

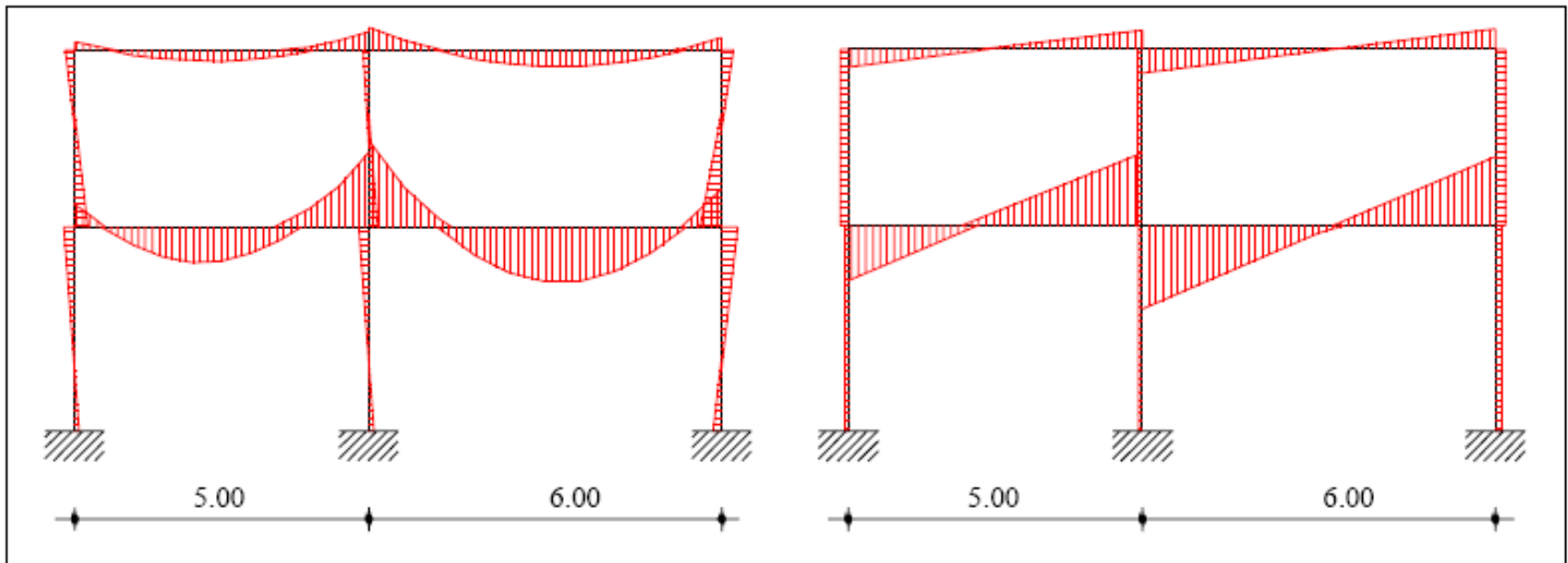
PROGETTO DELLE ARMATURE DI UN TELAIO IN CEMENTO ARMATO

Contenuto della Lezione

- Analisi delle sollecitazioni e correzione del diagramma dei momenti
- Progetto delle armature di travi
 - Progetto delle armature longitudinali
 - Progetto delle staffe
 - Esempi di esecutivi
- Progetto delle armature di pilastri
 - Progetto delle armature longitudinali
 - Progetto delle staffe
- Esempi di esecutivi

Analisi delle sollecitazioni

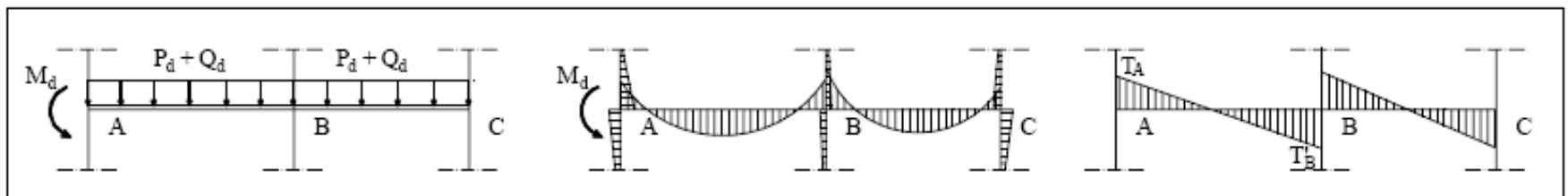
Diagrammi di involucro di taglio e momento



Verifica dei risultati

E' sempre bene controllare che i diagrammi delle sollecitazioni siano compatibili con i carichi che sono stati assegnati

- Lo sforzo normale alla base dei pilastri non può risultare troppo diverso da quello previsto in fase di predimensionamento:
- Verificare che i diagrammi di taglio e momento siano congruenti con i carichi applicati
 - $(T_A + T_B') / L_{AB} = (P_d + Q_d)$, ecc.
 - la somma dei momenti in un nodo deve essere nulla o uguale a eventuali momenti applicati direttamente su di esso.



Correzioni sul diagramma di involuppo dei momenti

L'unica correzione da compiere sul diagramma d'involuppo dei momenti delle travi di telaio viene imposta dalla normativa **NTC18** al punto 4.1.2.3.5.1 ed è dovuta all'interazione tra il momento flettente e il taglio.

La differenza fondamentale tra il progetto del solaio e il progetto del telaio, è che il primo non viene armato a taglio, mentre il secondo sì.

La norma dice che, per gli elementi armati a taglio, le armature longitudinali devono essere progettate su un diagramma dei momenti traslato di una certa quantità a_1 nella direzione che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente:

$$a_1 = 0.9 d \frac{ctg(\theta)}{2}$$

Prescrizioni di normativa per le armature longitudinali delle travi

La normativa Italiana (NTC 2018) fornisce alcune indicazioni sul pre-dimensionamento minimo delle armature longitudinali delle travi

Negli appoggi di estremità, all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata coerentemente con il modello a traliccio adottato per il taglio e quindi applicando la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute al momento flettente, in funzione dell'angolo di inclinazione assunto per le bielle compresse di calcestruzzo.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

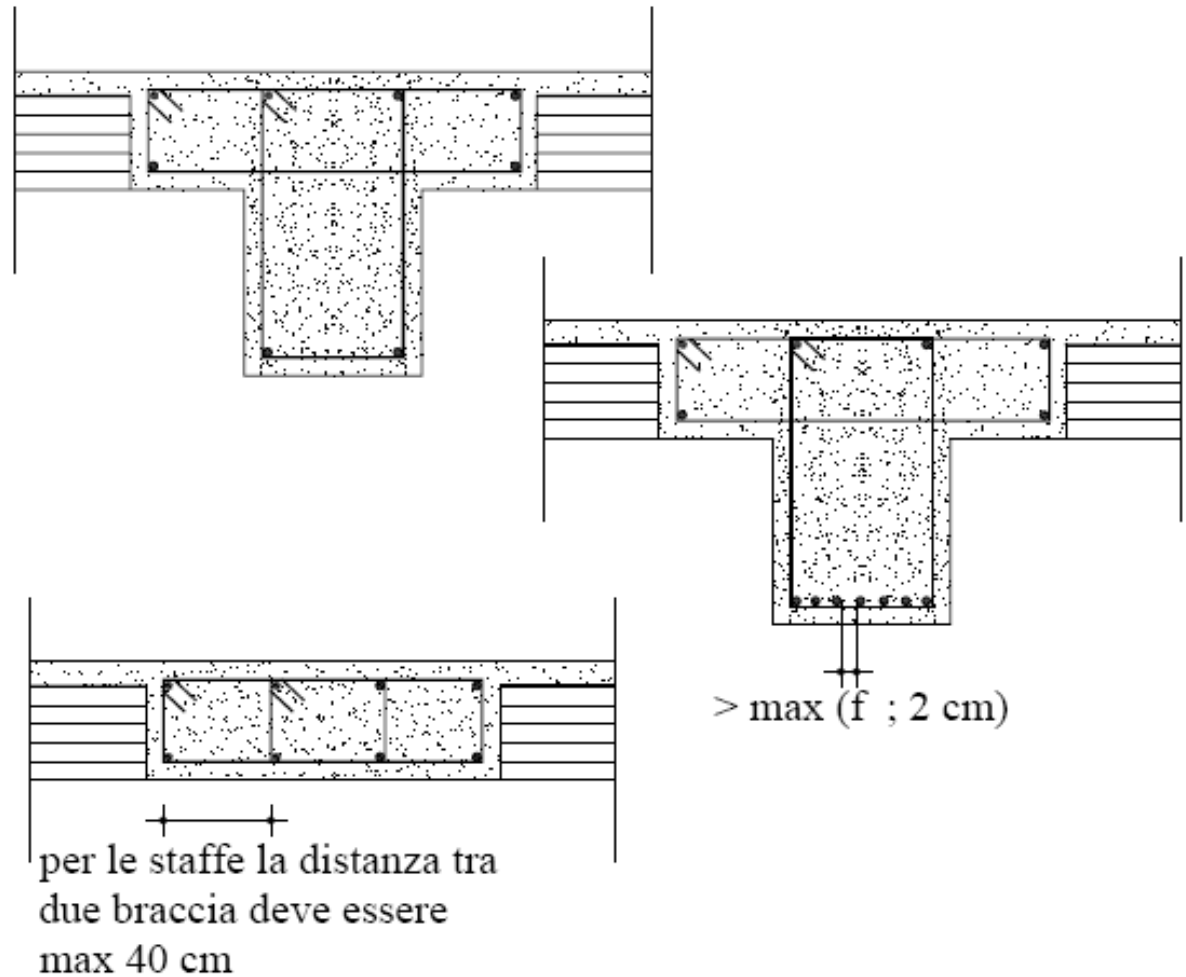
$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Regole pratiche per il progetto delle armature longitudinali delle travi

- Si può considerare che la fascia piena del solaio collabori a flessione con la trave. Quindi, ai fini del progetto e delle verifiche delle armature longitudinali, la sezione della trave è a T.
- In una trave sono sempre presenti sia superiormente che inferiormente un numero di correnti (anche detti reggi-staffe) pari a quello delle braccia delle staffe che si impiegano.
- La distanza tra due tondini accostati non deve essere inferiore al diametro del tondino stesso o a 2 cm.

Regole pratiche per il progetto delle armature longitudinali delle travi

ϕ	$A_f \text{ cm}^2$
1 ϕ 8	0.5
1 ϕ 10	0.79
1 ϕ 12	1.13
1 ϕ 14	1.54
1 ϕ 16	2.01
1 ϕ 18	2.54
1 ϕ 20	3.14



Progetto delle armature longitudinali delle travi

● L'armatura minima in una generica sezione viene calcolata secondo la relazione semplificata:

$$A_{fmin} = M_d / (0.9 \cdot d \cdot f_{yd})$$

con

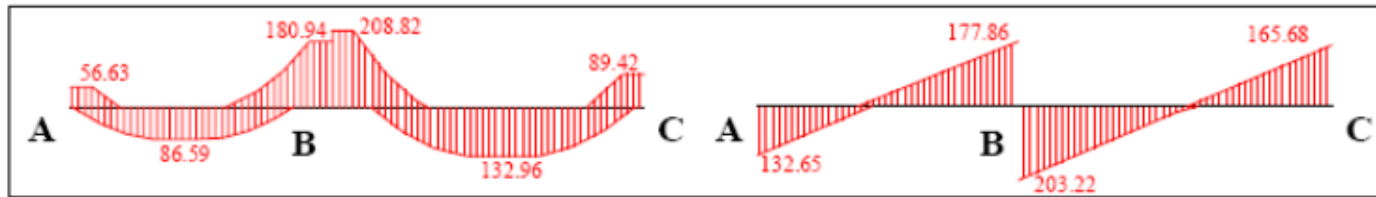
A_{fmin} = area minima di ferro espressa in cm^2

M_d = momento di calcolo espresso in $kN \cdot cm$ $\Rightarrow M_d (kN \cdot m) \cdot 100$

d = altezza utile della sezione in cm $\Rightarrow d = H - d'$ (copriferro)

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio (kN/cm^2)

Progetto delle armature longitudinali delle travi



Sez	M_d kN cm	T_d kN	$\frac{M_d}{0.9 d f_{yd}}$	$\frac{T_d}{f_{yd}}$	$A_{f,min}$	ϕ	$A_{f,eff}$ cm ²
AB _{inf}	8659		5.48 cm ²		2.08 cm ²	3φ16	6.03
BC _{inf}	13296		8.40 cm ²		2.08 cm ²	5φ16	10.05
A _{sup}	5663		3.58 cm ²		2.08 cm ²	4φ16	8.04
B _{sup}	20882		13.20 cm ²		2.08 cm ²	4φ16 3φ18	15.66
C _{sup}	8942		5.66 cm ²		2.08 cm ²	4φ16	8.04
A _{inf}		132.65		3.55 cm ²		2φ16	4.02
B _{inf}						2φ16	4.02
C _{inf}		165.68		4.43 cm ²		3φ16	6.03

Momento resistente di una sezione

- Una volta aver trasformato le aree di ferro minimo in tondini, è necessario stabilire la disposizione dei ferri, dove interromperli, dove aggiungerli ecc...
- Questa operazione può essere svolta graficamente attraverso il diagramma dei momenti resistenti:

Il momento resistente $M_r(\phi)$ relativo ad una sezione armata con un certo quantitativo A_{eff} di armatura, può essere calcolato, in via approssimativa, invertendo la formula semplificata con cui vengono calcolati i quantitativi minimi di armatura:

$$A_{\text{fmin}} = M_d / (0.9 \cdot d \cdot f_{yd})$$



$$M_r(\phi) = A_{\text{eff}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yd}$$

Progetto delle armature longitudinali delle travi

Disposizione dei ferri

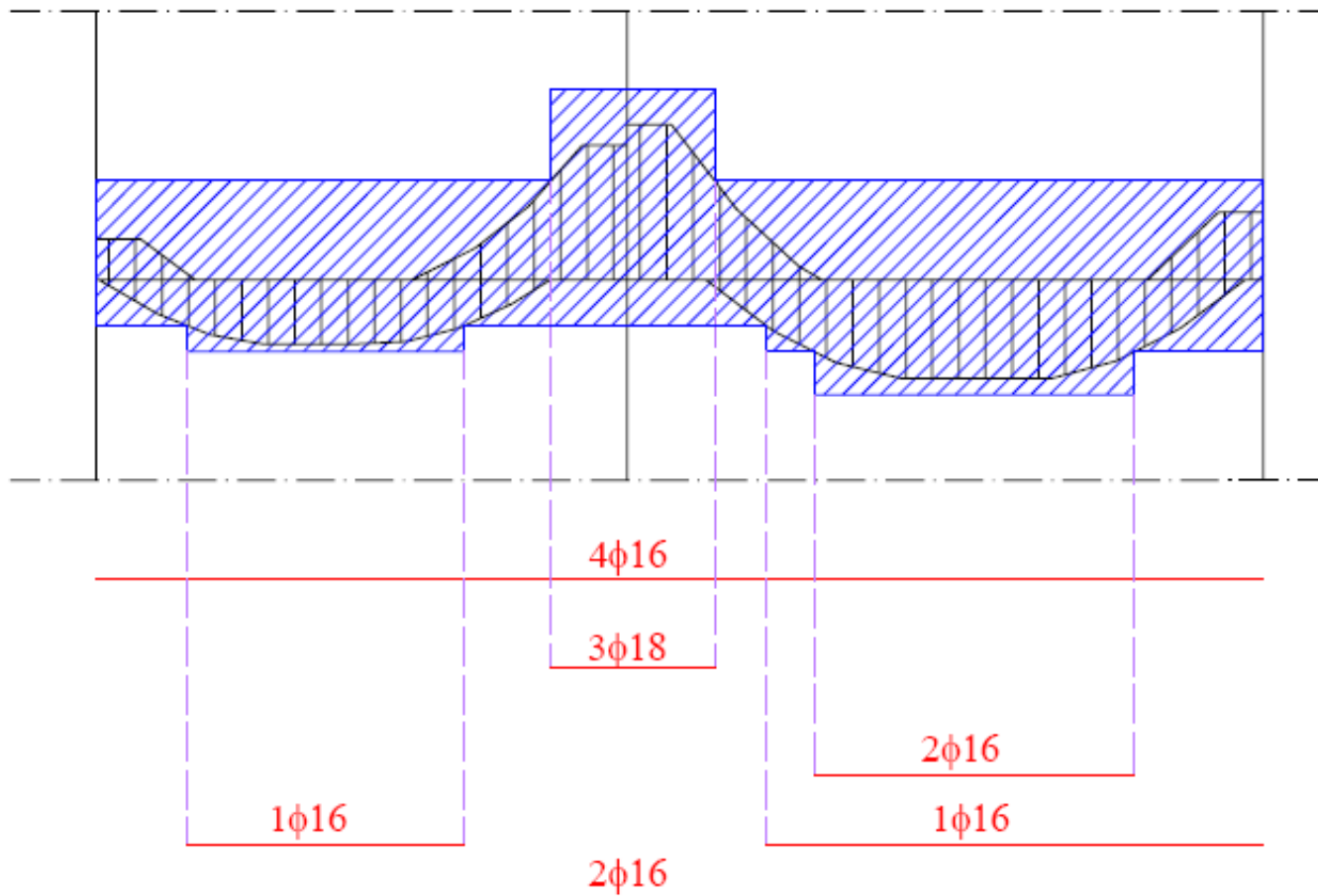


Diagramma dei Momenti Resistenti

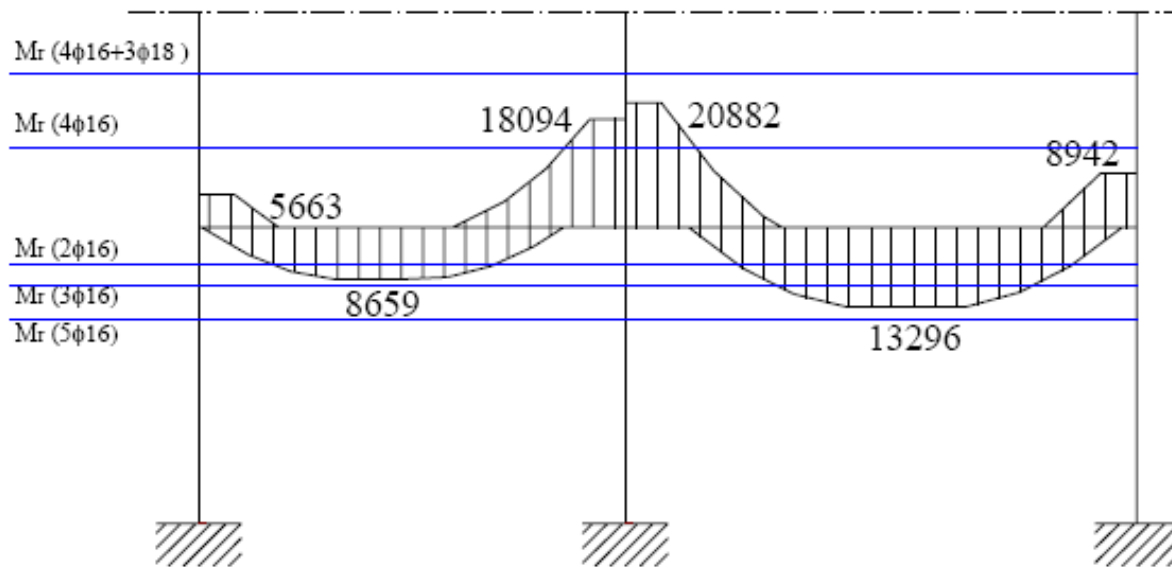
$$M_r(2\phi 16) = 4.02 \text{ cm}^2 \cdot 0.9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 37.4 \text{ kN/cm}^2 = 6359 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r(3\phi 16) = 6.03 \text{ cm}^2 \cdot 0.9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 37.4 \text{ kN/cm}^2 = 9539 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r(4\phi 16) = 8.04 \text{ cm}^2 \cdot 0.9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 37.4 \text{ kN/cm}^2 = 12719 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r(5\phi 16) = 10.05 \text{ cm}^2 \cdot 0.9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 37.4 \text{ kN/cm}^2 = 15899 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r(4\phi 16 + 3\phi 18) = 15.66 \text{ cm}^2 \cdot 0.9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 37.4 \text{ kN/cm}^2 = 24774 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$



Lunghezze di ancoraggio

La normativa (NTC 2018 p. 4.1.6.1.4) fornisce indicazioni su come devono essere ancorati i ferri di armatura longitudinale. Nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza in zone di calcestruzzo compatto, per i ferri ad aderenza migliorata la tensione tangenziale ultima di aderenza è da prevedere pari a:

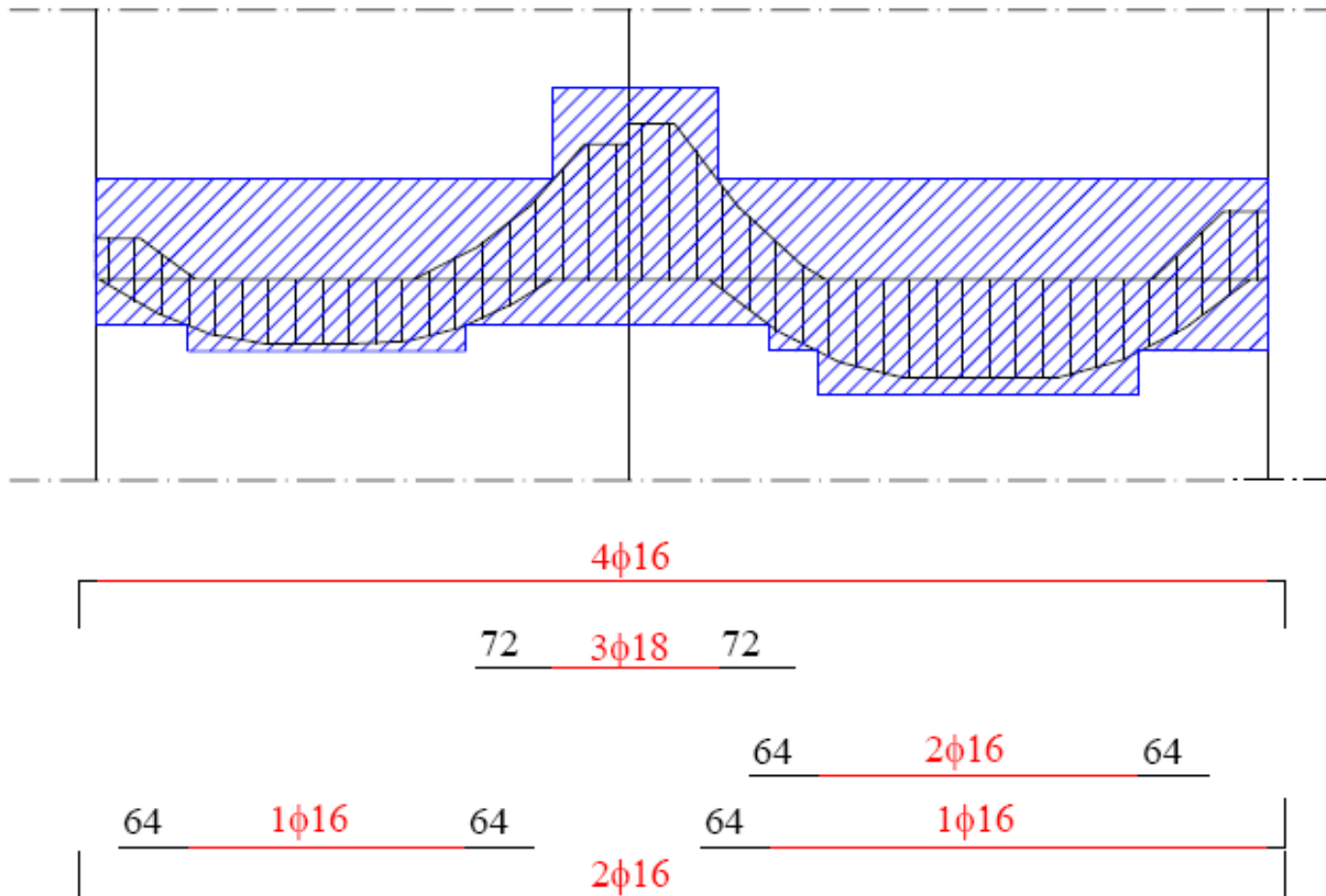
$$f_{bd} = 2.25 f_{ctk} / \gamma_c$$

Tenendo conto, quindi, dell'equilibrio tra la forza di trazione nella barra e la risultante delle tensioni tangenziali lungo il suo perimetro si può calcolare la lunghezza di ancoraggio come:

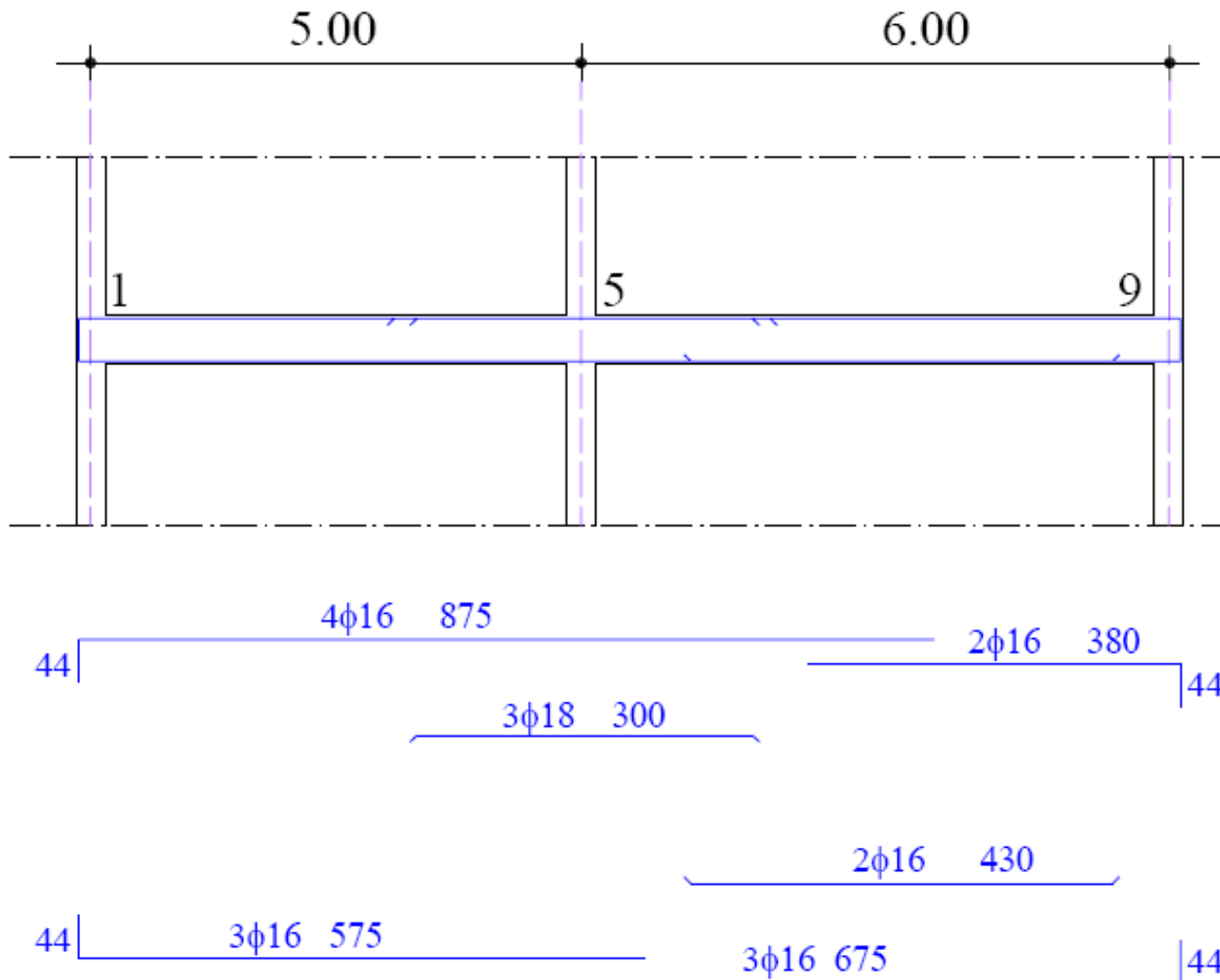
$$L_b = (f_{yd} \cdot \phi) / 4 f_{bd}$$

La lunghezza di ancoraggio non può comunque essere inferiore a 20 diametri o a 15 cm. Spesso, viene adottata approssimativamente $L_b = 40 \phi$ con o senza uncini di ancoraggio

Lunghezze di ancoraggio



Progetto delle armature longitudinali delle travi



Progetto delle staffe

□ Calcolo taglio portato dalla biella compressa

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad 1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

□ Calcolo Taglio portato dall'armatura tesa

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Progetto delle staffe

□ Portanza a Taglio della trave

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Indicazioni costruttive

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Progetto delle staffe

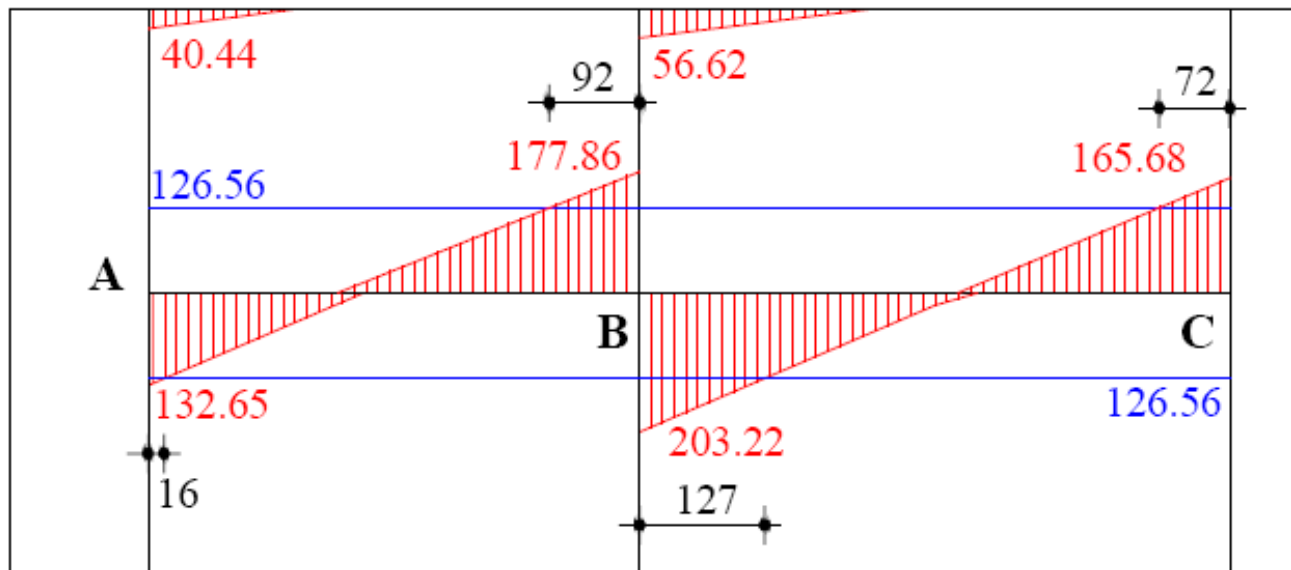
La procedura per il progetto delle armature a taglio può essere sintetizzata nei seguenti passi

- Verifica delle biella compressa
- Calcolo del taglio portato dal calcestruzzo V_{cu}
- Calcolo del quantitativo minimo di armatura a taglio previsto dalla normativa $(A_{sw}/s)_{(min)}$
- Calcolo del taglio resistente $V_{ru(min)}$ della sezione armata con $(A_{sw}/s)_{(min)}$
- Confronto tra il taglio resistente $V_{ru(min)}$ con il taglio di calcolo

Progetto delle staffe

● Calcolo del taglio resistente $V_{su(min)}$ della sezione armata con $(A_{sw}/s)_{(min)}$

● Confronto tra il taglio resistente $V_{ru(min)}$ con il taglio di calcolo



Progetto delle staffe

□ Progetto delle staffe

- Si calcola la resistenza a taglio della biella compressa

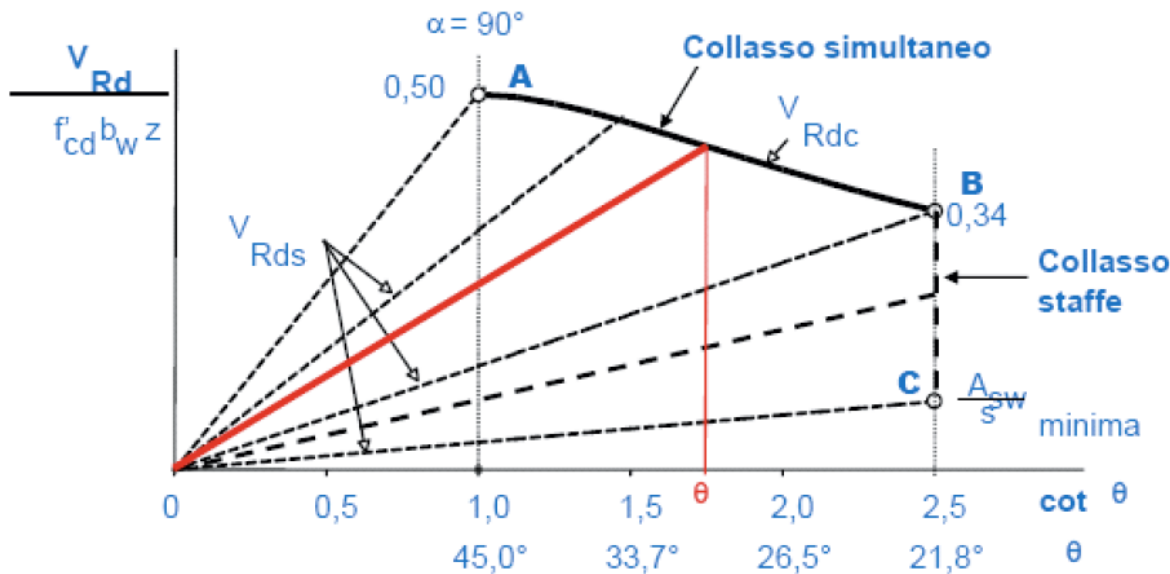
$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

- Si calcolano le staffe necessarie

A tale scopo è possibile seguire il criterio del simultaneo collasso delle bielle compresse e delle staffe come illustrato nella figura seguente dalla quale si evincono i passi da seguire

Progetto delle staffe

□ Progetto delle staffe

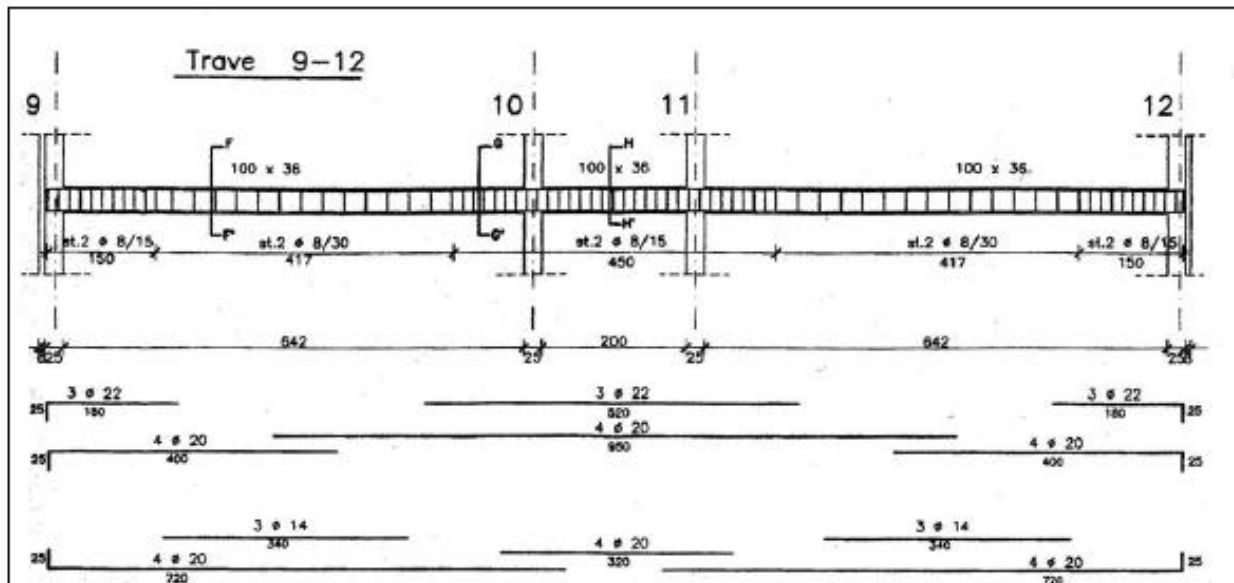


$$\theta = \frac{1}{2} \arcsen \frac{2V_{Ed}}{(\alpha_c f'_{cd}) b_w z}$$

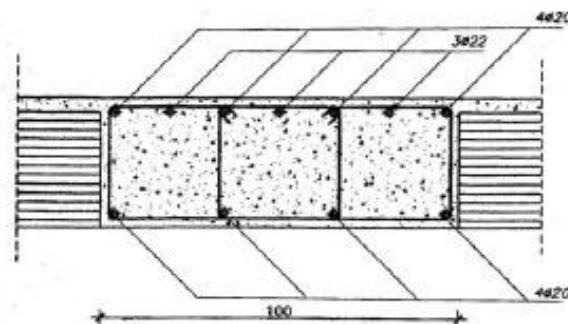


$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta}$$

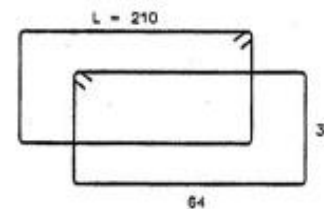
Esempi di esecutivi



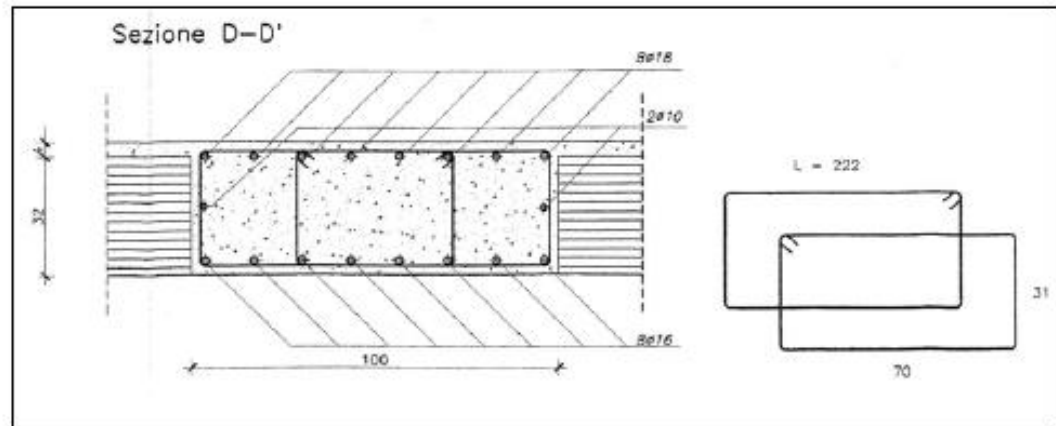
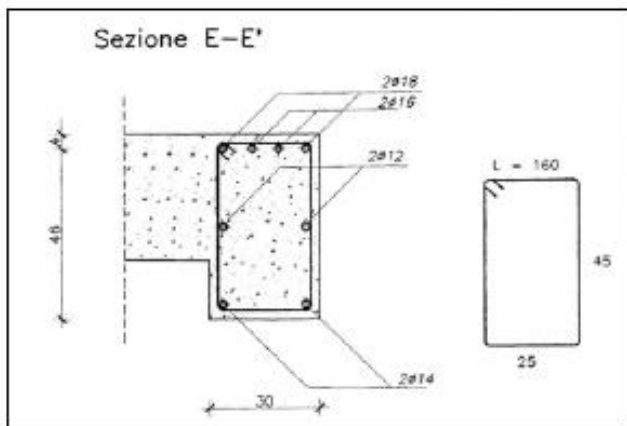
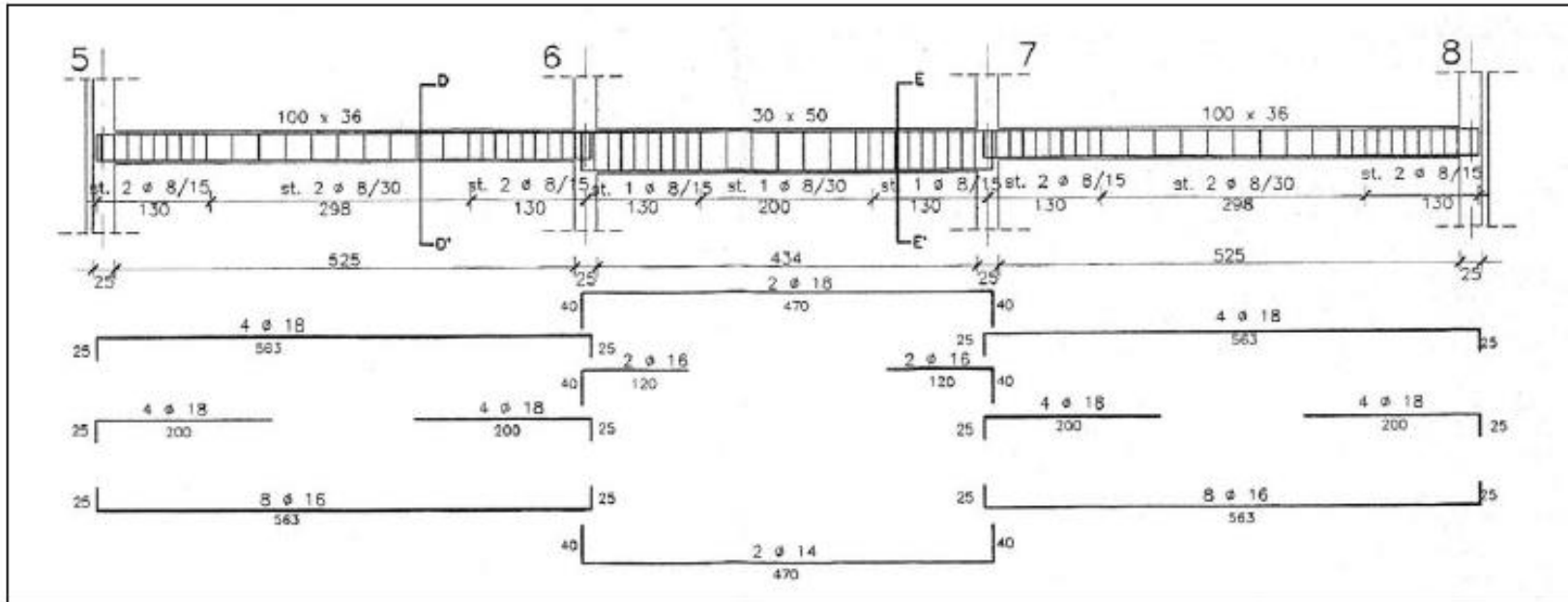
Sezioni trasversali, scala 1:20 o 1:10



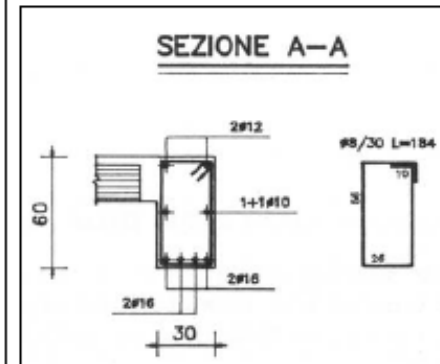
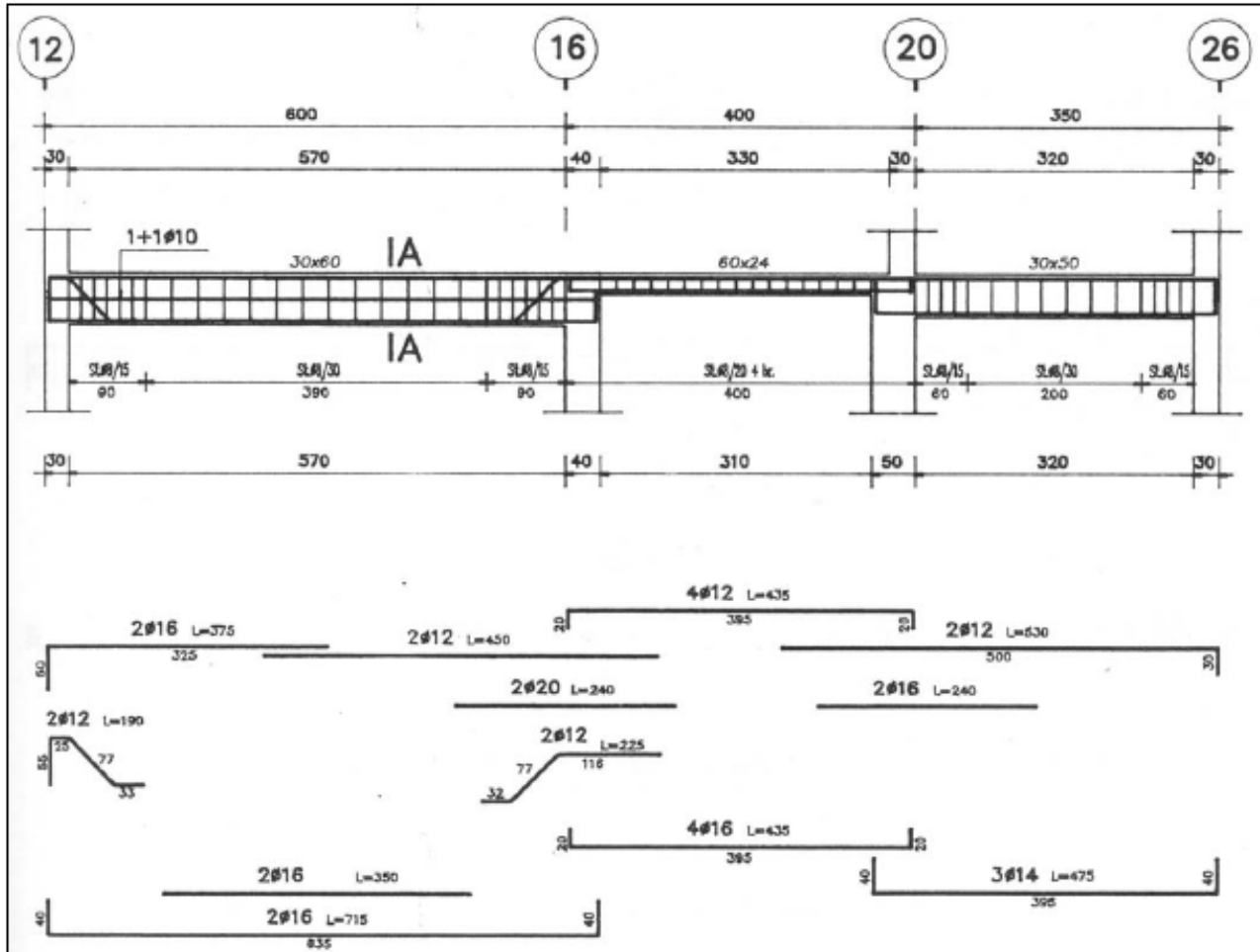
Sezione G-G'



Esempi di esecutivi



Esempi di esecutivi



4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c \quad [4.1.46]$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'armatura (riferita allo snervamento)

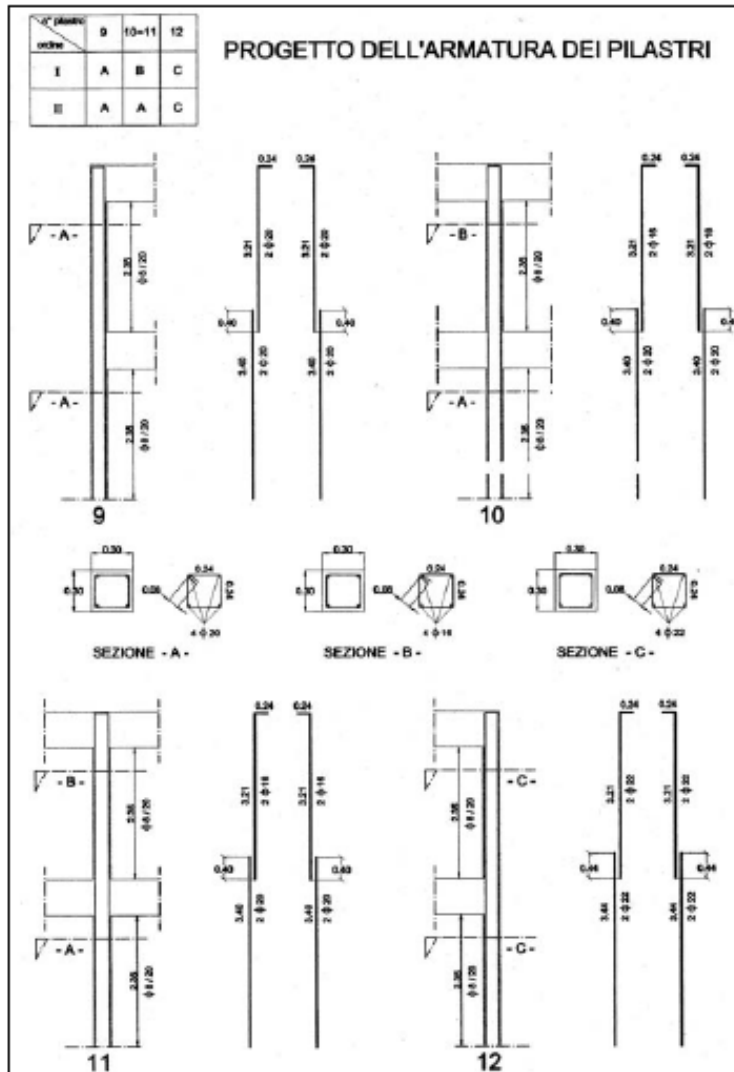
N_{Ed} è la forza di compressione assiale di progetto

A_c è l'area di calcestruzzo.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Esempi di esecutivi: pilastri



L'esecutivo comprende:

- le sezioni longitudinali in scala 1:50, dei pilastri ai vari livelli.
- il disegno dei ferri, del loro quantitativo, del diametro e delle lunghezze
- l'abaco dei pilastri con sezioni trasversali in scala 1:10.

L'abaco può essere realizzato in due modi:

→ denominando con una sigla le sezioni disegnate a parte, e inserendo nell'abaco solo le sigle (vedi figura accanto)

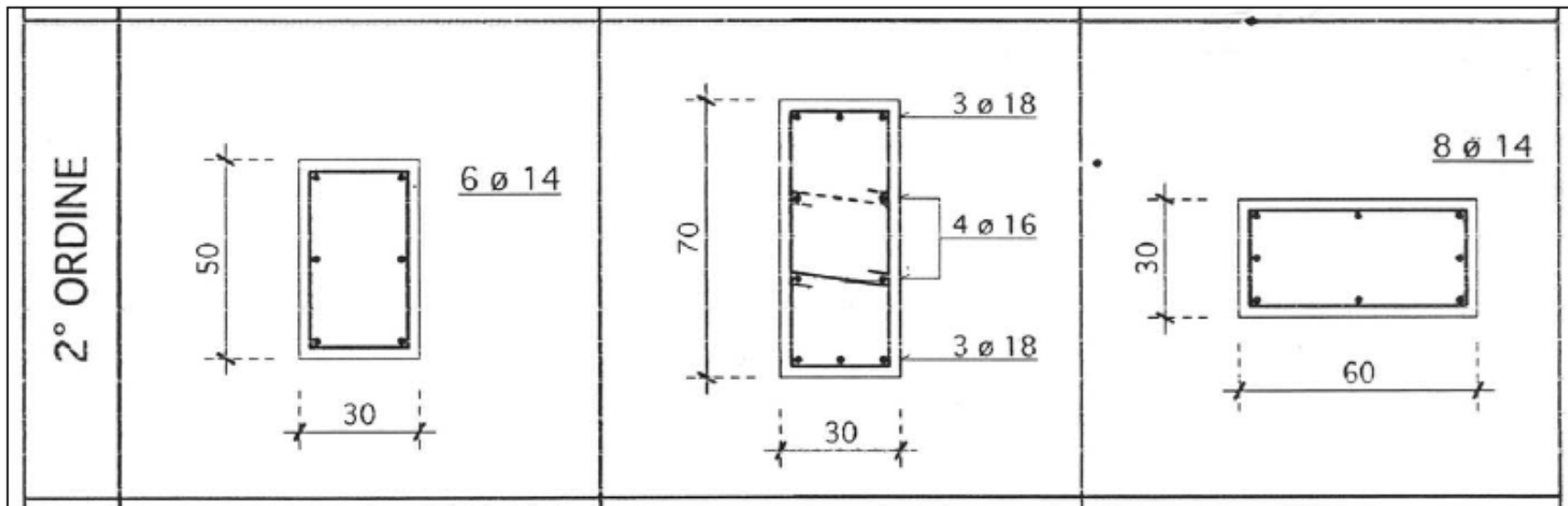
Esempi di esecutivi: pilastri

	A	B	C
1° ORDINE			
2° ORDINE			
3° ORDINE			

→ inserendo direttamente le sezioni trasversali nella tabella (vedi figura accanto)

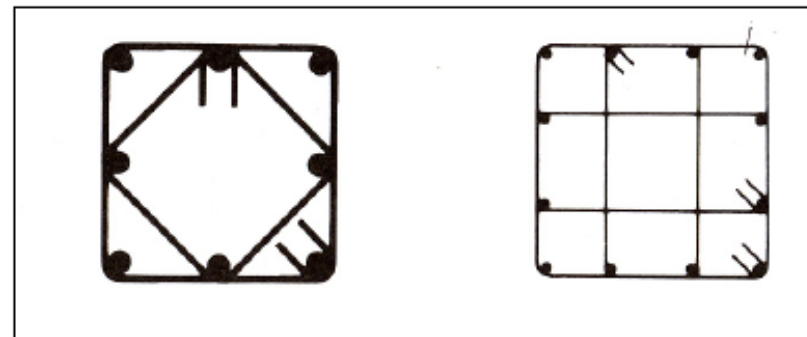
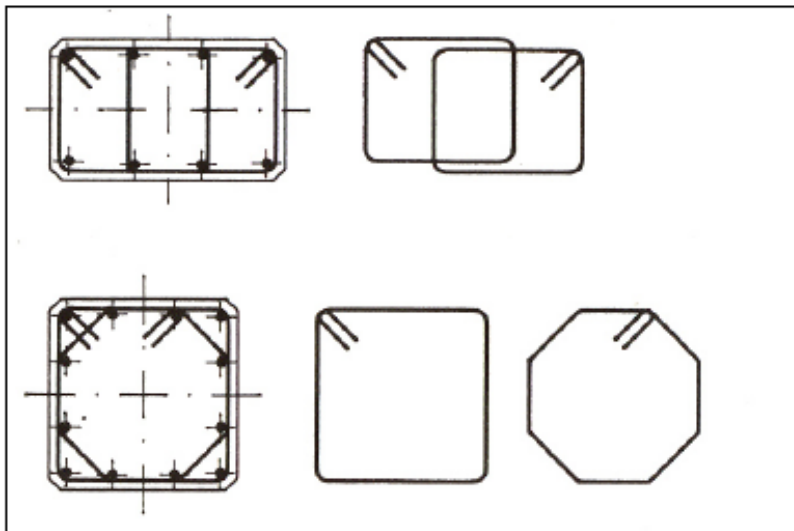
Regole pratiche di progettazione per i pilastri

- In genere è bene avere sempre interasse tra le barre longitudinali non superiori a 30 cm anche lungo i lati meno sollecitati del pilastro.
- Per evitare problemi d'instabilizzazione delle barre longitudinali è bene prevedere dei ganci supplementari quando il lato della staffa è troppo lungo.

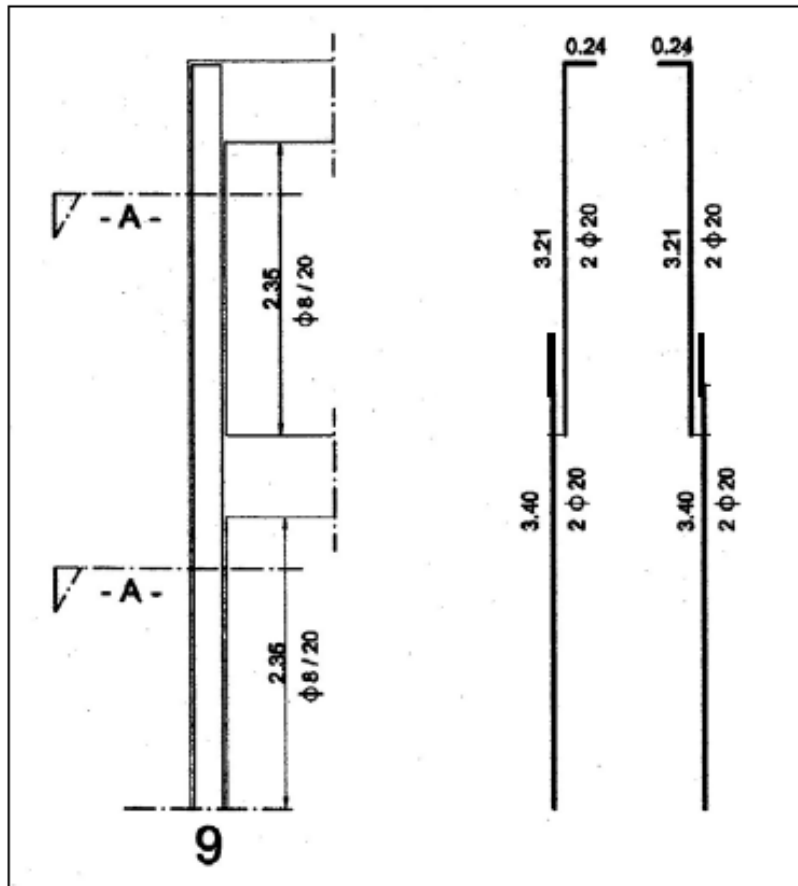


Regole pratiche di progettazione per i pilastri

- In alcuni casi, soprattutto in zona sismica, quando si desidera non solo garantire la stabilità dei ferri longitudinali, ma anche la duttilità e quindi il contenimento della sezione in cemento armato, invece dei ganci vengono usati anche insiemi di due o più staffe.

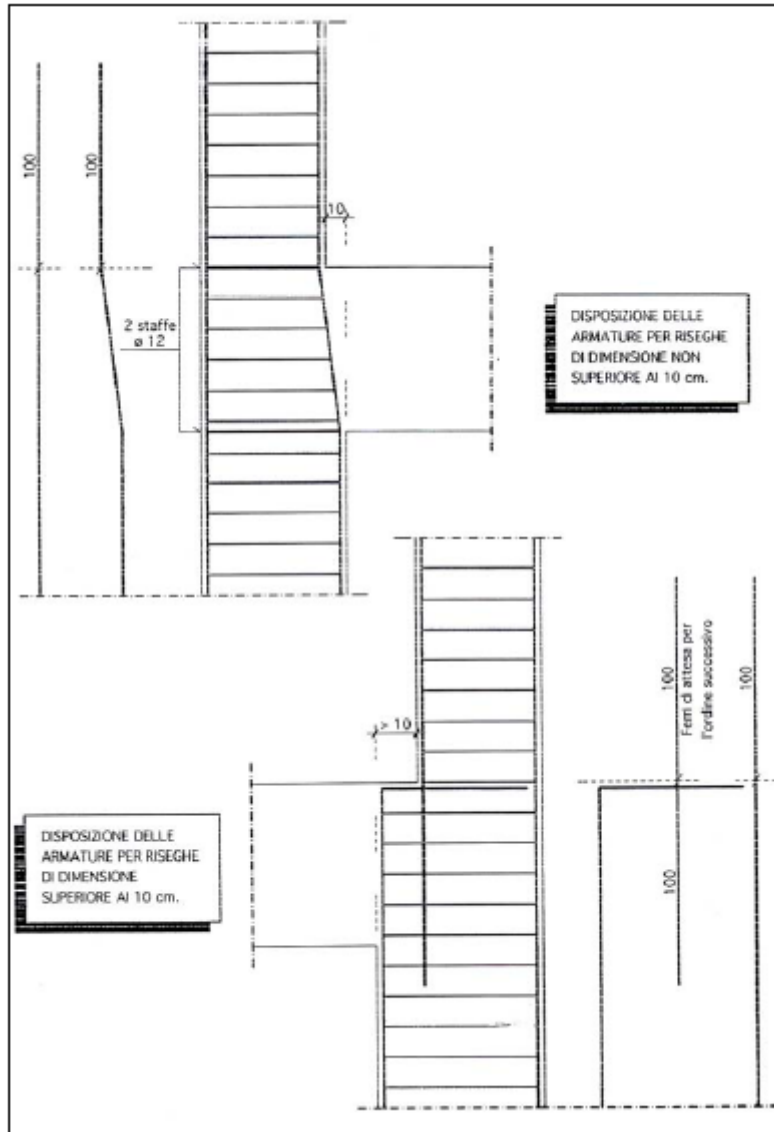


Regole pratiche di progettazione per i pilastri



Per questioni pratiche, dovute alla realizzazione dei vari elementi strutturali, i ferri dei pilastri devono essere interrotti in corrispondenza di ogni piano, al di sopra dell'impalcato.

In pratica, si lasciano i cosiddetti “ferri di attesa”, al di sopra dell'ultimo getto, per una lunghezza di circa 1 metro, che si andranno a sovrapporre alle armature longitudinali del pilastro del piano superiore



Regole pratiche di progettazione per i pilastri

Rastremazione dei pilastri per dimensioni superiori o inferiori ai 10 cm.

Attenzione: nella modalità di rastremazione per riseghe di dimensioni inferiori a 10 cm è importante prevedere delle staffe più consistenti in corrispondenza della piegatura al fine di assorbire le componenti di forza trasversale che nascono per il cambiamento di direzione del ferro teso.