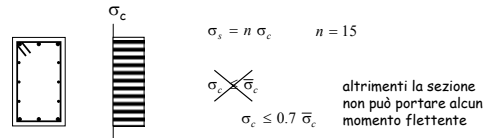


Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di elementi strutturali in c.a.
2 - sforzo normale

Villa Redenta, Spoleto
26-28 febbraio 2009
Aurelio Ghersi

Verifica - tensioni ammissibili



$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c (A_c + n A_s)$$

Verifica - stato limite ultimo

Quando il legame tensioni-deformazioni non è lineare non è più possibile applicare le formule della Scienza delle costruzioni ma occorre rifarsi direttamente alle condizioni di equilibrio tra tensioni e deformazioni

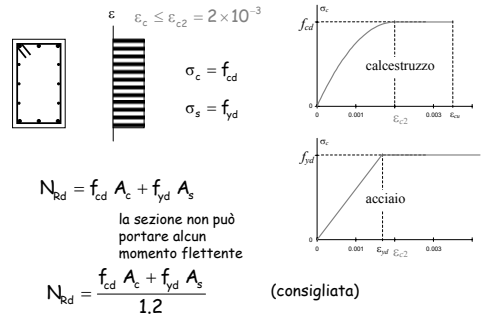
$$N = \int \sigma dA$$

$$M_y = \int \sigma z dA$$

$$M_z = - \int \sigma y dA$$

~~Trazione~~
~~Compressione~~

Verifica - stato limite ultimo



Verifica - stato limite ultimo

Nota:

"Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \pm 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione)"

Se non si vuole verificare la sezione a pressoflessione, occorre che la resistenza a sforzo normale centrato sia superiore almeno del 15-20% rispetto a N_{Ed}

Il numero 1.2 indicato nella diapositiva precedente tiene conto di questo

NTC08, punto 4.1.2.1.2.4

Verifica - confronto

TA $N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c + n 0.7 \bar{\sigma}_c A_s$

6.8 89

Rapporto un po' maggiore di quello dei carichi $\frac{11.8}{6.8} \approx 1.7$ $\frac{326}{89} \approx 3.7$

SLU $N_{Rd} = \frac{f_{cd} A_c}{1.2} + \frac{f_{yd} A_s}{1.2}$

11.8 326

Rapporto molto maggiore

Calcestruzzo C25/30 Acciaio B450C

Verifica - confronto

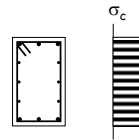
TA
$$N_{\max} = \frac{0.7 \bar{\sigma}_c}{6.8} A_c + \frac{n \cdot 0.7 \bar{\sigma}_c}{89} A_s$$

Allo stato limite ultimo, l'acciaio compresso conta molto di più

SLU
$$N_{Rd} = \frac{11.8}{1.2} f_{cd} A_c + \frac{326}{1.2} f_{yd} A_s$$

Calcestruzzo C25/30 Acciaio B450C

Progetto - tensioni ammissibili



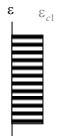
La norma impone $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.008$
 $n = 15$

$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c (1 + n \rho)$$

Si determina la sezione di calcestruzzo $A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$

e poi l'armatura $A_s \geq 0.008 A_c$

Progetto - stato limite ultimo



La norma impone che l'armatura porti almeno il 10% di più dello sforzo normale meglio

$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s \geq 1.2 N_{Ed}$$

Si determina la sezione di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

e l'armatura

$$A_s \geq \frac{0.2 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Progetto - confronto

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c} = \frac{1}{7.64}$$

$$A_s \geq 0.008 A_c = \frac{0.008 N}{0.784 \bar{\sigma}_c} = \frac{1}{955}$$

La sezione è un po' minore (25% in meno allo SLU)

$$\frac{1}{7.64} \approx 1.3 \times \frac{1.4}{14.2}$$

$$\frac{1}{955} \approx 1.5 \times \frac{1.4}{1956}$$

L'armatura è un po' più diversa (35% in meno allo SLU)

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} = \frac{1}{14.2}$$

$$A_s \geq \frac{0.2 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{1}{1956}$$

Calcestruzzo C25/30

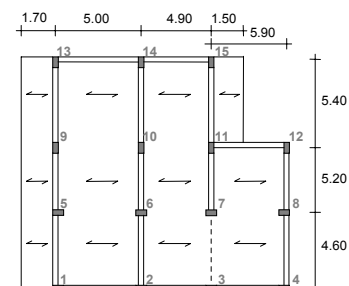
Acciaio B450C

Progetto - commento

Operando allo stato limite ultimo è possibile ridurre l'armatura nelle sezioni soggette a solo sforzo normale o - in alternativa - è possibile ridurre la sezione lasciando invariata la percentuale di armatura

Questa affermazione non vale in zona sismica, perché le sezioni sono soggette anche a forte momento flettente e devono essere molto resistenti per garantire un comportamento duttile della struttura

Esempio - edificio a 6 impalcati



Materiali utilizzati

Calcestruzzo C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 33 \text{ MPa}$

$$E_c = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 31500 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.30 \sqrt[3]{\frac{f_{cm}^2}{f_{ck}}} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

Acciaio B450C

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{391.3}{210000} = 1.86 \times 10^{-3}$$

Esempio carichi unitari - solaio per abitazione

Peso proprio (valore caratteristico):

soletta	$0.04 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.00 kN/m^2	
travetti	$3 \times (0.08 \times 0.20) \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.20 kN/m^2	
laterizi	$8 \times 0.082 \text{ kN}$	=	0.66 kN/m^2	
TOTALE		=	2.86 kN/m^2	G_1

Sovraccarichi permanenti (valore caratteristico):

massetto	$0.03 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2	} G_1 o G_2
pavimento in granito	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 27 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2	
intonaco	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 20 \text{ kN/m}^3$	=	0.40 kN/m^2	
incidenza tramezzi		=	$\frac{1.20 \text{ kN/m}^2}{2}$	G_2
TOTALE		=	2.68 kN/m^2	

quindi: $G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$ $G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$ $G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$

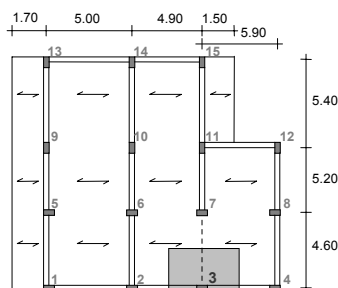
Carichi unitari

	per TA	per SLU
Solaio	$g_{1k} = 4.3 \text{ kN/m}^2$ $g_{2k} = 1.2 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$	$g_{1d} = 1.3 \times 4.3 = 5.6 \text{ kN/m}^2$ $g_{2d} + q_d = 1.5 \times 3.2 = 4.8 \text{ kN/m}^2$
Balconi	$g_k = 3.9 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.3 \times 3.9 = 5.1 \text{ kN/m}^2$ $q_d = 1.5 \times 4.0 = 6.0 \text{ kN/m}^2$
Tamponature	$g_k = 7.2 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.3 \times 7.2 = 9.4 \text{ kN/m}$
Travi 30x60	$g_k = 3.7 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.3 \times 3.7 = 4.8 \text{ kN/m}$
70x24	$g_k = 2.4 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.3 \times 2.4 = 3.1 \text{ kN/m}$

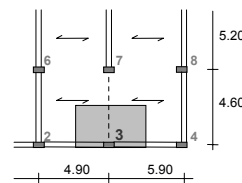
Riepilogo carichi (per pilastri)

	per TA	per SLU
Solaio ($g + 0.9 q$)	7.1 kN/m^2	9.9 kN/m^2
Balconi ($g + 0.9 q$)	7.5 kN/m^2	10.5 kN/m^2
Tamponature	7.2 kN/m	9.4 kN/m
Travi 30x60	3.7 kN/m	4.8 kN/m
70x24	2.4 kN/m	3.1 kN/m

Scarico al piano tipo pilastro 3

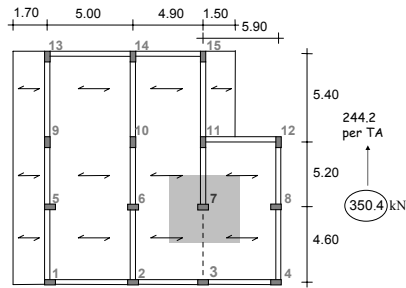


Scarico al piano tipo pilastro 3

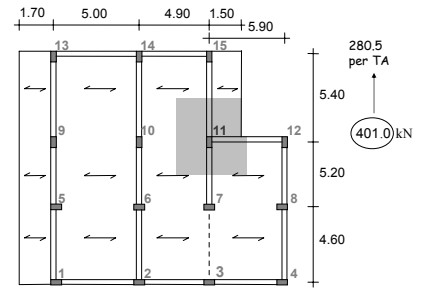


solaio	$\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} \times \frac{4.60}{2} = 13.78 \text{ m}^2$	$\times 9.9$	136.4 kN
tampagno	$\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m}$	$\times 9.4$	56.4 kN
trave em.	$\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m}$	$\times 4.8$	28.8 kN
trave sp.	$\frac{4.60}{2} = 2.3 \text{ m}$	$\times 3.1$	7.1 kN
		168.8 per TA	228.7 kN

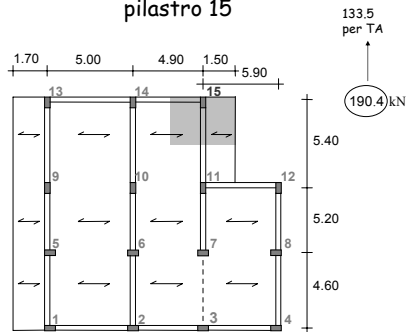
Scarico al piano tipo pilastro 7



Scarico al piano tipo pilastro 11



Scarico al piano tipo pilastro 15



Dimensionamento - pilastro 3

Scarico
al piano 228.7 kN
Peso proprio
medio 13.7 kN
242.4 kN

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

Con TA, alla base

piano	N (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	242.4	171	30×30
5	484.8	342	30×30
4	727.2	513	30×30
3	696.6	684	30×30
2	1212.0	855	30×30
1	1454.4	1026	40×30

1073.4 1404 50×30

Dimensionamento - pilastro 7

Scarico
al piano 350.4 kN
Peso proprio
medio 21.0 kN
371.4 kN

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

Con TA, alla base

piano	N (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	371.4	262	30×30
5	742.8	524	30×30
4	1114.2	786	30×30
3	1485.6	1048	40×30
2	1857.0	1310	50×30
1	2228.4	1572	60×30

1553.4 2032 70×30

Dimensionamento - pilastro 11

Scarico
al piano 401.0 kN
Peso proprio
medio 24.1 kN
425.1 kN

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

Con TA, alla base

piano	N (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	425.1	300	30×30
5	850.2	600	30×30
4	1275.3	900	30×30
3	1700.4	1200	30×40
2	2125.2	1500	30×50
1	2550.6	1800	30×60

1783.8 2334 40×60

Dimensionamento - pilastro 15

Scarico
al piano 190.4 kN
Peso proprio
medio 11.4 kN
201.8 kN

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

piano	N (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	201.8	142	30×30
5	403.6	285	30×30
4	605.4	427	30×30
3	807.2	570	30×30
2	1009.0	712	30×30
1	1210.8	855	30×30

Con TA, alla base 849.0 1111 30×40

Armature longitudinali dei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

Le barre d'armatura devono avere diametro non minore di 12 mm ed interasse non maggiore di 300 mm

La quantità minima di armatura longitudinale totale $A_{s,min}$ deve essere determinata con la seguente equazione:

$$A_{s,min} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.003 A_c \quad \text{scelto } 0.20$$

dove:

f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura;

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area della sezione trasversale del calcestruzzo.

NOTA BENE:

in zona sismica le armature sono maggiori (min 1%)

Armatura minima nei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

$$A_{s,min} = \frac{0.20 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$A_{c,nec} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = \frac{0.20 N_{Ed} / f_{yd}}{N_{Ed} / f_{cd}} = \frac{0.20 f_{cd}}{f_{yd}}$$

Ad esempio

Acciaio Be50C: $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo C25/30: $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = \frac{0.20 \times 14.17}{391.3} = 0.00724 \approx 0.7\%$$

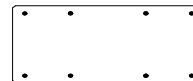
Armature del pilastro 11 al primo ordine

30x60

→

Armatura minima (su tutta la sezione):

$$A_{s,min} = \frac{0.20 \times 1800}{391.3} \times 10 = 9.2 \text{ cm}^2$$



$$A_{s,tot} = 8\varnothing 14 = 12.3 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Armature longitudinali dei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

Di regola, anche nelle sovrapposizioni, l'area dell'armatura non deve essere maggiore di $0.04 A_c$.

Ulteriori indicazioni (EC2):

Le barre longitudinali devono, di regola, essere distribuite lungo il perimetro della sezione. Per pilastri aventi sezione trasversale poligonale, almeno una barra sarà disposta in ogni spigolo.

Per pilastri di sezione circolare, il numero minimo di barre è 6.

Armature trasversali dei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

Interasse delle staffe non maggiore di 12 volte il diametro delle barre impiegate per l'armatura longitudinale (e non superiori a 250 mm).

Diametro delle staffe non minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Ulteriori indicazioni (EC2):

Ridurre il passo delle staffe ($\times 0.6$) in sezioni poste al di sopra e al di sotto della trave, per un tratto pari alla massima dimensione della sezione del pilastro, nonché in zone di giunzione di armature per sovrapposizione.