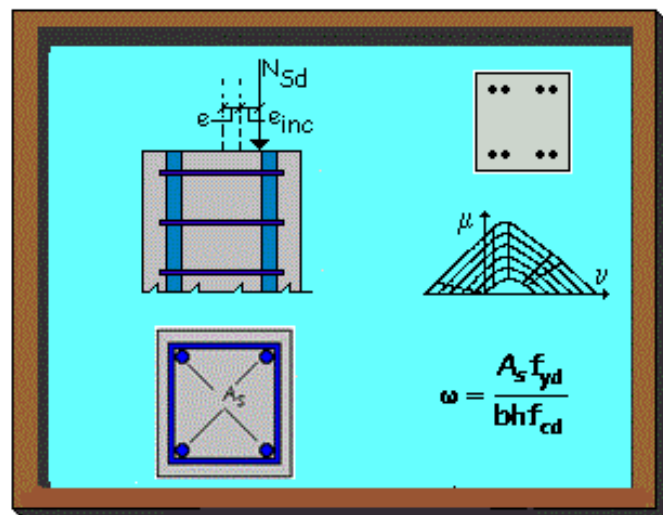


Progetto di un pilastro in c.a.

(D.M. 14/01/2008)



Corso di COSTRUZIONI
Prof. Carlo Guida

Progetto di un pilastro in c.a.

1) Prescrizioni normative

Le Norme Tecniche prevedono numerose prescrizioni relative al calcolo dei pilastri tra le quali:

Armatura longitudinale

$$A_{s,min} = 0,10 \frac{N_{sd}}{f_{yd}}$$

diametro minimo delle barre: 12 mm

percentuale di armatura $4\% \geq \rho\% = \frac{A_s}{A_c} 100 \geq 0,3\%$

Interasse barre ≤ 300 mm

Armatura trasversale

$$\phi_{staffe} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\phi_{staffe} \geq \frac{1}{4} \phi_{\text{max longitudinale}}$$

Passo delle staffe:

$$s \leq 12 \phi_{\text{min ferri longitudinali}} \\ s \leq 250 \text{ mm}$$

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo

$$M_{sd} = N_{sd} e$$

con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione).

2) Il rapporto meccanico di armatura

Il rapporto meccanico dell'armatura è dato dal rapporto tra la forza offerta dall'acciaio:

$$S = A_s f_{yd}$$

e quella sopportata dal calcestruzzo:

$$C = bh f_{cd}$$

Da cui:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}} = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{S}{C}$$

Ai rapporti geometrici di armatura rispettivamente massimo ($\rho_{\max} = 0,04$) e minimo ($\rho_{\min} = 0,003$) corrispondono i valori di ω_{\max} e ω_{\min} calcolati con $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$, riportati nella tabella seguente:

R_{ck} [N/mm ²]	ω_{max}	ω_{min}
15	2,22	0,17
20	1,66	0,12
25	1,33	0,11
30	1,11	0,11
35	0,95	0,11
40	0,83	0,11

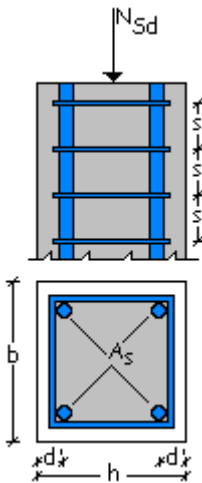
Nel calcolo del rapporto meccanico minimo di armatura ω_{min} occorre ricordare che all'acciaio deve essere affidato almeno il 10% dello sforzo normale N_{Sd} .

E', pertanto:

$$S_{min} = 0,10 N_{Sd}$$

$$C_{max} = 0,90 N_{Sd}$$

$$\omega_{min} = \frac{S_{min}}{C_{max}} = \frac{0,10 N_{Sd}}{0,90 N_{Sd}} = 0,11$$



3) Progetto a compressione semplice

3.1) Percentuale di armatura minima

Lo sforzo normale di progetto N_{Sd} deve essere equilibrato dalla risultante S delle tensioni dell'acciaio e dalla risultante C delle tensioni del calcestruzzo :

$$N_{Sd} = C + S \text{ con}$$

$$S = A_s f_{yd}$$

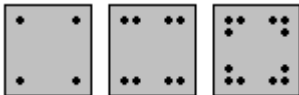
$$C = A_c f_{cd}$$

A_s può essere calcolata imponendo il minimo fissato dalle norme tecniche, per cui:

$$A_{s,min} = 0,10 \frac{N_{Sd}}{f_{yd}}$$

realizzando l'armatura con barre di diametro minimo pari a 12 mm.

La tabella allegata riporta le aree delle armature corrispondenti a combinazioni di 4, 8 e 12 tondini.



(N.B. sono state escluse le combinazioni con 6 tondini perché quest'ultime richiederebbero un diagramma di interazione diverso da quello presente in questa unità didattica).

Per l'acciaio B450C sono utilizzabili diametri $\phi \leq 40$ mm.

Fissato il valore di A_s , si ricava:

$$C = N_{Sd} - A_s f_{yd}$$

$$A_c = \frac{N_{Sd} - A_s f_{yd}}{f_{cd}}$$

I valori delle dimensioni b e h del pilastro possono essere ottenuti dalla tabella allegata costruita con l'ipotesi di variazione dei lati di 5 in 5 cm da 20 a 60 cm. Occorre ora effettuare il controllo del rapporto geometrico di armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{bh}$$

verificando che risulti compreso tra lo 0,003 e lo 0,04 (ovvero tra lo 0,3% e il 4%). Le staffe, di diametro ϕ_{st} almeno pari a 6 mm e comunque non inferiore a $\phi_{longitudinale} / 4$, hanno un passo s non maggiore di 25 cm e non superiore a $12 \phi_{longitudinale}$.

4) Progetto a sezione obbligata

Un secondo criterio potrebbe essere quello di assegnare preventivamente le dimensioni del pilastro.

In questo caso A_c è prestabilito e l'armatura si può ricavare attraverso l'espressione:

$$A_{s,min} = \frac{N_{Sd} - A_c f_{cd}}{f_{yd}}$$

Ovviamente devono risultare soddisfatte anche le disposizioni delle norme tecniche, per cui:

$$A_{s,min} = 0,10 \frac{N_{Sd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = 0,003 A_c$$

In definitiva si ottiene:

$$A_{s,min} = \left(\frac{N_{Sd} - A_c f_{cd}}{f_{yd}} ; 0,10 \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} ; 0,003 A_c \right)_{max}$$

5) Verifica a pressoflessione

Si calcola il momento $M_{Sd} = N_{Sd} e$, nella quale l'eccentricità e è pari al massimo dei seguenti valori:

$$e = (e_0 ; 20 \text{ mm} ; 0,05 h)_{max}$$

nella quale e_0 è l'eventuale eccentricità di progetto. Determinate le grandezze adimensionali:

$$\nu = \frac{N_{Sd}}{bh f_{cd}} \quad (\text{sforzo normale ridotto})$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}} \quad (\text{rapporto meccanica di armatura})$$

attraverso il *diagramma di interazione* si ricava il momento ridotto:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bh^2 f_{cd}}$$

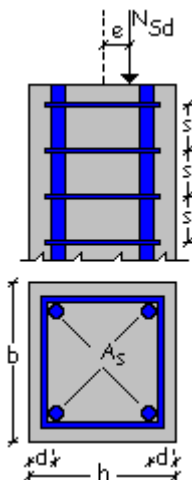
Il momento massimo sopportabile dalla sezione è dato da:

$$M_{Rd} = \mu bh^2 f_{cd}$$

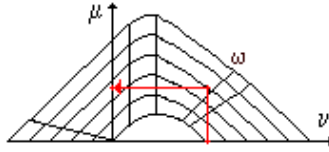
Se risulta :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

la verifica è soddisfatta. In caso contrario occorre aumentare l'armatura procedendo al progetto a pressoflessione.

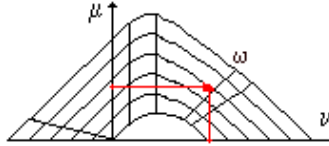


L'uso del diagramma di interazione per la verifica a pressoflessione.



Si conduce la verticale a partire dal valore di ν fino a raggiungere la curva corrispondente a ω .
Dal punto trovato, procedendo in orizzontale, si raggiunge l'asse μ e si legge il valore del momento ridotto.

L'uso del diagramma di interazione per il progetto dell'armatura metallica.



Si conducono l'orizzontale dal valore di μ e la verticale dal valore di ν .
Si individua la curva passante per il punto di incontro, ricavando il valore corrispondente di ω .

6) Progetto dell'armatura a pressoflessione

Si calcola il valore del momento ridotto:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bh^2 f_{cd}}$$

e, dal diagramma di interazione con ν e μ si ricava il rapporto meccanico di armatura ω .

L'armatura dell'acciaio A_s è data da:

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

e per la sua realizzazione ci si può avvalere della tabella allegata.

7) Il diagramma di interazione

Il diagramma riporta i valori delle sollecitazioni ridotte

$$\nu = \frac{N_{Sd}}{bh f_{cd}} \quad \mu = \frac{M_{Rd}}{bh^2 f_{cd}}$$

calcolati al variare del rapporto meccanico dell'armatura:

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

I valori di ω variano da 0 (pilastro non armato) a 1.

Il diagramma è tracciato per un determinato valore di δ .

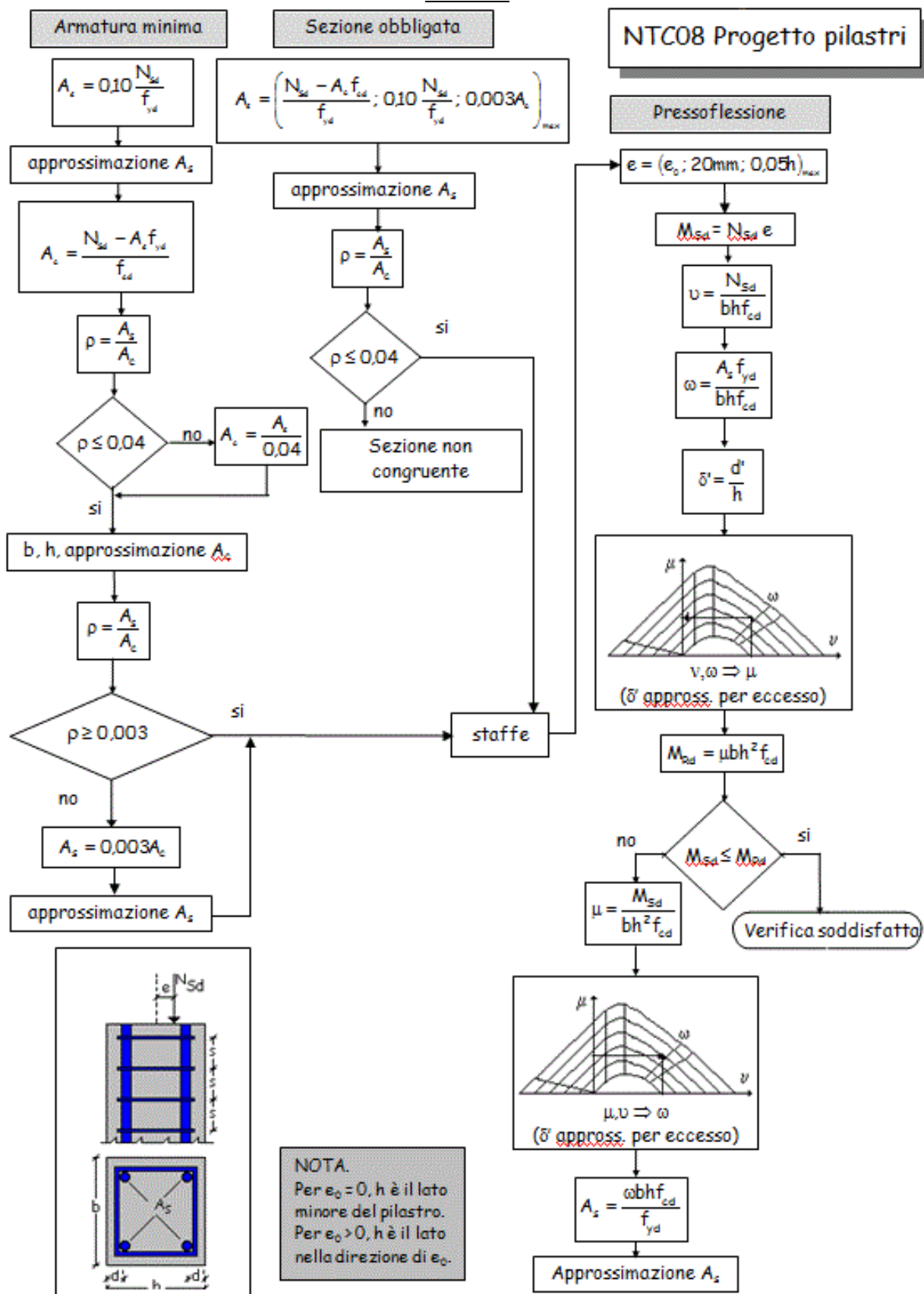
Il coefficiente $\delta = d'/h$ tiene conto della posizione delle armature, risultando d' la distanza del baricentro delle armature rispetto al lato della sezione $d' = \phi_{\text{copriferro}} + \phi_{\text{staffe}} + \phi_{\text{longitudinali}} / 2$

Al crescere di δ le armature sono più vicine al baricentro della sezione e conseguentemente producono un momento resistente M_{Rd} minore.

Se non si dispone di un diagramma di interazione esattamente corrispondente al rapporto δ della sezione in esame è perciò preferibile l'impiego di un diagramma costruito con un δ maggiore;

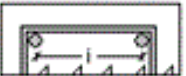
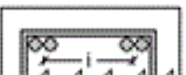
i valori presenti su un diagramma con un δ minore risulterebbero, infatti, superiori a quelli reali e ciò andrebbe a svantaggio della stabilità.

MAPPA



TABELLE




c/s	R_{ck} (N/mm ²)	15	20	25	30	35	40	45	50	55
	$f_{cd} = \alpha_{cs} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (N/mm ²)	7,06	9,41	11,76	14,11	16,46	18,81	21,17	23,52	25,87

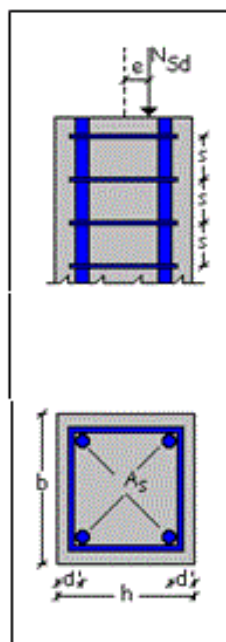
Prescrizioni regolamentari	
$A_{s,min} = 0,10 \frac{N_{sd}}{f_{yd}}$	
$4\% \geq \rho\% = \frac{A_s}{A_c} 100 \geq 0,3\%$	
Interasse armature	
$i = b - 2c_{nom} - 2\phi_s - \phi_l \leq 300 \text{ mm}$	
	
$i = b - 2c_{nom} - 2\phi_s - 2\phi_l \leq 300 \text{ mm}$	
	
$\phi_{longitudinali} \geq 12 \text{ mm}$	
$\phi_{staffe} \geq 6 \text{ mm}$	
$\phi_{staffe} \geq \frac{1}{4} \phi_{max \text{ longitudinale}}$	
$s \leq 12 \phi_{min \text{ longitudinali}}$	
$s \leq 250 \text{ mm}$	
eccentricità	
$e = (e_0; 20 \text{ mm}; 0,05h)_{max}$	

NTC08 Pilastri in c.a.

Tabelle

Staffe		
$\phi_{long.}$ mm	ϕ_{staffe} mm	S_{max} mm
12	6	144
14	6	168
16	6	192
18	6	216
20	6	240
22	6	250
24	6	250
26	8	250

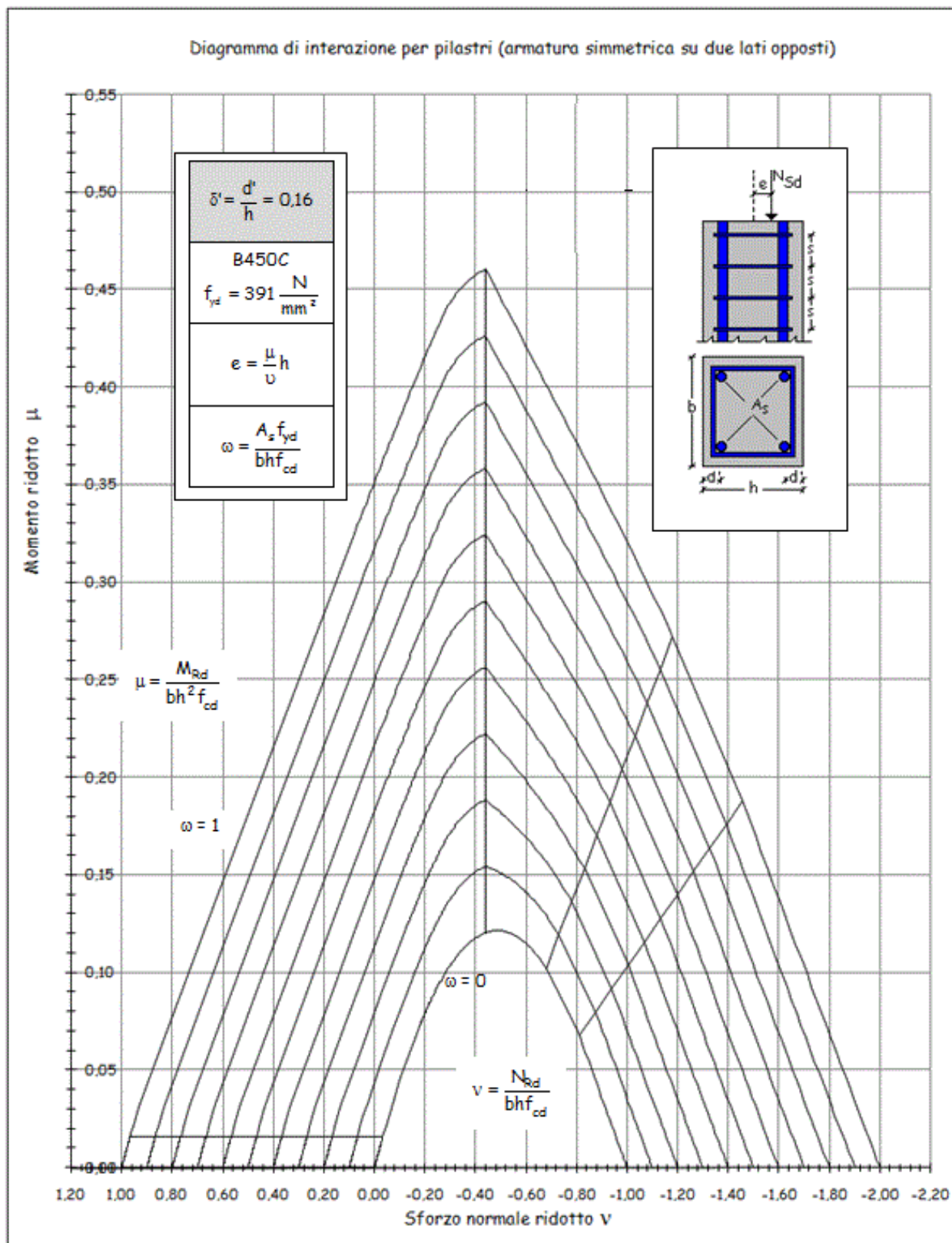
Disposizione simmetrica delle armature	
	
	



Area armature (mm ²) - numero dei fondi 4, 8, 12 da 12 a 30 mm									
Area	Combinazione	Area	Combinazione	Area	Combinazione	Area	Combinazione	Area	Combinazione
452	4Ø12	1872	4Ø14+4Ø20	2827	4Ø30	4034	8Ø20+4Ø22	5655	8Ø30
616	4Ø14	1923	8Ø12+4Ø18	2840	4Ø16+8Ø18	4059	4Ø18+8Ø22	5743	8Ø24+4Ø26
804	4Ø16	2036	8Ø14+4Ø16	2865	8Ø16+4Ø20	4247	8Ø26	5768	4Ø22+8Ø26
905	8Ø12	2036	8Ø18	3041	8Ø22	4273	4Ø24+4Ø28	6057	4Ø24+8Ø26
1018	4Ø18	2061	4Ø12+8Ø16	3054	12Ø18	4298	4Ø20+8Ø22	6082	8Ø24+4Ø28
1068	4Ø12+4Ø14	2061	4Ø16+4Ø20	3066	4Ø20+4Ø24	4323	8Ø20+4Ø24	6371	12Ø26
1232	8Ø14	2124	4Ø26	3129	4Ø14+8Ø20	4562	12Ø22	6447	4Ø22+8Ø28
1257	4Ø12+4Ø16	2224	4Ø14+8Ø16	3129	8Ø16+4Ø22	4587	4Ø26+4Ø28	6447	8Ø24+4Ø30
1257	4Ø20	2249	8Ø14+4Ø18	3292	8Ø18+4Ø20	4637	4Ø18+8Ø24	6710	8Ø26+4Ø28
1357	12Ø12	2275	4Ø18+4Ø20	3318	4Ø16+8Ø20	4637	4Ø24+4Ø30	6736	4Ø24+8Ø28
1420	4Ø14+4Ø16	2325	4Ø16+4Ø22	3330	4Ø22+4Ø24	4637	8Ø20+4Ø26	7050	4Ø26+8Ø28
1470	4Ø12+4Ø18	2413	12Ø16	3380	4Ø20+4Ø26	4851	8Ø22+4Ø24	7075	8Ø26+4Ø30
1521	4Ø22	2463	4Ø28	3531	4Ø18+8Ø20	4876	4Ø20+8Ø24	7389	12Ø28
1521	8Ø12+4Ø14	2488	4Ø12+8Ø18	3556	8Ø18+4Ø22	4926	8Ø28	7464	4Ø24+8Ø30
1608	8Ø16	2488	8Ø14+4Ø20	3619	8Ø24	4951	4Ø26+4Ø30	7753	8Ø28+4Ø30
1634	4Ø14+4Ø18	2513	8Ø20	3644	4Ø22+4Ø26	5140	4Ø22+8Ø24	7779	4Ø26+8Ø30
1684	4Ø12+8Ø14	2538	4Ø18+4Ø22	3770	12Ø20	5165	8Ø22+4Ø26	8118	4Ø28+8Ø30
1709	8Ø12+4Ø16	2626	8Ø16+4Ø18	3845	4Ø16+8Ø22	5290	4Ø28+4Ø30	8482	12Ø30
1810	4Ø24	2652	4Ø14+8Ø18	3845	8Ø18+4Ø24	5429	12Ø24		
1822	4Ø16+4Ø18	2777	4Ø20+4Ø22	3933	4Ø24+4Ø26	5504	4Ø20+8Ø26		
1847	12Ø14	2827	4Ø18+4Ø24	3984	4Ø22+4Ø28	5504	8Ø22+4Ø28		

A_c mm ²	b mm	h mm
40000	200	200
50000	250	200
60000	300	200
62500	250	250
70000	350	200
75000	300	250
80000	400	200
87500	350	250
90000	300	300
90000	450	200
100000	400	250
100000	500	200
105000	350	300
110000	550	200
112500	450	250
120000	400	300
120000	600	200
122500	350	350
125000	500	250
135000	450	300
137500	550	250
140000	400	350
150000	600	250
150000	500	300
157500	450	350
160000	400	400
165000	550	300
175000	500	350
180000	600	300
180000	450	400
192500	550	350
200000	500	400
202500	450	450
210000	600	350
220000	550	400
225000	500	450
240000	600	400
300000	600	500
302500	550	550
330000	600	550
360000	600	600

DIAGRAMMA

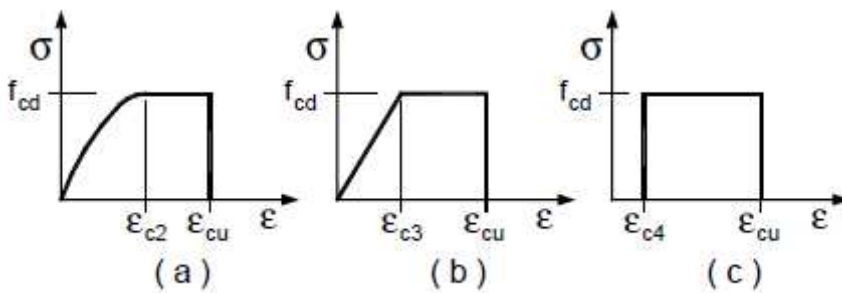
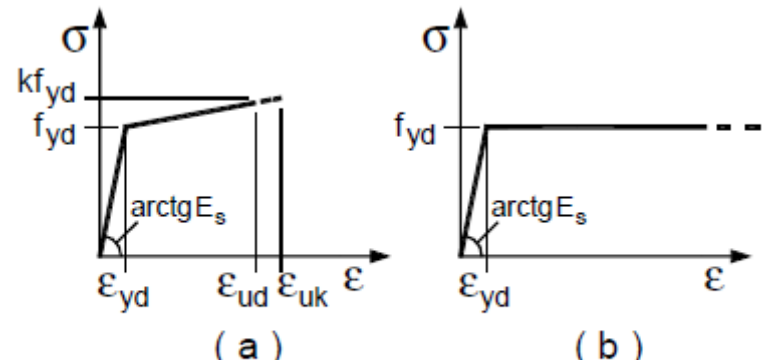


I.T.C.G. "E. CENNI" VALLO DELLA LUCANIA (SA)

DIPARTIMENTO "AREA TECNICA GEOMETRI"

NORMATIVA

D.M. 14/01/2008	
Riferimento legislativo	Testo della norma
11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO	<p>La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza ed il diametro massimo dell'aggregato. La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica f_{ck} a compressione uni assiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm. Al fine delle verifiche sperimentali i provini prismatici di base 150 x 150 mm e di altezza 300 mm sono equiparati ai cilindri di cui sopra.</p> <p>La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori.</p>
11.2.4. PRELIEVO DEI CAMPIONI.	<p>Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.</p> <p>La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "<i>Resistenza di prelievo</i>" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.</p> <p>Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme <i>UNI EN 12390-1:2002</i> e <i>UNI EN 12390-2:2002</i>. Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme <i>UNI EN 12390-3:2003</i> e <i>UNI EN 12390-4:2002</i>.</p>
11.3.2.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C	<p>L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:</p> $f_{y\ nom} = 450\ N/mm^2$ $f_{t\ nom} = 540\ N/mm^2$
11.2.2.4 BARRE	<p>Le barre sono caratterizzate dal diametro \varnothing della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.</p> <p>Gli acciai B450C, di cui al § 11.3.2.1, possono essere impiegati in barre di diametro \varnothing compreso tra 6 e 40 mm.</p>
4.1.2.1.1.1 RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO	<p>Per il conglomerato cementizio la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd}, vale:</p> $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ <ul style="list-style-type: none">▪ f_{cd} (coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio)▪ $\alpha_{cc} = 0,85$ (coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)▪ f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione del conglomerato a 28 gg.)▪ $\gamma_c = 1,5$ (coefficiente calcestruzzo) <p>Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd}.</p> <p>Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.</p>

<p>4.1.2.1.4.3</p> <p>RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO</p>	<p>La tensione di snervamento di calcolo, f_{yd}, vale:</p> $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ <ul style="list-style-type: none"> ▪ $\gamma_s = 1,15$ (coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio) ▪ f_{yk} (per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio)
<p>4.1.2.1.2.2.</p> <p>DIAGRAMMI DI CALCOLO TENSIONE-DEFORMAZIONE DEL CALCESTRUZZO</p>	<p>Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu}</p>  <p align="center"><i>Figura 4.1.1 – Modelli σ-ϵ per il calcestruzzo</i></p> <p>In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ-ϵ per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $\epsilon_{c2} = 0,20\%$ $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ ▪ $\epsilon_{c3} = 0,175\%$ $\epsilon_{c4} = 0,07\%$ ▪ Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre: ▪ $\epsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53}$ $\epsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% [(90 - f_{ck}) / 100]^4$ ▪ $\epsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055\% [(f_{ck} - 50) / 40]$ $\epsilon_{c4} = 0,2 \epsilon_{cu}$ <p>purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).</p> <p>Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ϵ_{c2} anziché ϵ_{cu}.</p>
<p>4.1.2.1.2.3</p> <p>DIAGRAMMI DI CALCOLO TENSIONE-DEFORMAZIONE DELL'ACCIAIO</p>	<p>Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).</p> <p>In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.</p>  <p align="center"><i>Figura 4.1.2– Modelli σ-ϵ per l'acciaio</i></p>

I.T.C.G. “E. CENNI” VALLO DELLA LUCANIA (SA)

DIPARTIMENTO “AREA TECNICA GEOMETRI”

4.1.6.1.2. ARMATURA DEI PILASTRI	<p>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:</p> $A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd})$ <p>e comunque non minore di $0,003 A_c$ (4.1.44)</p> <p>dove:</p> <ul style="list-style-type: none">▪ f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento)▪ N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo▪ A_c è l'area di calcestruzzo. <p>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.</p> <p>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.</p>
4.1.6.1.3. COPRIFERRO E INTERFERRO	<p>L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.</p> <p>Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.</p> <p>Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.</p> <p>Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.</p>
Note	<ul style="list-style-type: none">▪ D.M. 18/01/2008 <p>(Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008).</p> <ul style="list-style-type: none">▪ Circolare Ministeriale 617 del 02/02/2009 <p>(Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n.27)</p> <ul style="list-style-type: none">▪ Norme UNI EN 12390-1 <p>(Dimensioni dei provini cubici a 100, 150, 200, 250 e 300 mm di lato).</p>

I.T.C.G. “E. CENNI” VALLO DELLA LUCANIA (SA)

DIPARTIMENTO “AREA TECNICA GEOMETRI”

QUESITI

1) Quali sono le Norme Tecniche per il cemento armato utilizzabili in Italia?

Il D.M. 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni) fissa le regole per il calcolo agli stati limite in versione italiana (è il metodo adottato in questa unità didattica). Le norme sono accompagnate dalla Circolare 617 del 02.02.2009.

Nello stesso D.M. al punto 12 si precisa a quali altre normative si può far riferimento per quanto non diversamente specificato nello stesso decreto:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti Norme tecniche.

Tra i codici internazionali sicuramente l'Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici (UNI EN 1992-1-1) rappresenta il punto di riferimento per il calcolo agli stati limite in versione europea.

Il codice EC2 è integrato dal D.A.N. (Documento di applicazione nazionale).

Nel caso di appalti internazionali l'ordine gerarchico si inverte e gli Eurocodici sono da considerarsi prevalenti sulla normativa nazionale.

2) Che differenza c'è tra la versione italiana e quella europea del calcolo agli stati limite?

Entrambe le versioni si rifanno a criteri ispiratori identici, pur essendo la versione italiana più sintetica dell'altra, che si caratterizza per la diversa impostazione espositiva, per la simbologia e per taluni procedimenti di calcolo.

3) Cosa sono gli “stati limite” ?

Sono “stati” che se superati la struttura non è più in grado di soddisfare i relativi criteri di progetto.

▪ STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Stati associati con il collasso o con altre forme simili di guasto strutturale (generalmente corrispondono alla massima capacità portante di una struttura o di un elemento strutturale).

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte
- b) spostamenti o deformazioni eccessive
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme

I.T.C.G. “E. CENNI” VALLO DELLA LUCANIA (SA)

DIPARTIMENTO “AREA TECNICA GEOMETRI”

- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni
- f) rottura di membrane e collegamenti per fatica
- g) rottura di membrane e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme

▪ STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Stati che corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti.

Irreversibili. Stati limite di esercizio per i quali alcune conseguenze delle azioni che determinano il superamento dei requisiti di esercizio specificati rimangono quando le azioni stesse sono rimosse.

Reversibili. Stati limite di esercizio per i quali nessuna conseguenza delle azioni che determinano il superamento dei requisiti di esercizio specificati rimane quando le azioni stesse sono rimosse.

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione

▪ STATI LIMITE PER AZIONE SISMICA

In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono:

stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono:

stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

▪ STATI LIMITE ULTIMI GEOTECNICI

EQU: Perdita di equilibrio generale della struttura o del terreno, considerata come un corpo rigido, nel quale le resistenze delle componenti strutturali e del terreno sono irrilevanti nel fornire resistenza.

UPL: Perdita di equilibrio della struttura o del terreno a causa del sollevamento per sottopressioni idrauliche o galleggiamento.

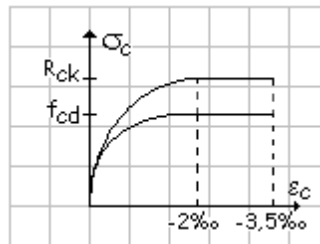
HYD: Collasso del terreno causato da sifonamento o erosione interna (gradienti idraulici eccessivi)

STR: Rottura interna o deformazione eccessiva della struttura o di elementi strutturali, compresi fondazioni, pali, dove la resistenza delle componenti strutturali risulta significativa nel fornire resistenza.

GEO: Rottura o eccessiva deformazione del terreno dove la resistenza del terreno o roccia è significativa nel fornire resistenza.

4) Quali sono le tensioni di calcolo del calcestruzzo?

Per il calcestruzzo è adottato il diagramma parabola-rettangolo



La resistenza caratteristica R_{ck} utilizzata in Italia è ottenuta da provini cubici. Si ha pertanto:

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$$

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

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Nel tratto parabolico la tensione vale:

$$\sigma_c = \gamma_c \epsilon_c \quad (\epsilon_{‰})$$

mentre in quello costante si ha:

$$\sigma_c = f_{cd}$$

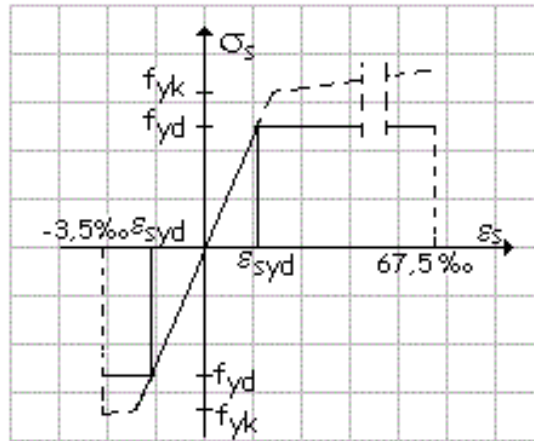
5) I provini di calcestruzzo hanno forma cubica o cilindrica?

I provini hanno forma cubica con spigoli di 150 mm. La resistenza caratteristica è R_{ck} . La resistenza caratteristica f_{ck} su provini cilindrici (diametro 150 mm ed altezza 300 mm) è prevista dall'Eurocodice 2. L'Eurocodice 2 classifica il calcestruzzo con una denominazione del tipo C20/25 nella quale i due valori riportati si riferiscono rispettivamente a f_{ck} e R_{ck} .

In Italia la stessa denominazione deve essere interpretata solo come una sigla: l'ultimo valore si riferisce a R_{ck} mentre f_{ck} si calcola con la formula $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$ che conduce a valori leggermente diversi da quelli dell'Eurocodice 2.

6) Quali sono le tensioni di calcolo dell'acciaio?

Il *diagramma di calcolo per l'acciaio* è riportato nella figura:



Nel tratto variabile linearmente è valida la legge di HOOKE

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s.$$

La deformazione limite ϵ_{syd} varia con il tipo di acciaio (per l'acciaio più usato - B450C - $\epsilon_{syd} = 1,86\text{‰}$).
Il modulo di elasticità $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Il diagramma presenta lo stesso andamento sia a trazione sia a compressione (con ϵ_s limitata al 3,5‰ per compatibilità con la deformazione massima del calcestruzzo).

7) Cos'è il "diagramma di interazione"?

Ad ogni diversa configurazione di deformazione di una sezione corrisponde una coppia di valori delle sollecitazioni massime (sforzo normale N_{Rd} e momento flettente M_{Rd}) offerte dalla sezione.

Il diagramma di interazione è una curva nel piano N_{Rd} , M_{Rd} costituita da tutte queste coppie di valori. Se la sezione presenta caratteristiche geometriche e meccaniche unitarie si ottiene un diagramma di interazione adimensionale; in questo caso le grandezze di riferimento risultano N_{Rd} e M_{Rd} .

8) Come si produce un diagramma di interazione?

Si tratta di una procedura alquanto complessa. In sintesi:

1. si fissa la configurazione di deformazione;
2. si calcolano le deformazioni del calcestruzzo e dell'acciaio;
3. dalle deformazioni si passa alle tensioni attraverso i diagrammi di calcolo;
4. dalle tensioni si ricavano le risultanti delle forze offerte dall'acciaio e dal calcestruzzo;
5. si ricava lo sforzo normale massimo supportabile N_{Rd} sommando le forze ottenute;
6. si ricava il momento massimo supportabile M_{Rd} sommando i momenti delle forze calcolati rispetto al baricentro della sezione;
7. si cambia configurazione di deformazione e si riparte dal punto 2.

I.T.C.G. “E. CENNI” VALLO DELLA LUCANIA (SA)

DIPARTIMENTO “AREA TECNICA GEOMETRI”

Il diagramma di interazione presente in questa unità didattica è stato ottenuto con MS-Excel TM. Sono reperibili programmi di calcolo in grado di produrre in automatico diagrammi dello stesso tipo.

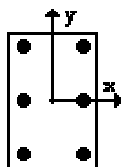
9) Si può adoperare il diagramma di interazione costruito ad esempio per $\delta' = 0,16$ anche per altri valori di δ' ?

Se δ' è minore di 0,16 le armature risultano più lontane dal baricentro della sezione: il momento M_{Rd} effettivo sarà maggiore di quello riportato sul grafico e ciò va a vantaggio di stabilità.

Al contrario, se δ' è maggiore di 0,16 il momento M_{Rd} effettivo sarà minore di quello riportato sul grafico e ciò va a svantaggio di stabilità. In questo caso occorre utilizzare un diagramma di interazione prodotto per un valore maggiore di δ' .

10) Il diagramma di interazione può essere costruito anche per un'armatura costituita da sei tondi?

Si. Bisogna però considerarne l'asimmetria rispetto ai due assi principali.



Nell'esempio in figura, le armature centrali presentano un momento nullo rispetto al baricentro per una flessione rispetto all'asse x. Al contrario, rispetto all'asse y tutte le armature forniscono un contributo al momento resistente.

A) Progetto di un pilastro ad armatura minima

Esempio di calcolo

Progettare il pilastro ad armatura minima in figura nelle seguenti ipotesi di carico:

- a) carico centrato $N_{Sd} = 1600 \text{ kN}$;
- b) carico centrato $N_{Sd} = 1600 \text{ kN}$ e momento $M_{Sd} = 24 \text{ kNm}$;
- c) carico centrato $N_{Sd} = 1600 \text{ kN}$ e momento $M_{Sd} = 37,8 \text{ kNm}$.

Materiali adoperati:

- calcestruzzo C25/30 ($R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$)
- acciaio B450C.

Ambiente di utilizzo ordinario XC1 (asciutto o permanentemente bagnato).

Classe strutturale S4 (vita nominale $V_N = 50$ anni).

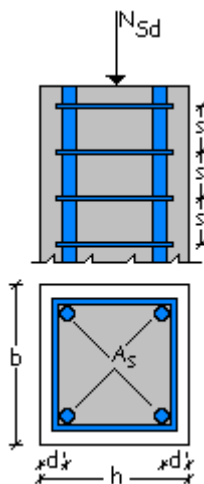
1) Tensioni di calcolo

Le resistenze di calcolo per i due materiali risultano:

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

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 0,83 \times 30 = 24,90 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{24,90 \times 0,85}{1,5} = 14,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



Ricoprimento minimo.

Per ambiente ordinario (costruzioni con vita nominale $V_N = 50$ anni) si ha:

$$C_{min} = C25/30 \leq C = C25/30 < C_0 = C35/45$$

Il ricoprimento minimo per assicurare la durabilità è

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$$

Assunta una tolleranza di esecuzione pari a 10 mm, il copriferro nominale risulta, quindi, pari a:

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

2) Condizione di carico a): $N_{Sd} = 1600 \text{ kN}$

2.1) Progetto a compressione semplice

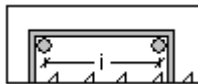
La quantità minima di acciaio richiesta dalla normativa è data da:

$$A_{s,min} = 0,10 \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} = 0,10 \times \frac{1600 \times 10^3}{391} = 409 \text{ mm}^2$$

cui corrispondono $4 \phi 12$ con $A_s = 452 \text{ mm}^2$

Area	Combinazione
452	4 ϕ 12
616	4 ϕ 14
804	4 ϕ 16
905	8 ϕ 12

A_c	b	h
mm ²	mm	mm
40000	200	200
50000	250	200
105000	350	300
110000	550	200
112500	450	250
120000	400	300
120000	600	200



$$A_c = \frac{N_{Sd} - A_s f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1600 \times 10^3 - 452 \times 391}{14,11} = 100869 \text{ mm}^2$$

Controllo del rapporto geometrico massimo di armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{452}{100869} = 0,004 < 0,04 = \rho_{max} (4\%)$$

Fissate le dimensioni della sezione $35 \times 30 \text{ cm}$ si ha

$$A_c = 105000 \text{ mm}^2$$

Controllo del rapporto geometrico minimo di armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{452}{105000} = 0,004 > 0,003 = \rho_{min} (0,3\%)$$

Le staffe, di diametro $\phi 6 > \phi_{long.} / 4 = 12 / 4 = 3 \text{ mm}$, avranno passo:

$$s = 12 \times 12 = 144 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm} < 250 \text{ mm}.$$

L'interasse tra le armature risulta:

$$i = b - 2c_{nom} - 2\phi_{st} - \phi_l = 350 - 2 \times 35 - 2 \times 6 - 12 = 256 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

2.2) Verifica a pressoflessione

L'eccentricità è il maggiore dei valori seguenti:

$$e = (e_0; 20 \text{ mm}; 0,05 h)_{max}$$

$$e = (0; 20 \text{ mm}; 0,05 \times 300)_{max} = (0; 20 \text{ mm}; 15 \text{ mm})_{max} = 20 \text{ mm}$$

Come altezza h è stato assunto il lato minore di 30 cm in quanto esso risulta più sfavorevole ai fini della flessione.

Il momento di progetto risulta pari a

$$M_{Sd} = 1600 \times 0,02 = 32,00 \text{ kNm}$$

La distanza delle armature rispetto al lembo della sezione risulta

$$d' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_{long.}}{2} = 35 + 6 + \frac{12}{2} = 47 \text{ mm}$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{47}{300} = 0,16$$

Lo sforzo normale ridotto vale:

$$v = \frac{N_{Sd}}{b h f_{cd}} = \frac{-1600 \times 10^3}{350 \times 300 \times 14,11} = -1,08$$

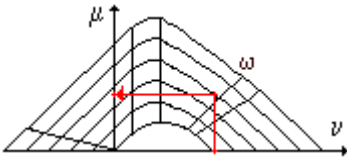
Il rapporto meccanico dell'armatura è dato da:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} = \frac{452 \times 391}{350 \times 300 \times 14,11} = 0,12$$

Il rapporto meccanico dell'armatura è dato dal rapporto tra la forza offerta dall'acciaio $S = A_s f_{yd}$

e quella sopportata dal calcestruzzo $C = b h f_{cd}$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{S}{C}$$



Dal *diagramma di interazione* si ricava $\mu = 0,015$

Il momento massimo sopportabile dalla sezione risulta:

$$M_{rd} = \mu b h^2 f_{cd} = 0,015 \times 350 \times 300^2 \times 14,11 = 66666975 \text{ Nmm} = 6,67 \text{ kNm} < 32 \text{ kNm} = M_{sd} \text{ non verificato.}$$

Occorre progettare nuovamente l'armatura.

2.3) Progetto a pressoflessione.

Il momento ridotto risulta pari a

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{32 \times 10^6}{350 \times 300^2 \times 14,11} = 0,072$$

Nel diagramma d'interazione la verticale condotta per $\nu = -1,08$ incrocia l'orizzontale per $\mu = 0,076$ in un punto per il quale (a stima) passa la curva corrispondente a

$$\omega = 0,30$$

L'armatura richiesta vale perciò

$$A_s = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,30 \times 350 \times 300 \times 14,11}{391} = 1137 \text{ mm}^2$$

ad essi corrispondono 8 $\phi 14$ $A_s = 1232 \text{ mm}^2$ disposti a coppie sui quattro angoli del pilastro.

Controllo del rapporto geometrico massimo di armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1232}{105000} = 0,012 < 0,04 = \rho_{\max} (4\%)$$

Le staffe, di diametro $\phi 6 > \phi_{\text{long.}} / 4 = 14 / 4 = 3,5 \text{ mm}$, saranno disposte con passo

$$s = 12 \times 14 = 168 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

L'interasse tra le armature risulta

$$i = b - 2c_{\text{nom}} - 2\phi_{\text{st}} - \phi_l = 350 - 2 \times 35 - 2 \times 6 - 14 = 254 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Area	Combinazione
452	4Ø12
616	4Ø14
804	4Ø16
905	8Ø12
1018	4Ø18
1068	4Ø12+4Ø14
1232	8Ø14
1257	4Ø12+4Ø16
1257	4Ø20



3) Condizione di carico b): $N_{Sd} = 1600 \text{ kN}$ $M_{Sd} = 24 \text{ kNm}$.

3.1) Verifica a pressoflessione.

E' già presente un'eccentricità del carico data da :

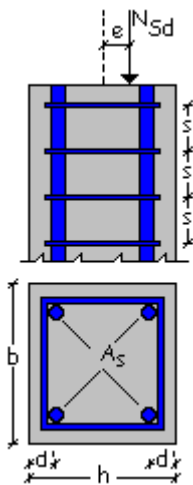
$$e_0 = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{24}{1600} = 0,015 \text{ m} = 15 \text{ mm}$$

L'eccentricità è il maggiore dei valori seguenti:

$$e = (e_0; 20 \text{ mm}; 0,05h)_{\max}$$

$$e = (15 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 0,05 \times 300)_{\max} = (15 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 15 \text{ mm})_{\max} = 20 \text{ mm}$$

Il calcolo è identico a quello sviluppato per il caso precedente.



4) Condizione di carico c): $N_{Sd} = 1600 \text{ kN}$ $M_{Sd} = 37,8 \text{ kNm}$.

4.1) Verifica a pressoflessione.

E' già presente un'eccentricità del carico data da:

$$e_0 = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{37,8}{1600} = 0,024 \text{ m} = 24 \text{ mm}$$

L'eccentricità è il maggiore dei valori seguenti:

$$e = (e_0; 20 \text{ mm}; 0,05h)_{\max}$$

$$e = (24 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 0,05 \times 300)_{\max} = (24 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 15 \text{ mm})_{\max} = 24 \text{ mm}$$

Il momento di progetto risulta pari a:

$$M_{Sd} = 1600 \times 0,024 = 37,8 \text{ kNm}$$

Come si è già visto, il pilastro progettato a compressione semplice è in grado di sopportare un momento pari a:

$$M_{Rd} = 6,67 \text{ kNm} < 37,8 \text{ kNm} = M_{Sd} \text{ non verificato.}$$

Occorre progettare un'armatura più grande.

4.2) Progetto a pressoflessione.

Il momento ridotto risulta pari a:

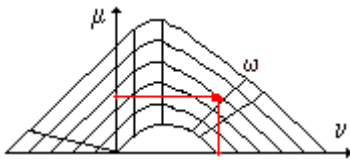
$$\mu = \frac{M_{sd}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{37,80 \times 10^6}{350 \times 300^2 \times 14,11} = 0,086$$

Nel *diagramma d'interazione* la verticale condotta per $v = -1,08$ incrocia l'orizzontale per $\mu = 0,090$ in un punto per il quale (a stima) passa la curva corrispondente a:

$$\omega = 0,33.$$

L'armatura richiesta vale:

$$A_s = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,33 \times 300 \times 350 \times 14,11}{391} = 1250 \text{ mm}^2$$



corrispondenti a 4Ø20 ($A_s = 1257 \text{ mm}^2$).

Controllo del rapporto geometrico massimo di armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1257}{105000} = 0,012 < 0,04 = \rho_{\max}(4\%)$$

Le staffe, di diametro $\phi 6 > \phi_{\text{long.}} / 4 = 20 / 4 = 5 \text{ mm}$, avranno passo:

$$s = 12 \times 20 = 240 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

L'interasse tra le armature risulta:

$$i = b - 2c_{\text{nom}} - 2\phi_{\text{st}} - \phi_l = 350 - 2 \times 35 - 2 \times 6 - 20 = 248 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Area	Combinazione
452	4Ø12
616	4Ø14
804	4Ø16
905	8Ø12
1018	4Ø18
1068	4Ø12+4Ø14
1232	8Ø14
1257	4Ø12+4Ø16
1257	4Ø20

B) Progetto di un pilastro a sezione obbligata

Esempio di calcolo

Progettare l'armatura per il pilastro in figura (dimensioni assegnate 300 x 300 mm) assoggettato ad un carico centrato $N_{sd} = 1600$ kN ed un momento $M_{sd} = 37,8$ kNm.

Materiali adoperati:

- calcestruzzo C25/30 ($R_{ck} = 30$ N/mm²);
- acciaio B450C.

Ambiente di utilizzo ordinario XC1 (asciutto o permanentemente bagnato).

Classe strutturale S4 (vita nominale $V_N = 50$ anni).

1) Tensioni di calcolo

Le resistenze di calcolo per i due materiali risultano:

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

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 0,83 \times 30 = 24,90 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{24,90 \times 0,85}{1,5} = 14,11 \frac{N}{mm^2}$$

Ricoprimento minimo.

Per ambiente ordinario (costruzioni con vita nominale $V_N = 50$ anni) si ha:

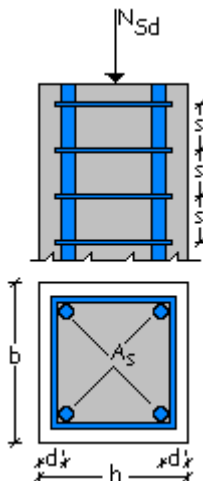
$$C_{min} = C25/30 \leq C = C25/30 < C_0 = C35/45$$

Il ricoprimento minimo per assicurare la durabilità è:

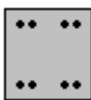
$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$$

Assunta una tolleranza di esecuzione pari a 10 mm, il copriferro nominale risulta, quindi, pari a:

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$



Area	Combinazione
452	4Ø12
616	4Ø14
804	4Ø16
905	8Ø12
1018	4Ø18



2) Progetto a compressione semplice.

$$A_c = 300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

L'armatura necessaria è data da:

$$A_{s,min} = \frac{N_{sd} - A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1600 \times 10^3 - 90000 \times 14,11}{391} = 844 \text{ mm}^2$$

La quantità minima di acciaio richiesta dalla normativa è data da:

$$A_{s,min} = 0,10 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 0,10 \times \frac{1600 \times 10^3}{391} = 409 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,003 A_c = 0,003 \times 90000 = 270 \text{ mm}^2$$

In definitiva si ottiene:

$$A_{smin} = \left(\frac{N_{sd} - A_c f_{cd}}{f_{yd}}; 0,10 \frac{N_{sd}}{f_{yd}}; 0,003 A_c \right)_{max} = (844; 409; 270)_{max} = 844 \text{ mm}^2$$

cui corrispondono 8 ϕ 12 ($A_s = 905 \text{ mm}^2$) disposti a coppie sui quattro angoli del pilastro.

Controllo del rapporto geometrico massimo di armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{905}{90000} = 0,01 < 0,04 = \rho_{max} (4\%)$$

Le staffe, di diametro $\phi 6 > \phi_{long.} / 4 = 12 / 4 = 3 \text{ mm}$, saranno disposte con passo

$$s = 12 \times 12 = 144 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

L'interasse tra le armature risulta:

$$i = b - 2c_{nom} - 2\phi_{st} - 2\phi_l = 300 - 2 \times 35 - 2 \times 6 - 2 \times 12 = 194 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

3) Verifica a pressoflessione.

E' già presente un'eccentricità del carico data da:

$$e_o = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{37,8}{1600} = 0,024 \text{ m} = 24 \text{ mm}$$

L'eccentricità è il maggiore dei valori seguenti:

$$e = (e_o; 20 \text{ mm}; 0,05h)_{max}$$

$$e = (24 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 0,05 \times 300)_{max} = (24 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 15 \text{ mm})_{max} = 24 \text{ mm}$$

Il momento di progetto risulta pari a:

$$M_{sd} = 1600 \times 0,024 = 37,80 \text{ KNm}$$

La distanza delle armature rispetto al lembo della sezione risulta

$$d' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_{long.}}{2} = 35 + 6 + \frac{12}{2} = 47 \text{ mm}$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{47}{300} = 0,16$$

Lo sforzo normale ridotto vale:

$$v = \frac{N_{sd}}{b h f_{cd}} = \frac{-1600 \times 10^3}{300 \times 300 \times 14,11} = -1,26$$

Il rapporto meccanico dell'armatura è dato da:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} = \frac{905 \times 391}{300 \times 300 \times 14,11} = 0,28$$

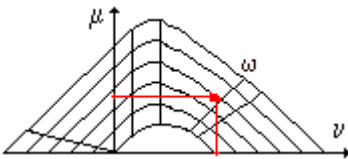
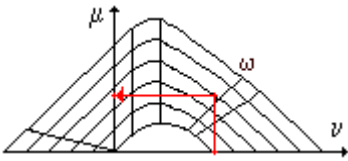
Il rapporto meccanico dell'armatura è dato dal rapporto tra la forza offerta dall'acciaio:

$$S = A_s f_{yd}$$

e quella sopportata dal calcestruzzo:

$$C = bh f_{cd}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}} = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{S}{C}$$



Dal *diagramma di interazione* si ricava $\mu = 0,006$

Il momento massimo sopportabile dalla sezione risulta :

$$M_{rd} = \mu b h^2 f_{cd} = 0,006 \times 300 \times 300^2 \times 14,11 = 2285820 \text{ Nmm} = 2,29 \text{ kNm} < 37,8 \text{ kNm} = M_{sd} \text{ (non verificato).}$$

Occorre progettare nuovamente l'armatura

4) Progetto a pressoflessione.

Il momento ridotto risulta pari a:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{37,80 \times 10^6}{300 \times 300^2 \times 14,11} = 0,101$$

Nel *diagramma d'interazione* la verticale condotta per $v = -1,26$ incrocia l'orizzontale per $\mu = 0,101$ in un punto per il quale passa la curva corrispondente a:

$$\omega = 0,55.$$

L'armatura richiesta vale:

$$A_s = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,55 \times 300 \times 300 \times 14,11}{391} = 1786 \text{ mm}^2$$

ad essi corrispondono 4 ϕ 24 ($A_s = 1810 \text{ mm}^2$)

Controllo del rapporto geometrico massimo di armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1810}{90000} = 0,02 < 0,04 = \rho_{\max} (4\%)$$

Le staffe, di diametro $\phi 6 = \phi_{\text{long.}} / 4 = 24 / 4 = 6 \text{ mm}$, avranno passo:

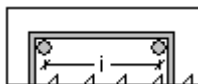
$$s = 12 \times 24 = 288 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

per rispettare il valore massimo imposto dalle Norme Tecniche.

L'interasse tra le armature risulta:

$$i = b - 2c_{\text{nom}} - 2\phi_{\text{st}} - \phi_l = 300 - 2 \times 35 - 2 \times 6 - 24 = 194 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Area	Combinazione
1608	8 ϕ 16
1634	4 ϕ 14+4 ϕ 18
1684	4 ϕ 12+8 ϕ 14
1709	8 ϕ 12+4 ϕ 16
1810	4 ϕ 24
1822	4 ϕ 16+4 ϕ 18
1847	12 ϕ 14



Test di verifica

<div data-bbox="375 331 462 414">1</div>	<p>Per pilastri realizzati in cls. ordinario e acciaio B450C, nella determinazione delle resistenze di calcolo</p> $f_d = \frac{f_k}{\gamma}$ <p>il coefficiente γ assume il valore:</p> <table border="1" data-bbox="774 526 1104 716"><thead><tr><th></th><th>cls</th><th>acciaio</th></tr></thead><tbody><tr><td>A</td><td>1,6</td><td>1,25</td></tr><tr><td>B</td><td>1,9</td><td>1,15</td></tr><tr><td>C</td><td>1,9</td><td>1,25</td></tr><tr><td>D</td><td>1,6</td><td>1,15</td></tr></tbody></table>		cls	acciaio	A	1,6	1,25	B	1,9	1,15	C	1,9	1,25	D	1,6	1,15
	cls	acciaio														
A	1,6	1,25														
B	1,9	1,15														
C	1,9	1,25														
D	1,6	1,15														
<div data-bbox="375 763 462 846">2</div>	<p>Per pilastri in c.a. realizzati in opera, il diametro minimo Φ delle armature longitudinali deve risultare:</p> <p><input type="checkbox"/> A 8 mm <input type="checkbox"/> B 10 mm <input type="checkbox"/> C 12 mm <input type="checkbox"/> D 14 mm</p>															
<div data-bbox="375 1010 462 1093">3</div>	<p>La deformazione ε_{syd} dell'acciaio B450C corrispondente allo snervamento vale:</p> <p><input type="checkbox"/> A 1,86‰ <input type="checkbox"/> B 2‰ <input type="checkbox"/> C 3,5‰ <input type="checkbox"/> D 67,5‰</p>															
<div data-bbox="375 1290 462 1373">4</div>	<p>La percentuale di armatura geometrica</p> $\rho = \frac{A_s}{A_c} \times 100$ <p>deve risultare (secondo le Norme Tecniche):</p> <p><input type="checkbox"/> A $\geq 0,3\%$ <input type="checkbox"/> B $< 0,3\%$ <input type="checkbox"/> C $> 6\%$ <input type="checkbox"/> D $\leq 8\%$</p>															
<div data-bbox="375 1738 462 1821">5</div>	<p>Un passo s delle staffe pari a 20 cm può essere utilizzato con l'impiego di ferri longitudinali di diametro Φ_{long} pari a:</p> <p><input type="checkbox"/> A 14 mm <input type="checkbox"/> B 16 mm <input type="checkbox"/> C 18 mm <input type="checkbox"/> D 20 mm</p>															

6	<p>Una staffa con diametro Φ_{st} pari a 6 mm può essere adoperata con l'impiego di ferri longitudinali di diametro Φ_{long}:</p> <ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> A ≥ 12 mm<input type="checkbox"/> B ≤ 24 mm<input type="checkbox"/> C ≥ 14 mm<input type="checkbox"/> D ≤ 20 mm
7	<p>Le armature centrali del pilastro in figura collocate in corrispondenza del baricentro G:</p> <ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> A contribuiscono al calcolo sia di N_{Rd} sia di M_{Rd}<input type="checkbox"/> B contribuiscono al calcolo solo di N_{Rd}<input type="checkbox"/> C contribuiscono al calcolo solo di M_{Rd}<input type="checkbox"/> D non contribuiscono al calcolo né di N_{Rd} né di M_{Rd} <p><i>Nota: M_{Rd} è il momento calcolato rispetto all'asse x.</i></p>
8	<p>Al limite del campo 6 (deformazione costante $\epsilon = -2 \text{ ‰}$), per un pilastro ad armatura simmetrica il momento massimo sopportabile M_{Rd} risulta:</p> <ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> A sempre maggiore di zero<input type="checkbox"/> B maggiore o uguale a zero<input type="checkbox"/> C sempre uguale a zero<input type="checkbox"/> D sempre minore di zero
9	<p>Per determinare il momento massimo M_{Rd} sopportabile da un pilastro, utilizzando il diagramma di interazione adimensionale:</p> <ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> A noti n e m si ricava w<input type="checkbox"/> B noti n e w si ricava m<input type="checkbox"/> C noti m e w si ricava n<input type="checkbox"/> D noto m si ricavano n e w
10	<p>Nel progetto di un pilastro presso inflesso, dopo aver calcolato le dimensioni della sezione con carico centrato, per calcolare A_s, utilizzando il diagramma di interazione adimensionale:</p> <ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> A noti n e m si ricava w<input type="checkbox"/> B noti n e w si ricava m<input type="checkbox"/> C noti m e w si ricava n<input type="checkbox"/> D noto m si ricavano n e w

Test di verifica

(CORRETTORE)

<div>1</div> <div>B</div>	<p>Per pilastri realizzati in cls. ordinario e acciaio B450C, nella determinazione delle resistenze di calcolo</p> $f_d = \frac{f_k}{\gamma}$ <p>il coefficiente γ assume il valore:</p> <table><tr><td></td><td>cls</td><td>acciaio</td></tr><tr><td>A</td><td>1,6</td><td>1,25</td></tr><tr><td>B</td><td>1,9</td><td>1,15</td></tr><tr><td>C</td><td>1,9</td><td>1,25</td></tr><tr><td>D</td><td>1,6</td><td>1,15</td></tr></table>		cls	acciaio	A	1,6	1,25	B	1,9	1,15	C	1,9	1,25	D	1,6	1,15
	cls	acciaio														
A	1,6	1,25														
B	1,9	1,15														
C	1,9	1,25														
D	1,6	1,15														
<div>2</div> <div>C</div>	<p>Per pilastri in c.a. realizzati in opera, il diametro minimo Φ delle armature longitudinali deve risultare:</p> <p>A 8 mm B 10 mm C 12 mm D 14 mm</p>															
<div>3</div> <div>A</div>	<p>La deformazione ε_{syd} dell'acciaio B450C corrispondente allo snervamento vale:</p> <p>A 1,86‰ B 2‰ C 3,5‰ D 67,5‰</p>															
<div>4</div> <div>A</div>	<p>La percentuale di armatura geometrica</p> $\rho = \frac{A_s}{A_c} \times 100$ <p>deve risultare (secondo le Norme Tecniche):</p> <p>A $\geq 0,3\%$ B $< 0,3\%$ C $> 6\%$ D $\leq 8\%$</p>															
<div>5</div> <div>D</div>	<p>Un passo s delle staffe pari a 20 cm può essere utilizzato con l'impiego di ferri longitudinali di diametro Φ_{long} pari a:</p> <p>A 14 mm B 16 mm C 18 mm D 20 mm</p>															

6 B	Una staffa con diametro Φ_{st} pari a 6 mm può essere adoperata con l'impiego di ferri longitudinali di diametro Φ_{long} : A ≥ 12 mm B ≤ 24 mm C ≥ 14 mm D ≤ 20 mm
7 C	Le armature centrali del pilastro in figura collocate in corrispondenza del baricentro G: A contribuiscono al calcolo sia di N_{Rd} sia di M_{Rd} B contribuiscono al calcolo solo di N_{Rd} C contribuiscono al calcolo solo di M_{Rd} D non contribuiscono al calcolo né di N_{Rd} né di M_{Rd} <i>Nota: M_{Rd} è il momento calcolato rispetto all'asse x.</i>
8 C	Al limite del campo 6 (deformazione costante $\epsilon = -2 \text{ ‰}$), per un pilastro ad armatura simmetrica il momento massimo sopportabile M_{Rd} risulta: A sempre maggiore di zero B maggiore o uguale a zero C sempre uguale a zero D sempre minore di zero
9 B	Per determinare il momento massimo M_{Rd} sopportabile da un pilastro, utilizzando il diagramma di interazione adimensionale: A noti n e m si ricava w B noti n e w si ricava m C noti m e w si ricava n D noto m si ricavano n e w
10 A	Nel progetto di un pilastro presso inflesso, dopo aver calcolato le dimensioni della sezione con carico centrato, per calcolare A_s , utilizzando il diagramma di interazione adimensionale: A noti n e m si ricava w B noti n e w si ricava m C noti m e w si ricava n D noto m si ricavano n e w