggiore;
- indici ε_u , ε_t di duttilità più piccoli in genere per gli acciai di maggiore resistenza.

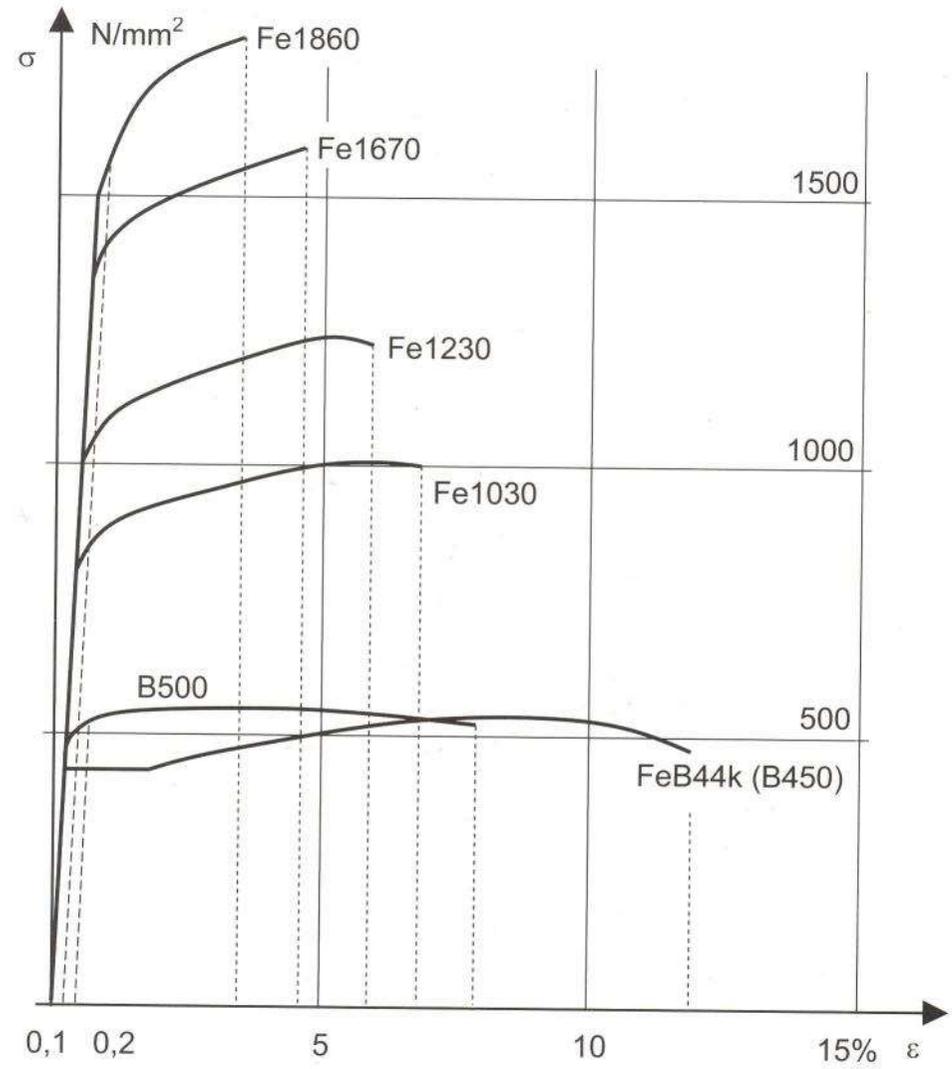
ACCIAIO D'ARMATURA

L'acciaio d'armatura è prodotto in barre o in filo.

Acciaio ad alta resistenza in filo da c.a.p. per trecce e trefoli

Acciaio ad alta resistenza in barre da c.a.p.

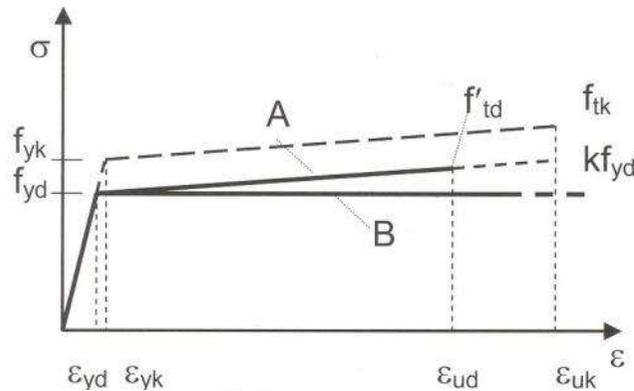
Acciaio in barre ad aderenza migliorata da c.a. ordinario



ACCIAIO D'ARMATURA

$$E_0 = \frac{f_y}{\varepsilon_y}$$

$$E_1 = \frac{f_t - f_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y}$$



A – Modello bilineare con incrudimento

B – Modello elastico-perfettamente plastico indefinito

$$f_y = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$$

con $\gamma_S = 1,15$

$$f_t = f_{td} = k f_{yd}$$

con $k = 1,2$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$$

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{uk}$$

$$f'_{td} = f_y + E_1 (\varepsilon_{ud} - \varepsilon_y)$$

ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE

I pilastri di strutture in calcestruzzo armato sono soggetti prevalentemente ad azione assiale di compressione.

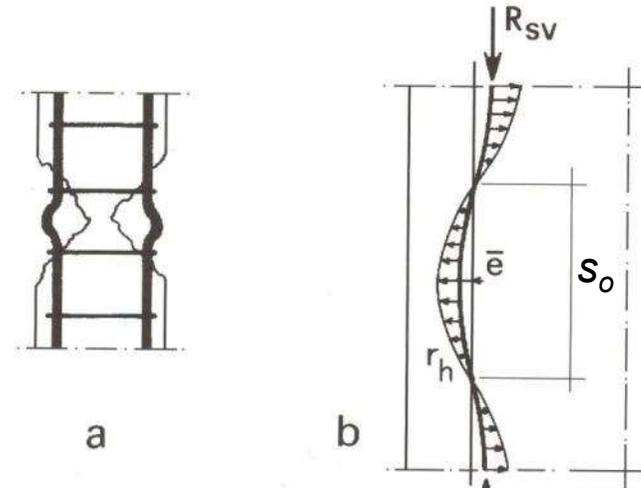
Essi sono provvisti di due ordini di armature:

- Longitudinali
- Trasversali costituite da staffe o spirali

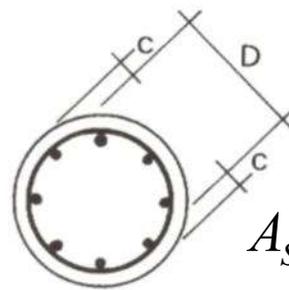
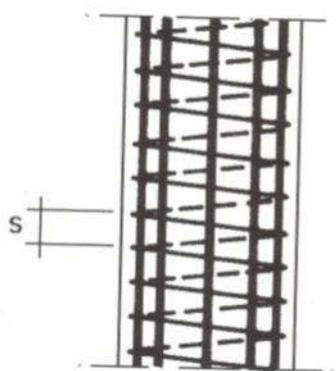
Staffe



Spaziatura massima di staffe e spirali



Spirale



$$A_s \geq 0.003 A_c$$

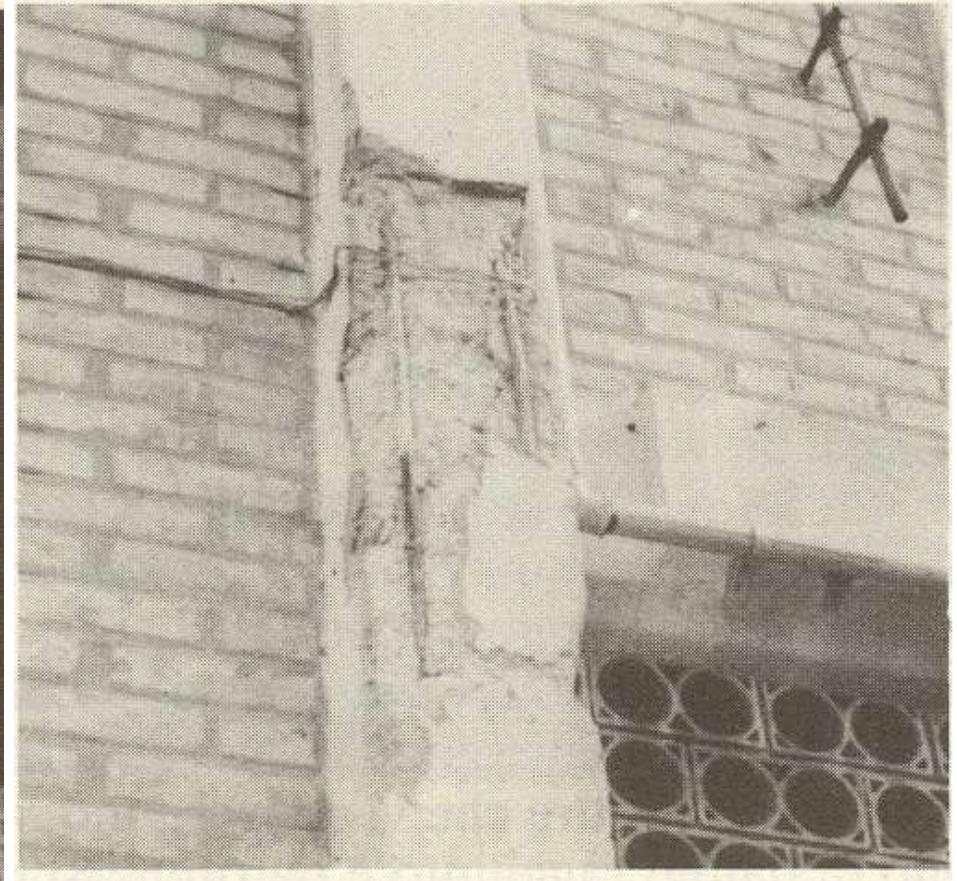
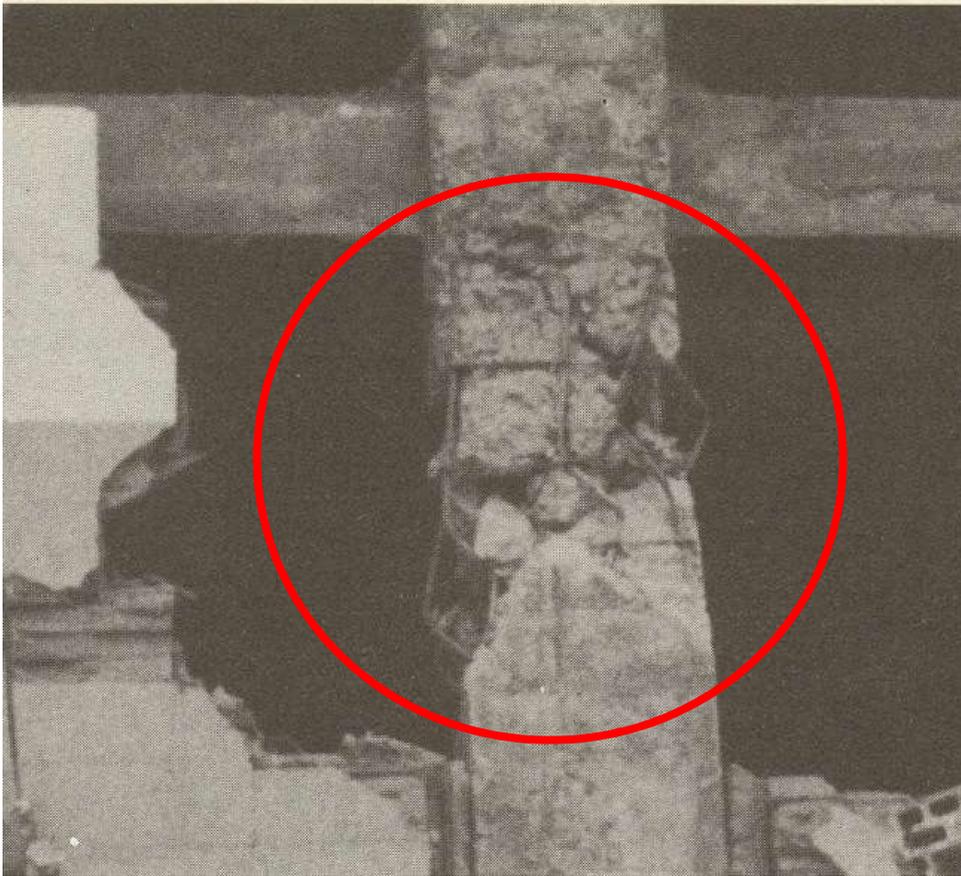
$$s_{\max} \leq 12 \phi$$

$$A_s \geq 0.1 N_{Ed} / f_{yd}$$

$$s_o = 0.5 s$$

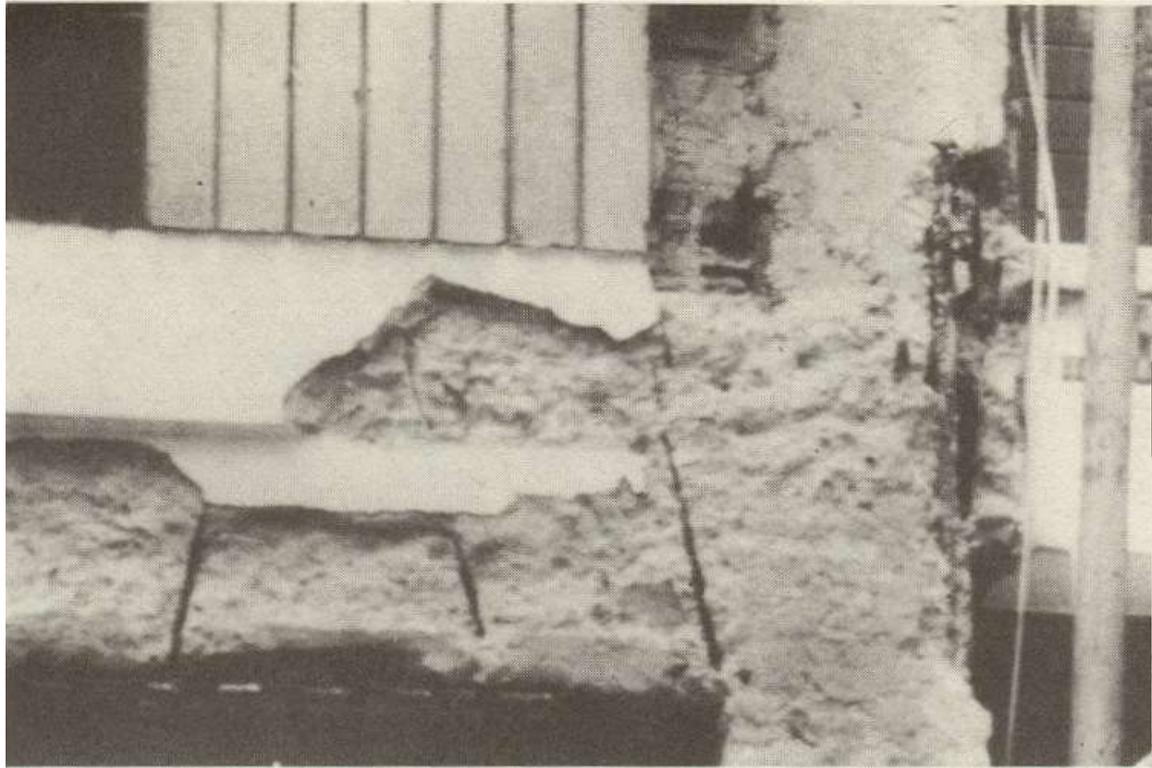
$$\lambda = \frac{s_o}{i_{barra}} \leq 24$$

ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE

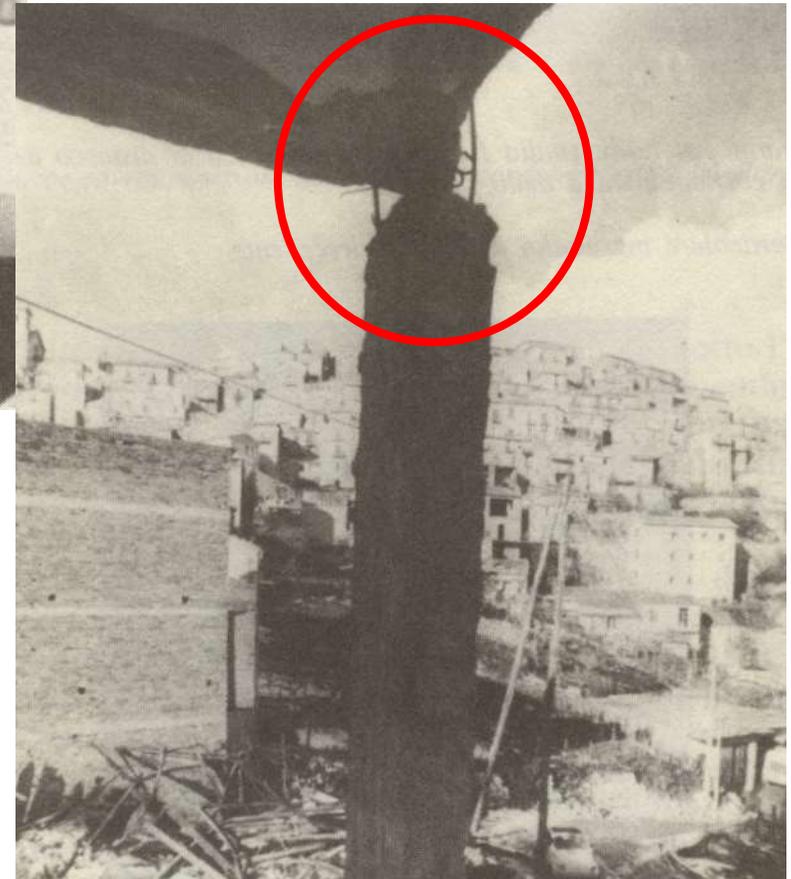


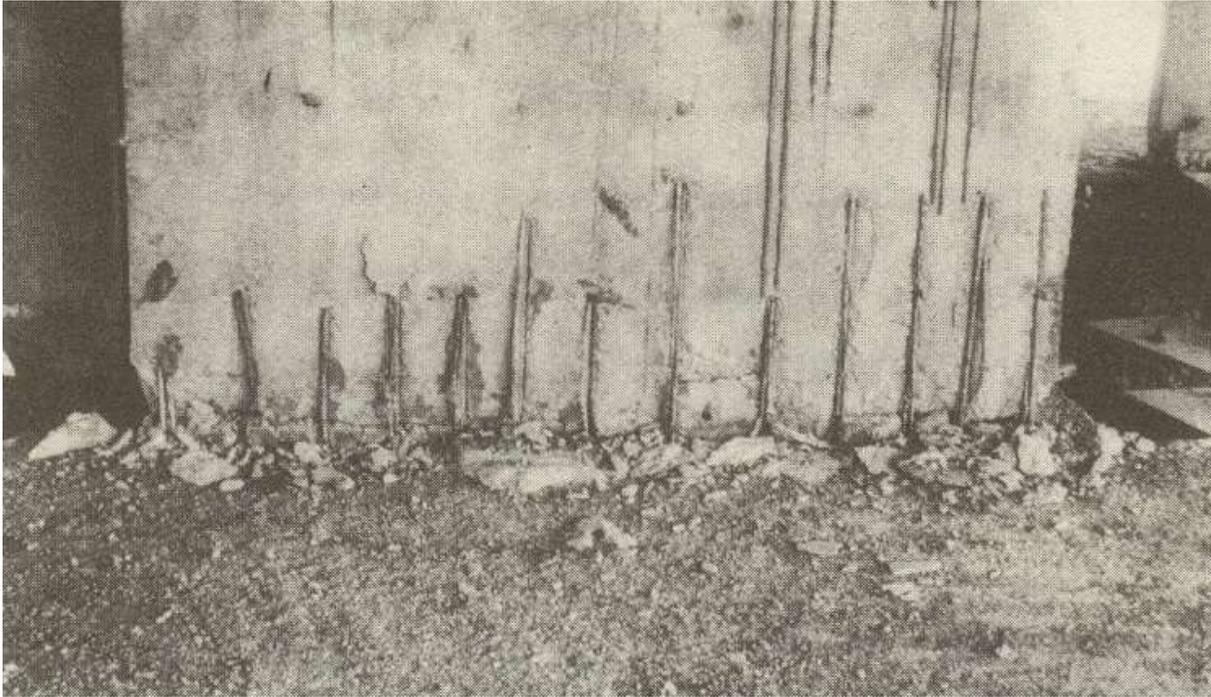
Instabilizzazione barre di armatura compresse per eccessiva spaziatura delle staffe

ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE

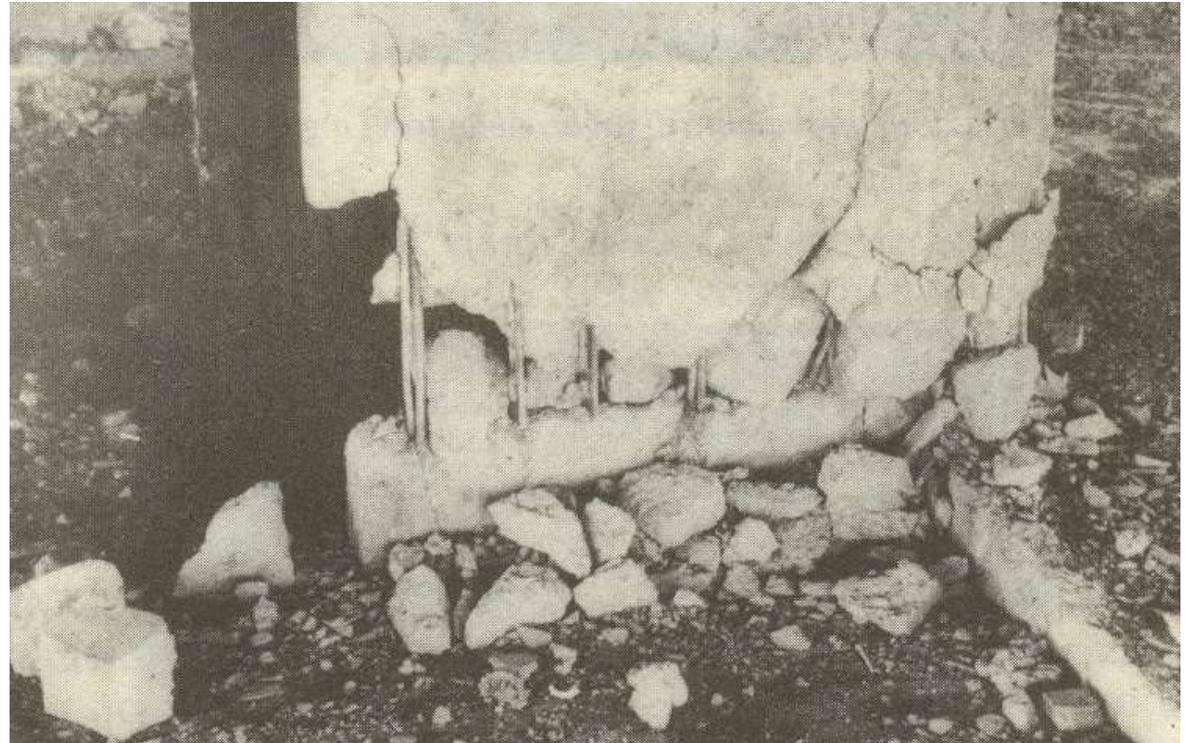


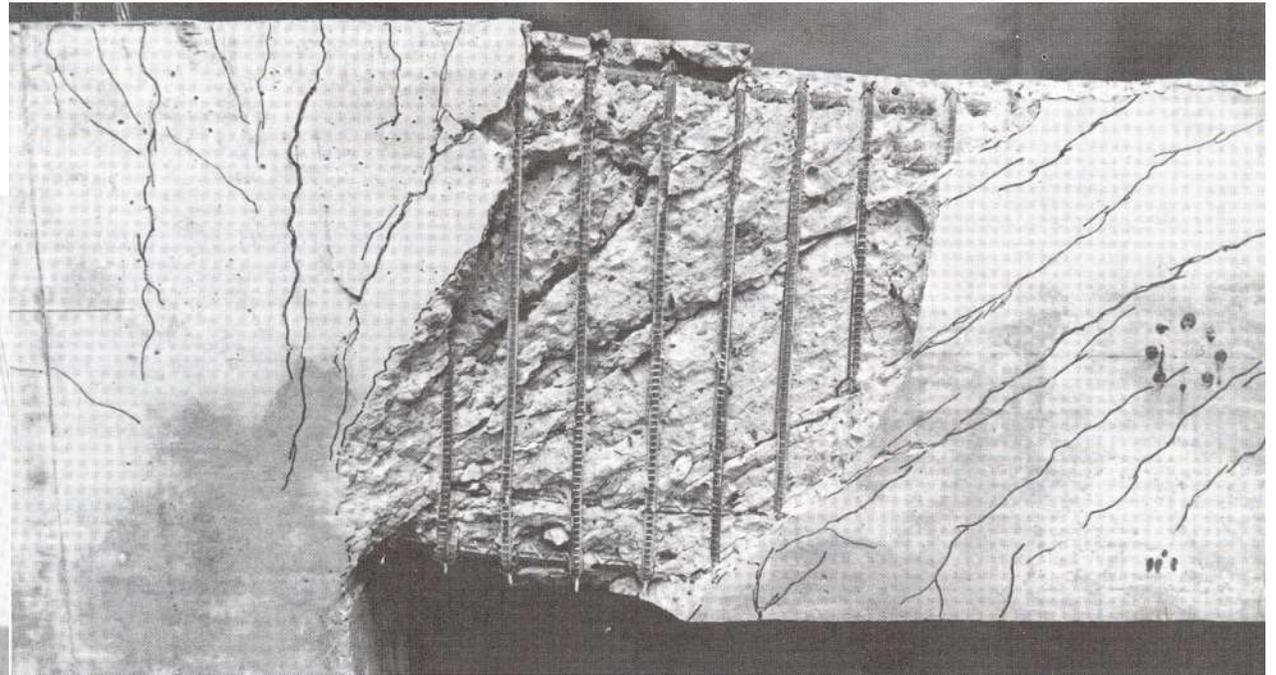
Instabilizzazione barre di armatura compresse per eccessiva spaziatura delle staffe





Instabilizzazione barre di armatura compresse per eccessiva spaziatura delle staffe

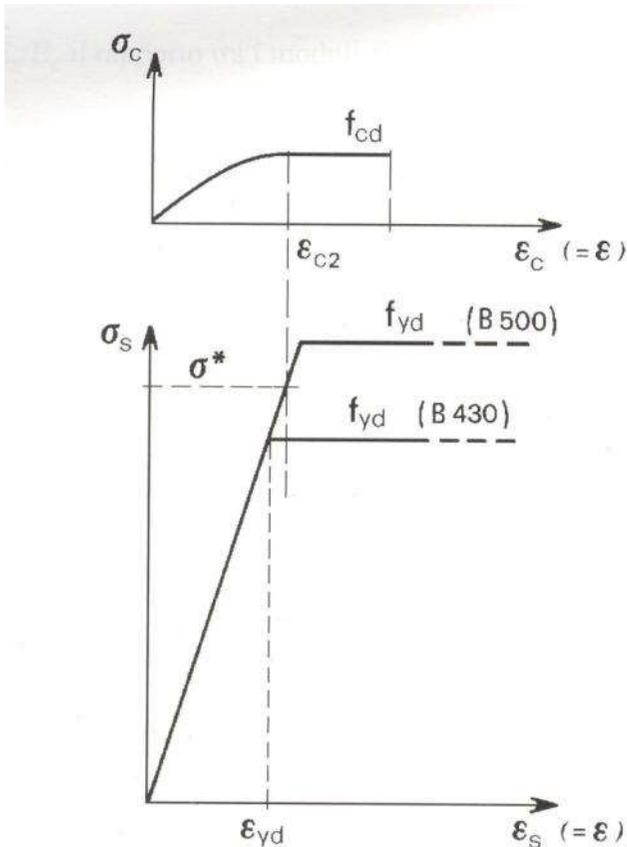




*Instabilizzazione barre di armatura
comprese per eccessiva spaziatura delle
staffe*

ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE

La capacità portante in termini di azione assiale diventa:



$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + \sigma^* A_s$$

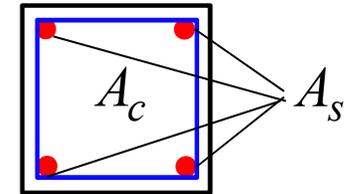
$$\sigma^* = E_s \varepsilon_{c2} \quad \text{se } \varepsilon_{yd} > \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma^* = f_{yd} \quad \text{se } \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{c2}$$

In quest'ultimo caso si può scrivere per N_{Rd}

$$N_{Rd} = f_{cd} \left(A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} A_s \right) = f_{cd} A_c (1 + \omega_s)$$

$$\omega_s = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} A_c} \quad \text{Rapporto meccanico di armatura}$$

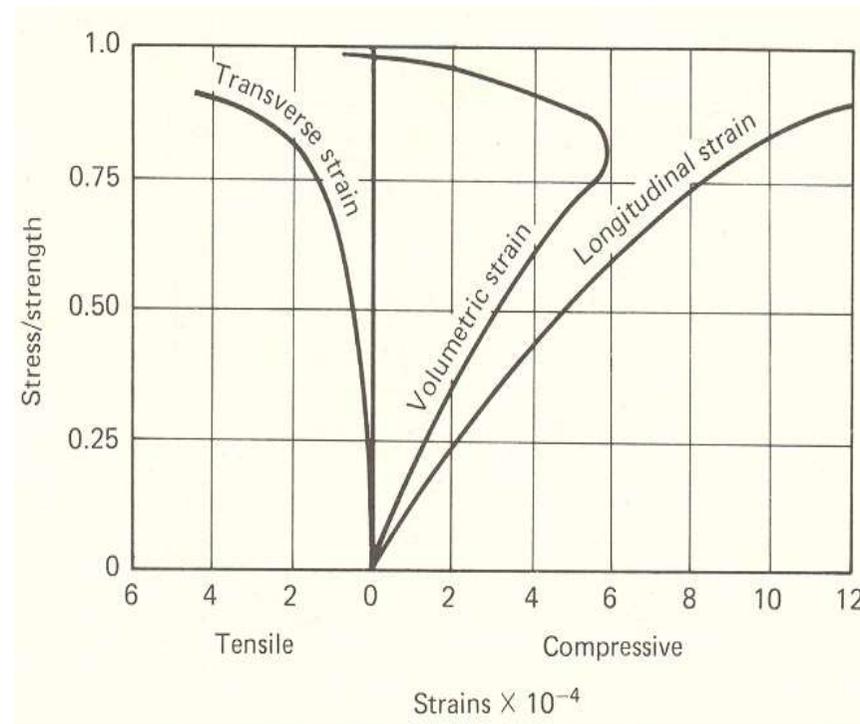
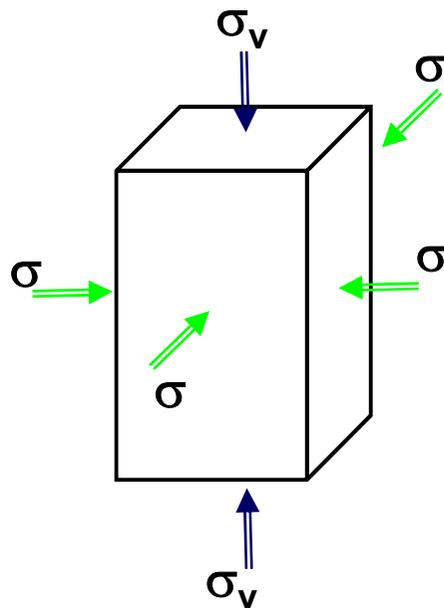


La presenza di staffe o spirali contiene il calcestruzzo incrementando la resistenza a compressione (confinamento)

CONFINAMENTO CLS COMPRESSO

La resistenza e la duttilità del calcestruzzo compresso aumentano sensibilmente in stati di sforzo triassiali.

L'azione di una pressione trasversale “confina” il calcestruzzo e contrasta l'evoluzione dello stato fessurativo interno e l'incremento di volume che precede la rottura

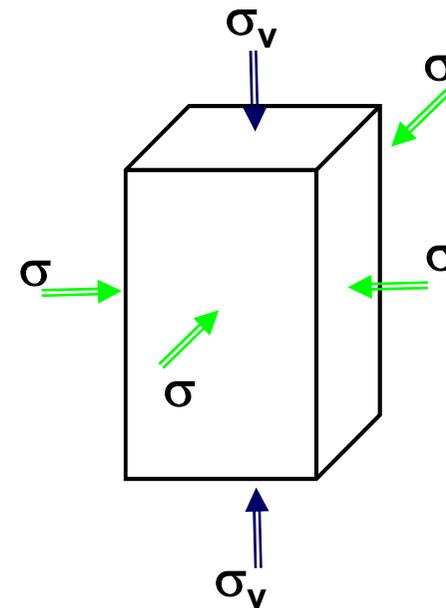
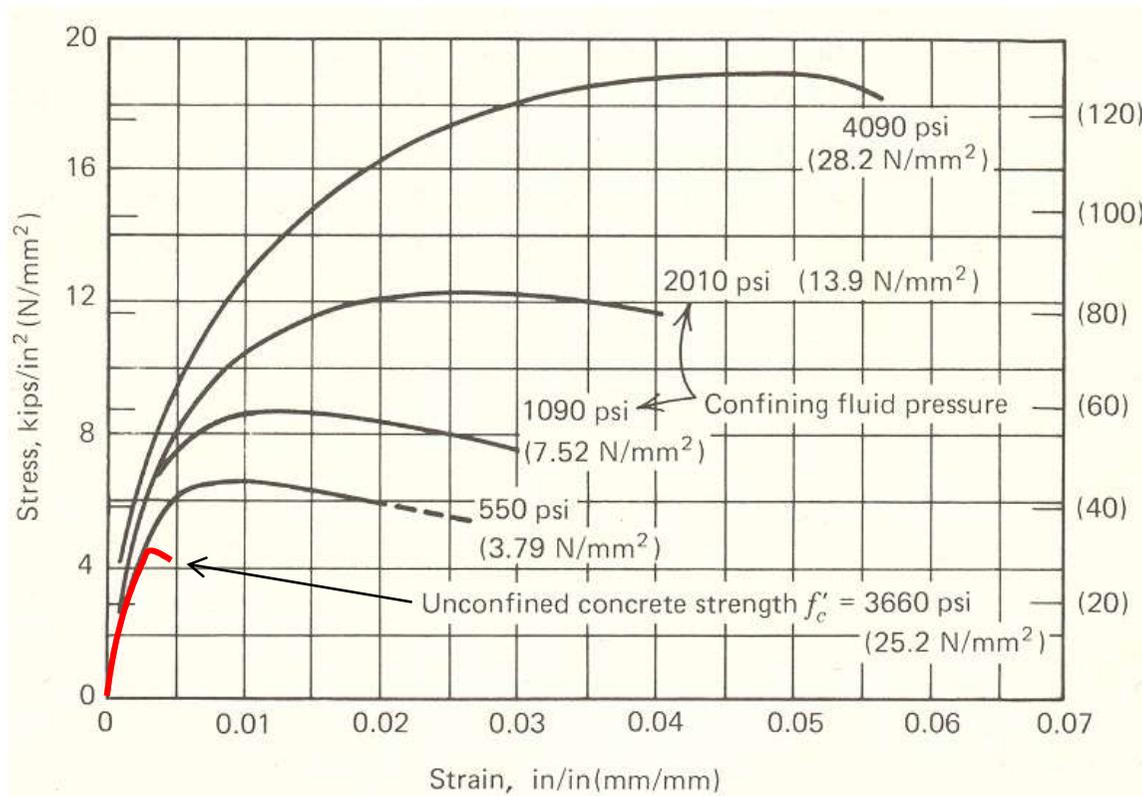


CONFINAMENTO CLS COMPRESSO

Se si applicasse una pressione trasversale σ su tutte le facce si otterrebbe un notevole aumento in resistenza e in duttilità

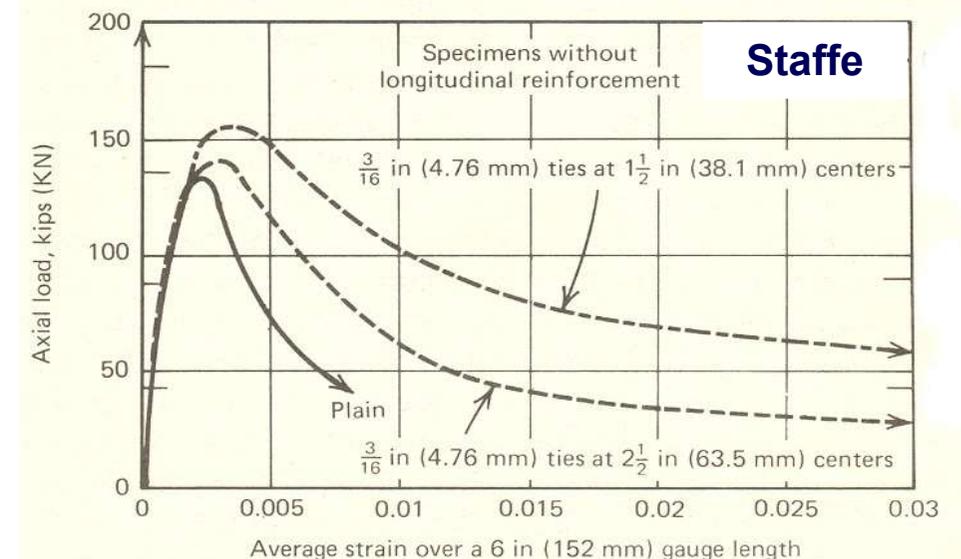
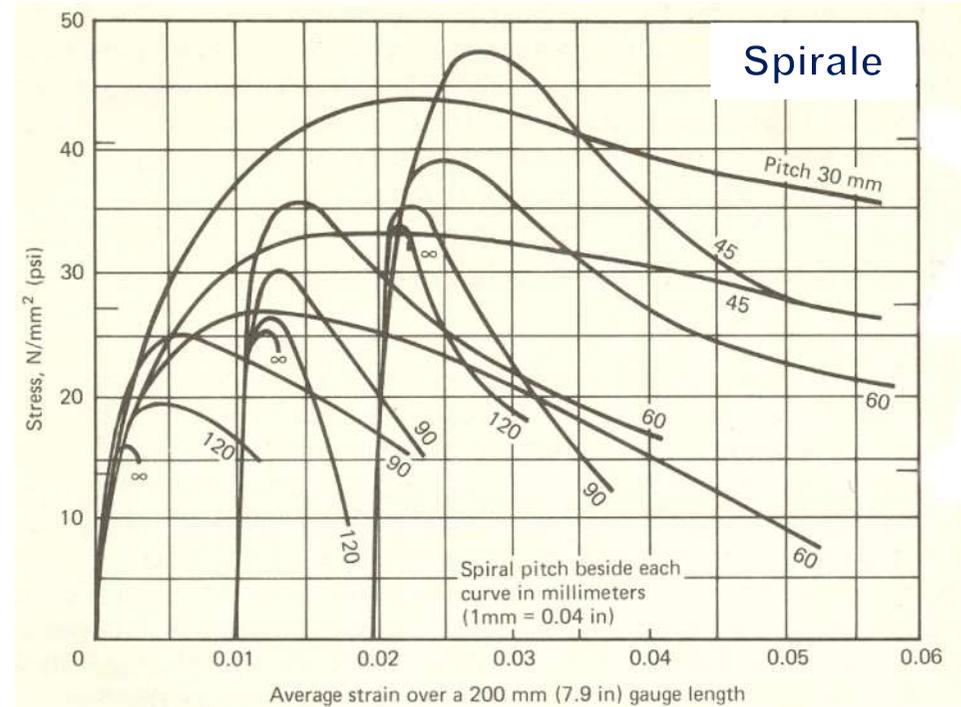
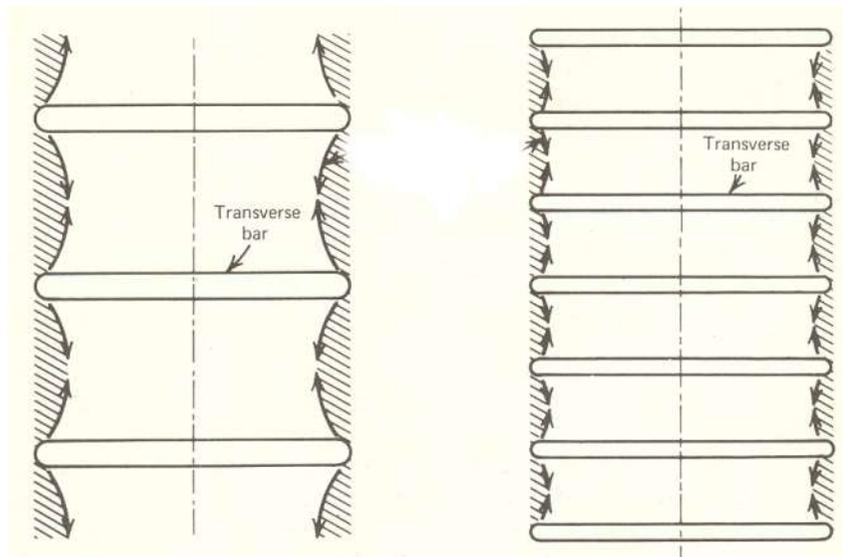
$$f_{cc} = f_c + \alpha \sigma$$

$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \text{ variano fra 4 e 7} \\ \alpha=4.1 \text{ Richart, Brown} \end{array} \right.$



CONFINAMENTO CON SPIRALI O STAFFE

Il contenimento trasversale può essere eseguito con staffe/spirali. L'efficacia è funzione del passo e della forma.



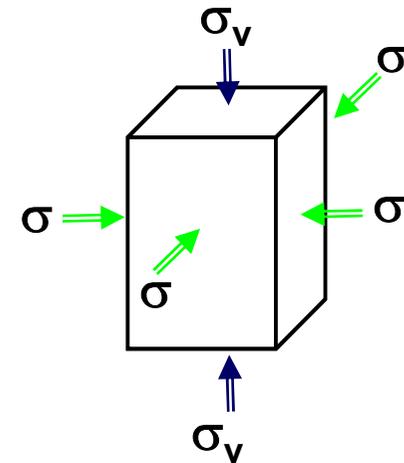
EFFETTO DEL CONFINAMENTO

L'effetto del confinamento può essere tenuto conto andando a modificare il legame costitutivo del calcestruzzo in funzione del tipo di armatura d'anima impiegata.

Si assume che quando il calcestruzzo raggiunge il suo ramo plastico le staffe sono prossime allo snervamento

Allora le tensioni di confinamento possono essere approssimate con la relazione

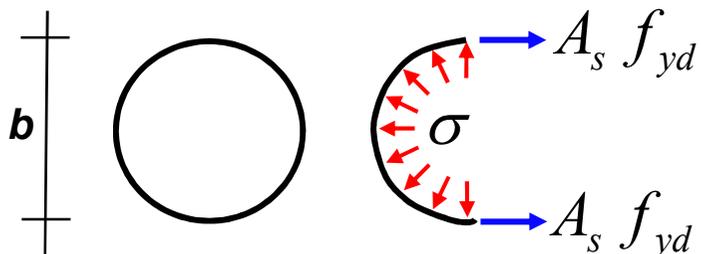
$$\frac{\sigma}{f_{cd}} = 0.5 \omega_w$$



ω_w è la percentuale volumetrica meccanica di armatura d'anima

CALCOLO TENSIONE LATERALE

Staffe circolari



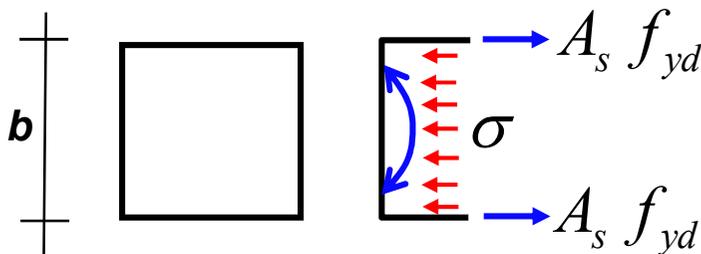
$$\sigma = \frac{2 A_s f_{yd}}{b s}$$

(Legge di Boyle)

$$\omega_w = \frac{4 \pi b A_s f_{yd}}{\pi b^2 s f_{cd}} \Rightarrow \frac{2 f_{yd} A_s}{b s} = \frac{\omega_w \cancel{\pi b} f_{cd}}{2 \pi b}$$

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

Staffe quadrate



$$\sigma = \frac{2 A_s f_{yd}}{b s}$$

$$\omega_w = \frac{4 \cancel{b} A_s f_{yd}}{\cancel{b^2} s f_{cd}} \Rightarrow \frac{2 f_{yd} A_s}{b s} = \frac{\omega_w f_{cd}}{2}$$

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

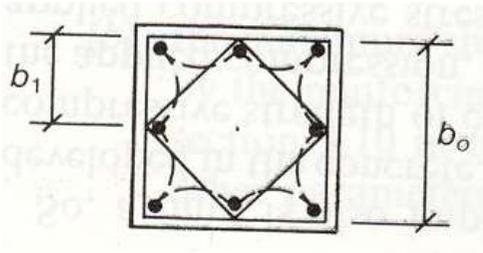
EFFICACIA STAFFE E SPIRALI

Naturalmente l'efficacia è legata al passo e alla forma

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

forma

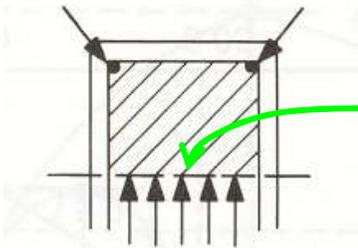
passo



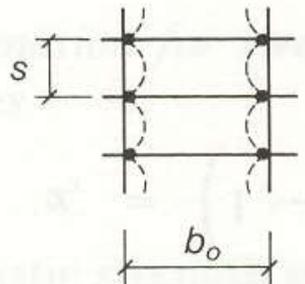
$$\alpha_n \cong 1 - \frac{n b_1^2}{6 A_o}$$

n numero barre vincolate con st.

A_o area del core

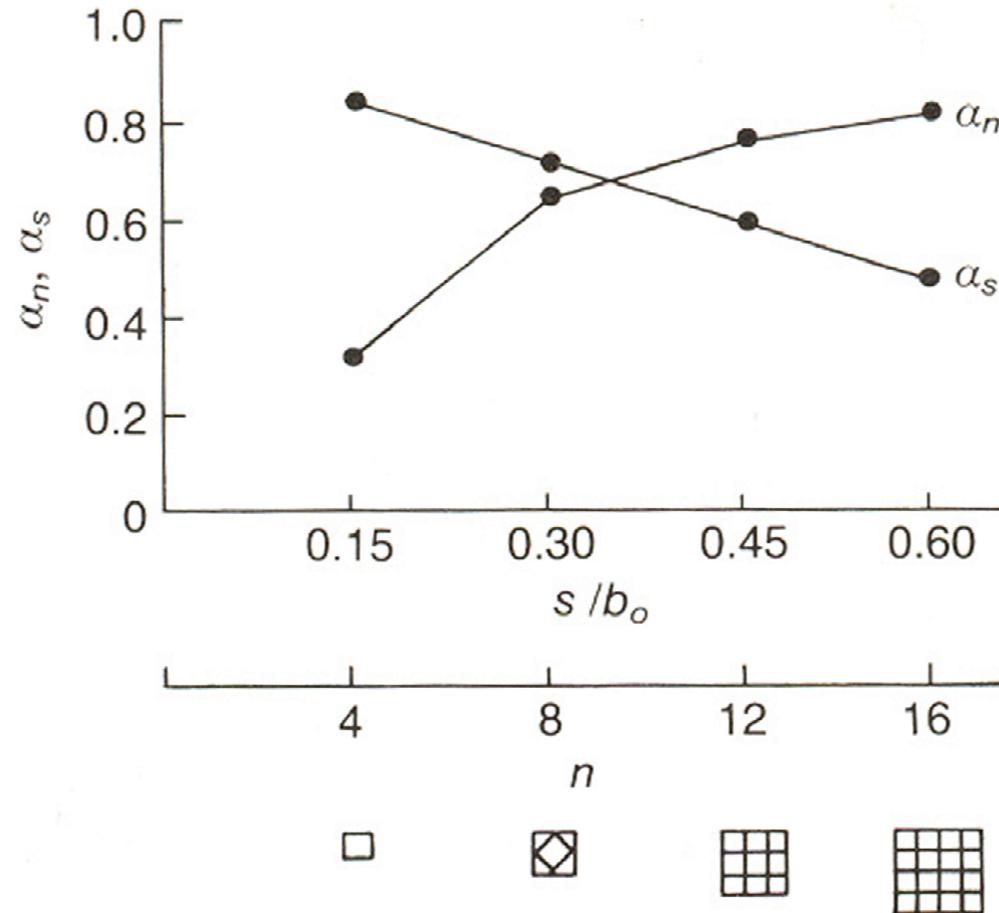
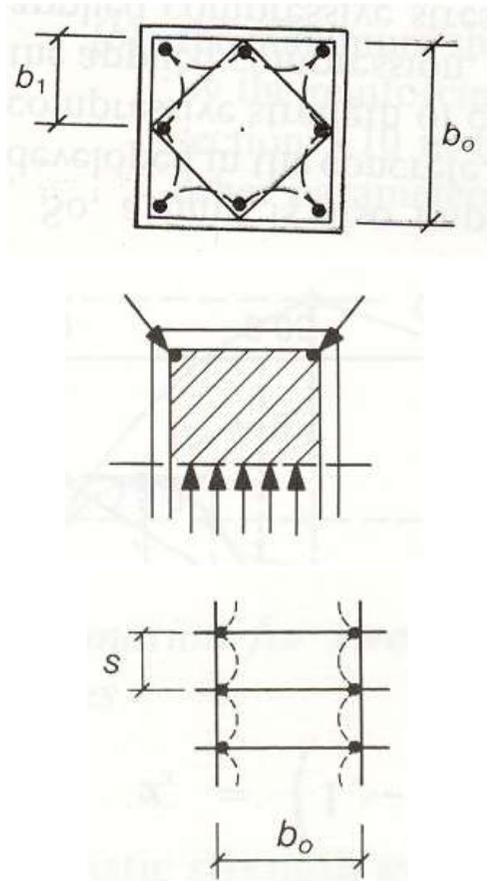


Per le travi, l'asse neutro va considerato come se fosse presente una staffa trasversale



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

EFFICACIA STAFFE E SPIRALI



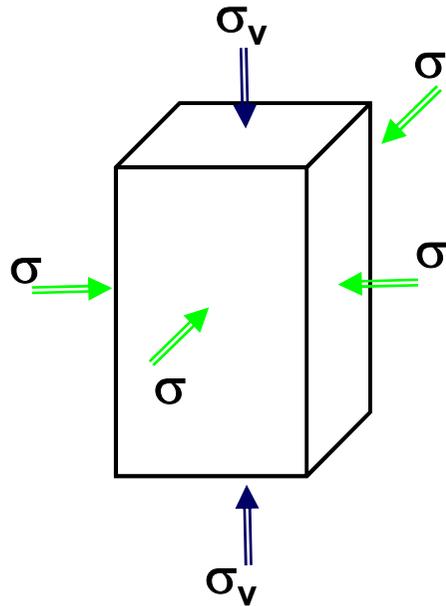
Per pilastri circolari e staffe circolari

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

Per pilastri cerchiati con spirale

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

CAPACITA' PORTANTE CON CONTRIB. LATER.



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

$$f_{cc} = f_c + \alpha \sigma$$

assumendo $\alpha = 4$

$$N_{Rd} = f_{cd} [A_c + 4(0.5 \alpha_n \alpha_s \omega_w)] + \sigma^* A_s$$

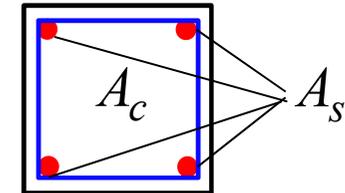
$$\sigma^* = E_s \varepsilon_{c2} \quad \text{se} \quad \varepsilon_{yd} > \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma^* = f_{yd} \quad \text{se} \quad \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{c2}$$

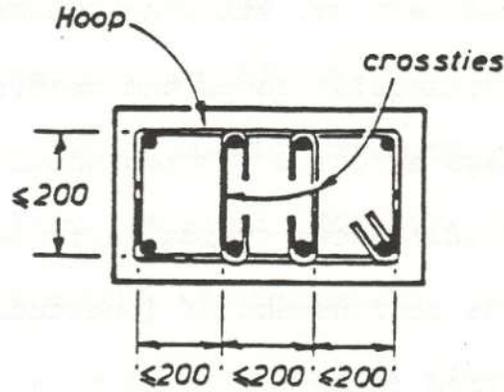
$$N_{Rd} = f_{cd} (A_c + 2 \alpha_n \alpha_s \omega_w) + \sigma^* A_s$$

Importante per staffe circolari
o spirali

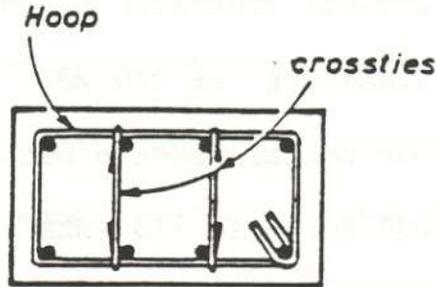
Trascurabile per pilastri con
staffe poligonali



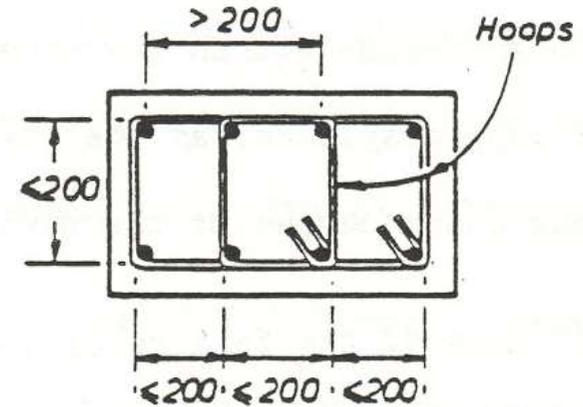
ESEMPI DI CONFINAMENTO



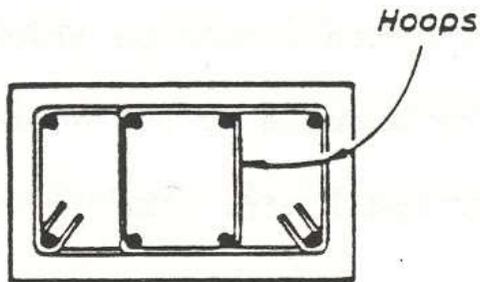
Single hoop plus two supplementary cross ties bent around longitudinal bars.



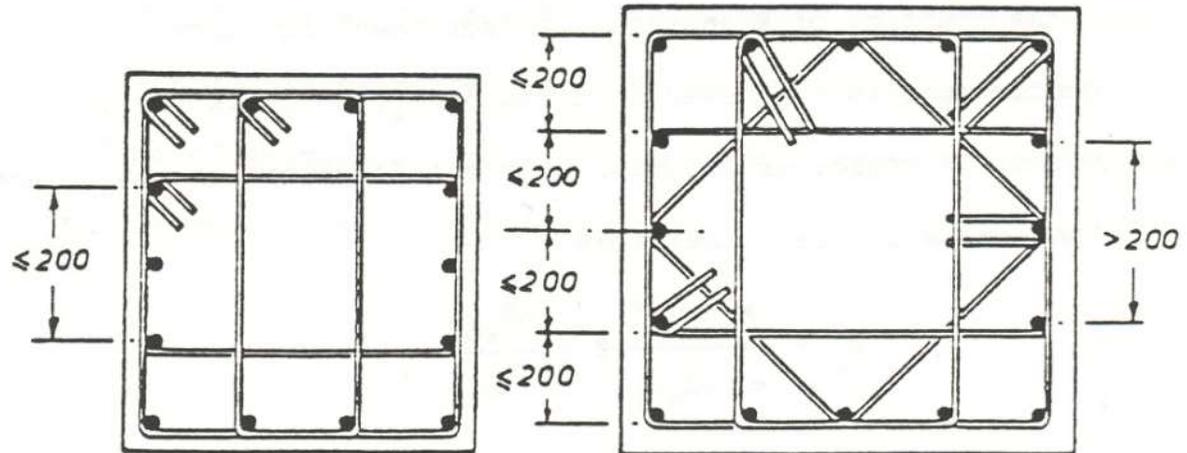
Single hoop plus two supplementary cross ties bent around hoop.



Two overlapping hoops - preferred detail



Two overlapping hoops - not preferred

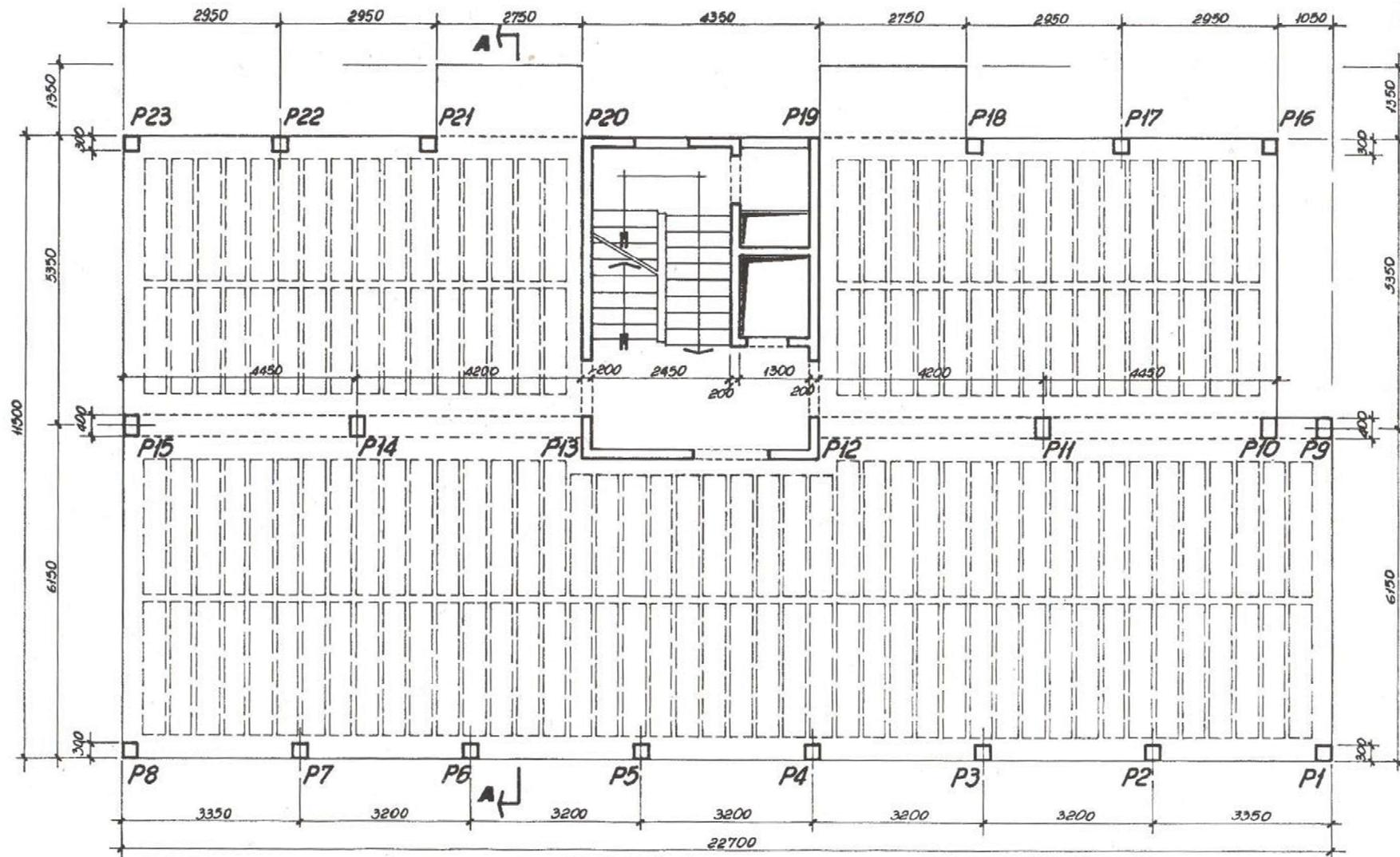


Three overlapping hoops

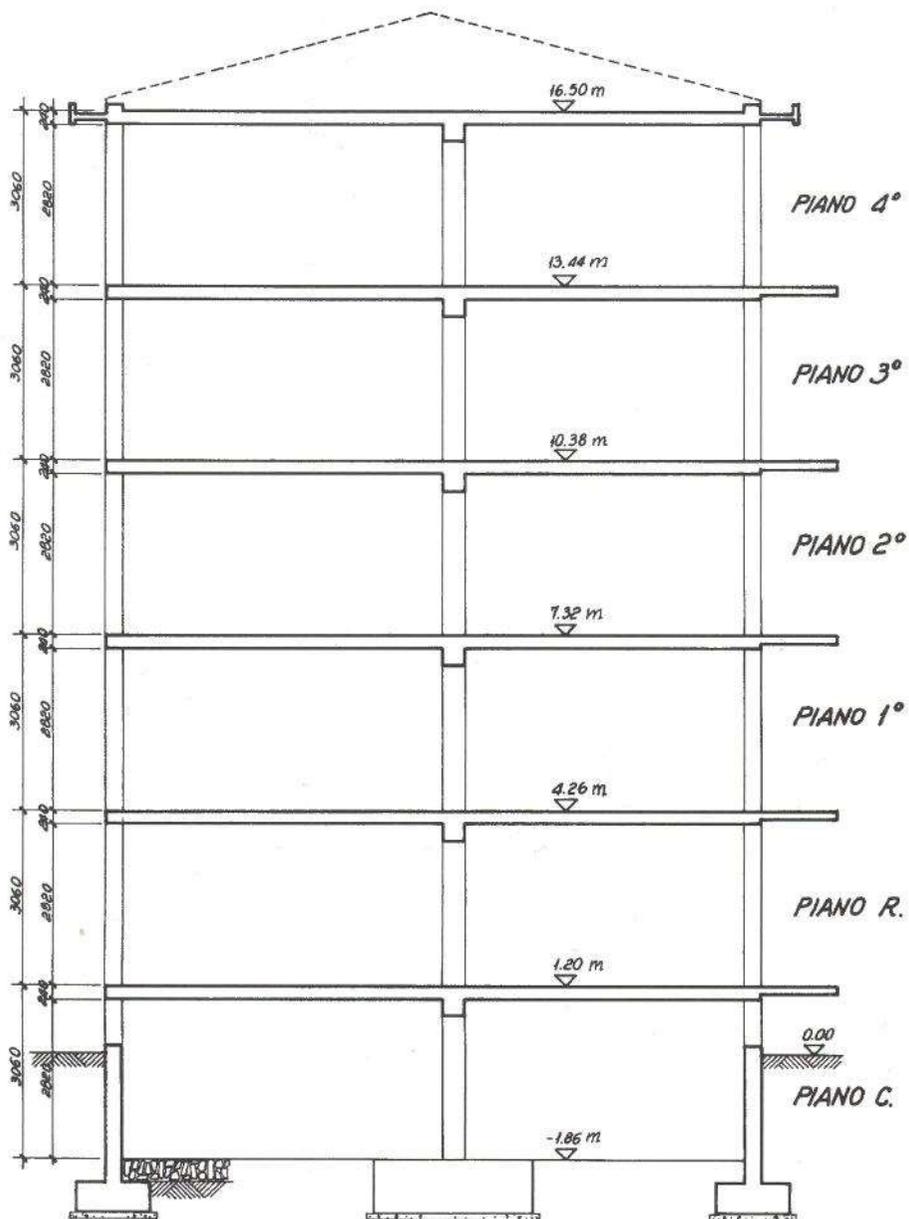
Four overlapping hoops

ESEMPIO DIMENSIONAMENTO PILASTRO

tav. 1 PIANTA PIANO TIPO



ESEMPIO DIMENSIONA MENTO PILASTRO



tav. 2 SEZIONE A-A

ESEMPIO DIMENSIONAMENTO PILASTRO

Analisi dei carichi

- Peso proprio delle strutture (*pilastrini, travi, solai*)
- Peso proprio delle parti non strutturali (*pareti di tamponamento, tramezzi, sottofondi, pavimenti, controsoffitti*)
- Destinazione d'uso dei locali (*carichi variabili*)

I carichi gravitazionali si valutano come prodotto fra volume e peso specifico del materiale.

La tabella dei pesi specifici dei materiali si trovano nella Tab. 3.1.I del DM 17.01.2018.

La tabella dei carichi di esercizio associati alle varie destinazioni d'uso si trovano nella Tab. 3.1.II del DM 17.01.2018.

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali strutturali non compresi nella Tab. 3.1.I si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative o documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

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

ANALISI DEI CARICHI - PARETI

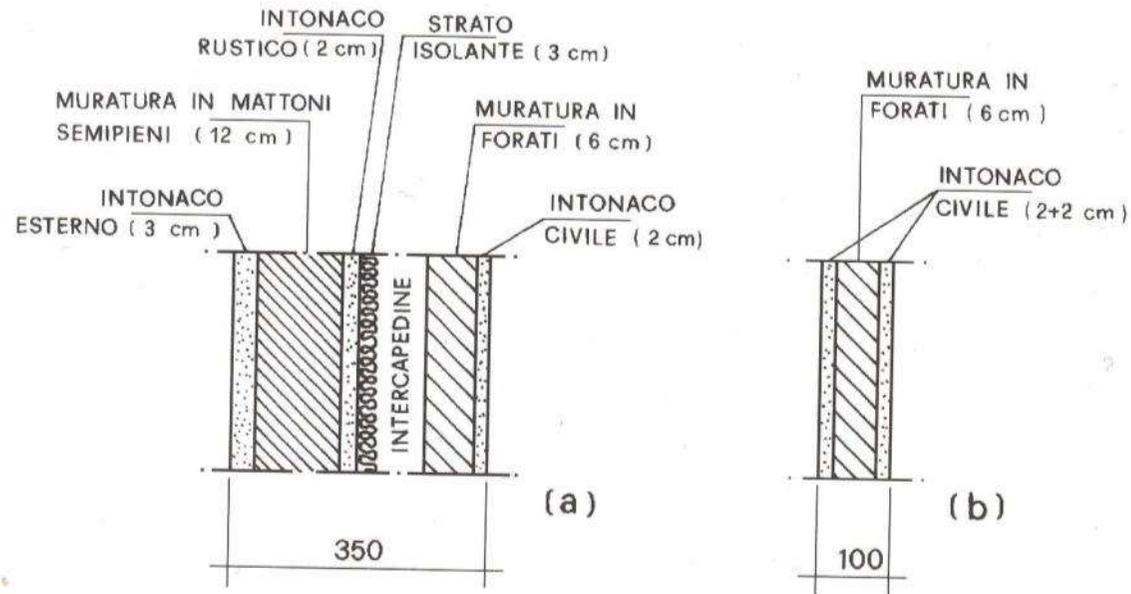
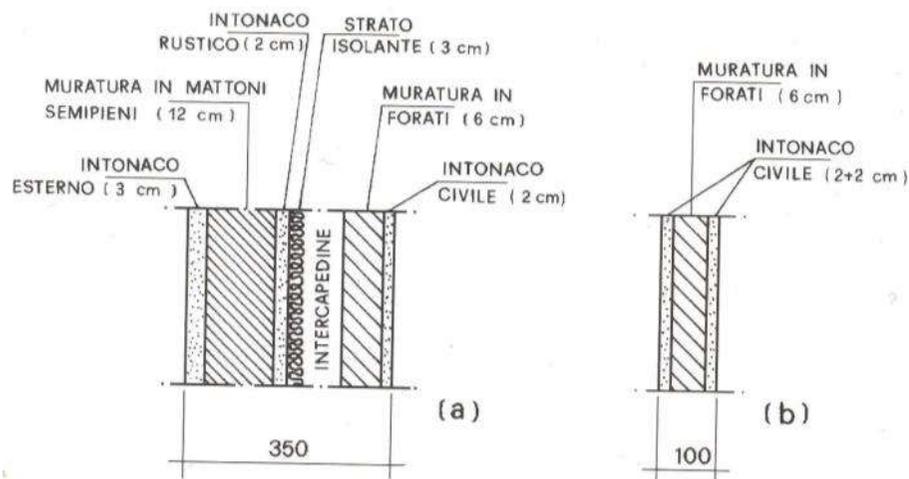


Figura 2.19

Doppio tavolato di tamponamento

- intonaco esterno	$0,03 \times 20 = 0,60$	kN/m ²
- muratura esterna	$0,12 \times 16 \cong 1,90$	"
- intonaco rustico	$0,02 \times 20 = 0,40$	"
- strato isolante	$0,03 \times 1 \cong 0,05$	"
- muratura interna	$0,06 \times 11 \cong 0,65$	"
- intonaco interno	$0,02 \times 20 = \underline{0,40}$	"
totale per mq di parete	$= 4,00$	kN/m ²

ANALISI DEI CARICHI - PARETI



Si ipotizza una distanza media fra le pareti divisorie di circa 2.5 m

Secondo NTC 2018, per una parete che pesa tra 4.0 e 5.0 kN/m, si deve assumere sul solaio un carico equivalente pari a 2.00 kN/m².

Carico medio in opera

(interpiano netto 3,06 - 0,24 = 2,82 m)

- muratura corrente $2,82 \times 4,00 \cong 11,30$ kN/m
- incidenza aperture $-0,2 \times 11,30 \cong -2,30$ "
- al piano per ml di facciata = 9,00 kN/m

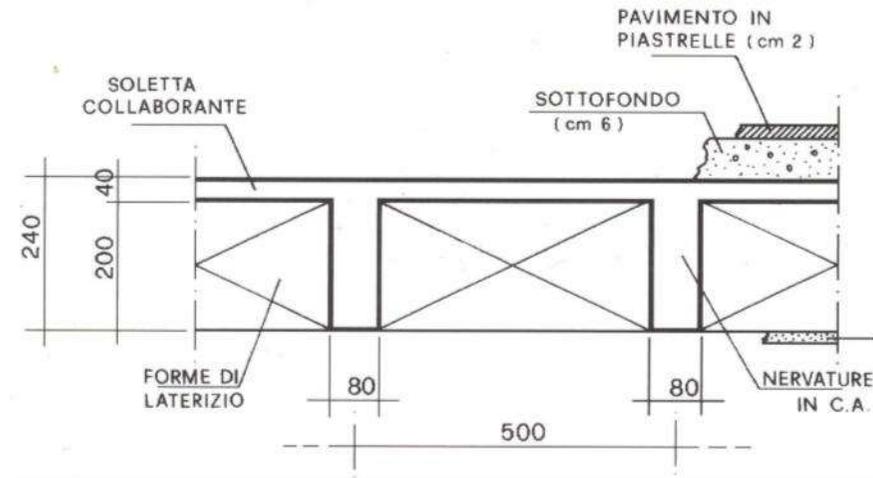
Divisorio semplice

- intonaci $2 \times 0,02 \times 20 = 0,80$ kN/m²
- muratura $0,06 \times 11 \cong 0,65$ "
- totale per mq di parete = 1,45 kN/m²

Carico medio in opera

- incidenza media in pianta $4,09/2,5 = 1,64$ kN/m²
- arrotondamento da normativa = 0,36 "
- totale per mq di impalcato = 2,00 kN/m²

ANALISI DEI CARICHI - SOLAI



Solaio piano tipo

- soletta in c.a. $0,04 \times 25 = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- nervature in c.a. $0,20 \times 25 \times 8/50 = 0,80 \text{ ''}$
- laterizi $0,20 \times 4^* = 0,80 \text{ ''}$
- totale per mq di solaio $= 2,60 \text{ kN/m}^2$

(* peso di volume dei blocchi forati in laterizio $\cong 40 \text{ N/cm}$ per mq coperto)

Carico medio in opera

- peso proprio solaio al lordo $= 2,60 \text{ kN/m}^2$
- incid. cordoli $(6,0-2,6) \times 225/1150 \cong 0,65 \text{ ''}$
- totale peso proprio impalcato $= 3,25 \text{ kN/m}^2$
- pavimento $= 0,40 \text{ ''}$
- sottofondo (cls leggero) $0,06 \times 16 \cong 0,95 \text{ ''}$
- intonaco $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ ''}$
- divisori ripartiti $= 2,00 \text{ ''}$
- totale permanenti per mq in pianta $= 7,00 \text{ kN/m}^2$

Carichi di esercizio

- sovraccarichi variabili (abitazione) $= 2,00 \text{ kN/m}^2$

ANALISI DEI CARICHI - SOLAI

Per la copertura si ipotizza una struttura di tavelle e muricci, direttamente posata sull'ultimo solaio piano, per la formazione delle falde inclinate, ed un manto superiore di comuni tegole maritate.

Solaio di copertura

- tegole	$1,1^{\wedge} \times 0,60 \cong 0,65$	kN/m^2
- sottotegole di tavelloni	$1,1 \times 0,35 \cong 0,40$	"
- muricci ripartiti (medio)	$1,5 \times 0,65 \cong 1,00$	"
- massetto in cls leggero	$0,08 \times 16 \cong 1,25$	"
- strato isolante	$0,03 \times 1 \cong 0,05$	"
- peso proprio solaio	$= 3,25$	"
- intonaco	$0,02 \times 20 = \underline{0,04}$	"
totale permanenti per mq in pianta	$= 7,00$	kN/m^2

(\wedge proiezione della falda inclinata sulla pianta)

ANALISI DEI CARICHI - SOLAI

Carichi di esercizio (neve)

(Zona 1, altitudine $a_s < 200$ m, inclinazione della falda $\alpha < 30^\circ$ con $\mu_d = 0,8$)

- sovraccarico variabile $0,8 \times 1,5 = 1,20 \text{ kN/m}^2$

Per la verifica dei pilastri i sovraccarichi di servizio ai vari piani dell'edificio si assumono concorrere con intensità ridotta secondo quanto previsto dalla combinazione caratteristica:

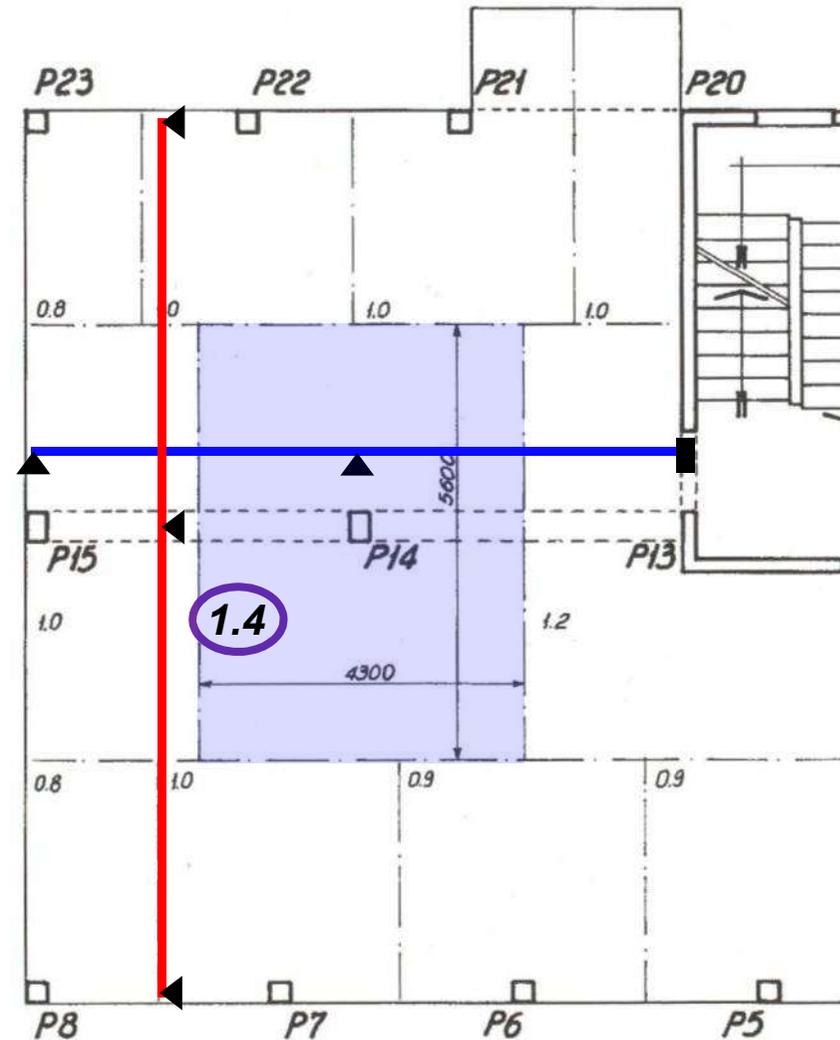
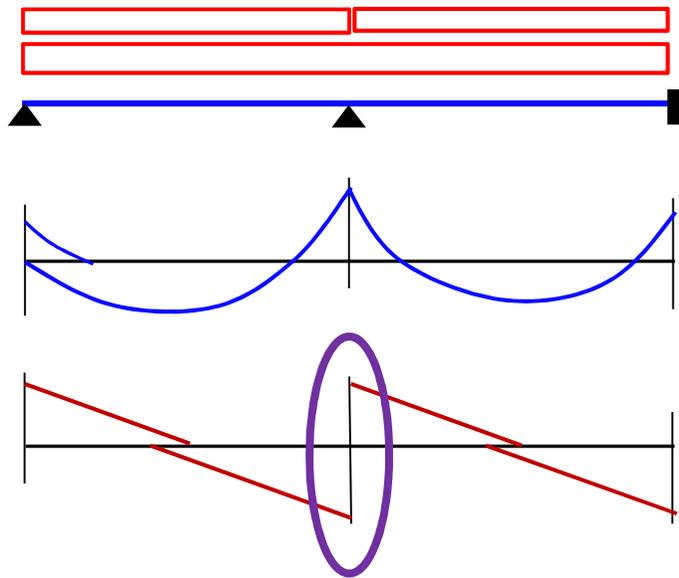
- ultimo piano $1,0Q_0$
- piani inferiori $0,5Q_0 + 1,0Q_1 + 0,7Q_2 + 0,7Q_3 + 0,7Q_4 \dots$

con Q_0 sovraccarico di neve sulla copertura e $Q_1, Q_2, \dots, Q_i, \dots$ sovraccarichi di servizio ai piani residenziali numerati dall'alto verso il basso. Nel caso in esame si ha dunque, con un'unica combinazione di carico:

- copertura $1,0 \times 1,20 = 1,20 \text{ kN/mq}$
- 4° piano $1,0 \times 2,00 - 0,5 \times 1,20 = 1,40 \text{ ''}$
- piani inferiori $0,7 \times 2,00 = 1,40 \text{ ''}$

AZIONI SUI PILASTRI

Per un calcolo di predimensionamento dei pilastri, con riserva di successive verifiche al seguito di più rigorose analisi dei telai, si può seguire un procedimento approssimato che si basa sulla scomposizione della pianta dell'impalcato in *aree di influenza*.



AZIONI SUI PILASTRI

Pilastro P14

(area d'influenza $1,4 \times 4,30 \times 5,60 \cong 33,7$ mq)

- impalcato copertura $33,7 \times 7,00 = 235,9$ kN

- trave $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5$ "

- pilastro $0,40 \times 0,30 \times 2,52'' \times 25 = \underline{7,6}$ "

totale permanenti copertura = 259,0 kN

(" altezza al sotto trave = 2.52 m)

- impalcato piano tipo $33,7 \times 7,00 = 235,9$ kN

- trave $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5$ "

- pilastro^o $0,40 \times 0,40 \times 2,52 \times 25 = \underline{10,1}$ "

totale permanenti piano tipo = 261,5 kN

(^o dimensioni medie)

Copertura

- permanenti = 259,0 kN

- variabili $33,7 \times 1,20 = \underline{44,4}$ "

totale copertura = 299,4 kN

AZIONI SUI PILASTRI

4° piano			
- permanenti		= 261,5	kN
- variabili	$33,7 \times 1,40$	= <u>47,2</u>	"
totale 4° piano		= 308,7	kN
piani inferiori			
- permanenti		= 261,5	kN
- variabili	$33,7 \times 1,40$	= <u>47,2</u>	"
totale piani inferiori		= 308,7	kN

Dopo queste analisi preliminari, i calcoli di progetto delle sezioni e di verifica agli stati limite di esercizio e di resistenza possono venire sintetizzati ordinatamente come indicato nelle seguenti tabelle. Le caratteristiche dei materiali assunte a base delle verifiche sono riportate qui di seguito.

Per semplicità nei calcoli si considera un unico coefficiente di sicurezza parziale forfaitizzato per le azioni

$$\gamma_F \cong 1.30 \cdot 0.35 + 1.50 \cdot 0.65 = 1.43$$

MATERIALI

Calcestruzzo (inerte $d_a \leq 20$ mm)

- classe C25/30 ordinario ($R_{cm} \cong 40$ N/mm²)
- resistenza caratteristica $f_{ck} = 25,0$ N/mm²
- resistenza di calcolo $f_{cd} = 0,85 \times 25,0 / 1,5 = 14,2$ N/mm²
- per compressione centrata $f'_{cd} = 0,80 \times 14,2 = 11,3$ N/mm²
- ammissibile in esercizio $\bar{\sigma}_c = 0,45 \times 25,0 = 11,2$ N/mm²
- per compressione centrata $\bar{\sigma}'_c = 0,70 \times 11,2 = 7,8$ N/mm²

Acciaio (barre nervate ad aderenza migliorata)

- tipo B450C ad alta duttilità
 - resistenza caratteristica $f_{tk} = 540$ N/mm²
 - tensione di snervamento $f_{yk} = 450$ N/mm²
 - resistenza di calcolo $f_{yd} = 450 / 1,15 = 391$ N/mm²
-

DIMENSIONAMENTO SEZIONI

PILASTRO P 14 - DIMENSIONAMENTO SEZIONI

	F_k	N_k	N_{Ed}	A_{co}	$a \times b$	A_c	A_{so}	$n\phi$	A_s
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(mm)	(cm ²)
4°	299,4	299,4	428,1	379,	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
3°	308,7	608,1	869,6	770,	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
2°	308,7	916,8	1311,0	1160,	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
1°	308,7	1225,5	1752,5	1551,	40×40	1600,	4,80	4φ14	6,16
PR	308,7	1534,2	2193,9	1942,	50×40	2000,	6,00	4φ14+ 2φ12	8,42
SI	308,7	1842,9	2635,3	2332,	60×40	2400,	7,20	6φ14	9,24

DIMENSIONAMENTO SEZIONI

Dove i simboli rappresentano:

- Il carico F_k proveniente dall'impalcato superiore sul pilastro considerato.
- Lo sforzo assiale N_k ottenuto sommando progressivamente i carichi.
- Il valore di calcolo dell'azione assiale N_{Ed} ottenuta amplificando per $\gamma_F=1,43$ lo sforzo precedente.
- L'area teorica minima $A_{co}=N_{Ed}/f_{cd}$ di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione di calcolo.
- Le dimensioni $a \times b$ effettive scelte per il tratto di pilastro.
- L'area effettiva A_c di calcestruzzo.
- La sezione teorica minima d'armatura $A_{so}=0,10 \times N_{Ed}/f_{yd}$ pari almeno allo 0,3% della sezione effettiva A_c del calcestruzzo.
- L'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro ϕ .
- L'area A_s della sezione effettiva dell'armatura metallica.

VERIFICHE SEZIONI

PILASTRO P 14 VERIFICHE SEZIONI

	A_{ie} (cm ²)	σ_c (MPa)	A_{ir} (cm ²)	N_{Rd} (kN)	γ_r
4°	1268,	2,4	1356,	1532,	3,58
3°	1268,	4,8	1356,	1532,	1,76
2°	1268,	7,2	1356,	1532,	1,17
1°	1692,	7,4	1813,	2049,	1,17
PR	2008,	7,6	2291,	2589,	1,18
SI	2539,	7,3	2720,	3074,	1,17
		($\leq 7,8$)			($\geq 1,00$)

VERIFICHE SEZIONI

Dove i simboli rappresentano:

- L'area ideale $A_{ie}=A_c+\alpha_e A_s$ ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $\alpha_e=15$ per il calcolo elastico di esercizio.
- La tensione $\sigma_c=N_k/A_{ie}$ nel calcestruzzo per la verifica della compressione in esercizio, tensione da confrontarsi con il valore 7,8 indicato in calce alla colonna.
- L'area ideale $A_{ir}=A_c+A_s f_{yd}/f_{cd}$ ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente f_{yd}/f_{cd} per il calcolo a rottura della sezione.
- Il valore resistente $N_{Rd}=f_{cd}A_{ir}$ dello sforzo assiale da confrontarsi con quello agente N_{Ed} .
- Il rapporto $\gamma_r=N_{Rd}/N_{Ed}$ tra resistenza ed azione nella sezione per un uniforme confronto della situazione, dovendo risultare $\gamma_r \geq 1$.

VERIFICHE SEZIONI

Per il passo massimo delle staffe e il diametro minimo delle staffe si deve avere:

$$s \leq 12 \phi$$

$$\phi_s \geq \frac{\phi}{4}$$

Per le riprese dei ferri ai vari piani è necessario considerare una lunghezza minima di ancoraggio pari a:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

Con

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

$$f_{ctk} = 1,95 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{v. Tab 1.07})$$

$$f_{ctd} = 1,95/1,5 = 1,30 \text{ N/mm}^2$$

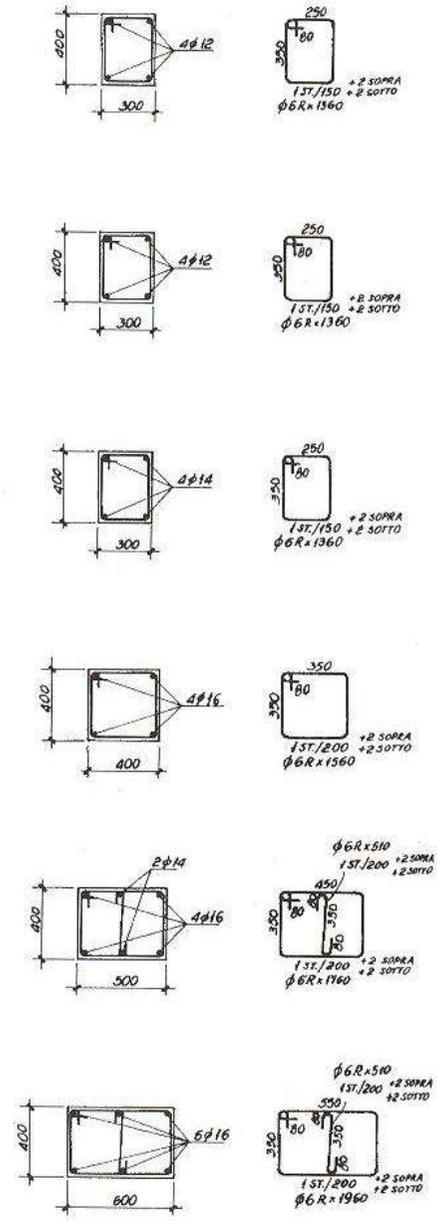
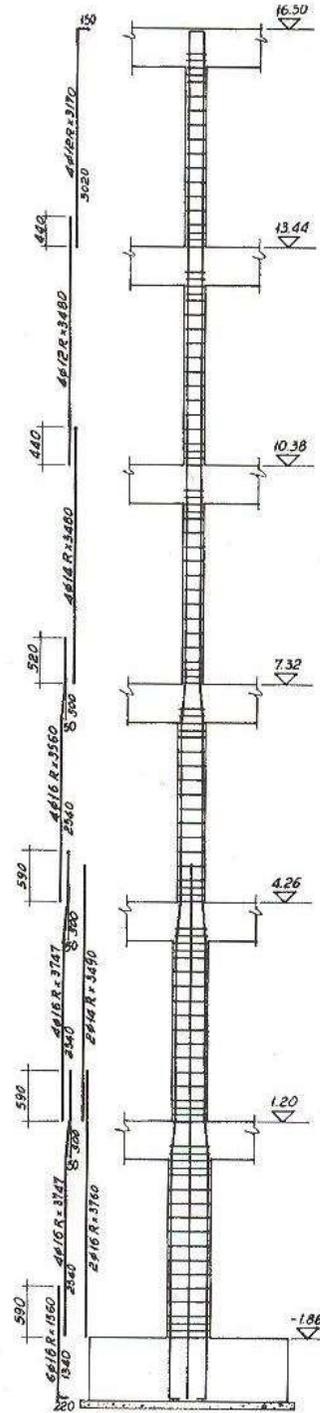
$$f_{bd} = 2,25 \times 1,30 = 2,92 \text{ N/mm}^2$$

si ottiene

$$l_b = \frac{\phi 391}{4 \cdot 2,92} \cong 33\phi \quad \text{comunque} \quad l_b \geq 40\phi$$

DISPOSIZIONE ARMATURE NEL PILASTRO

tav. 4 PILASTRO P14



CALCESTRUZZO CLASSE C25/30 ($d_u \leq 20$)
ACCIAIO TIPO B450C