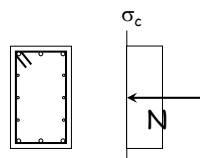


Progetto e verifica di elementi strutturali in c.a.

2 - Sforzo normale

Bologna
3-4 maggio 2012
Edoardo M. Marino

Verifica - tensioni ammissibili



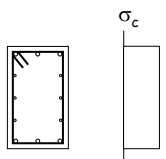
$$\sigma_s = n \sigma_c \quad n = 15$$

$$\sigma_c = \frac{N}{(A_c + n A_s)}$$

~~$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$~~
 $\sigma_c \leq 0.7 \bar{\sigma}_c$ altrimenti la sezione non può portare alcun momento flettente

2/30

Verifica - tensioni ammissibili



$$\sigma_s = n \sigma_c \quad n = 15$$

~~$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$~~
 $\sigma_c \leq 0.7 \bar{\sigma}_c$ altrimenti la sezione non può portare alcun momento flettente

In alternativa la verifica può essere condotta:

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

3/30

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

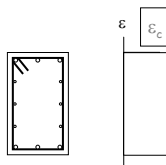
$$N = \int \sigma dA$$

~~$M_x = \int \sigma y dA$~~ ~~$M_y = \int \sigma x dA$~~

Trazione
Compressione

4/30

Verifica - stato limite ultimo

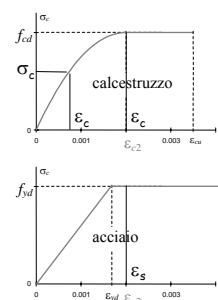


$\epsilon_c = \epsilon_{c2} = 2 \times 10^{-3}$

$\sigma_c = f_{cd}$
 $\sigma_s = f_{yd}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$
 la sezione non può portare alcun momento flettente

$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \frac{f_{cd} A_c + f_{yd} A_s}{1.2}$ (consigliata)



5/30

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 $0.05h \geq 20\text{mm}$ (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

6/30

Verifica - confronto

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

Rapporto un po' maggiore di quello dei carichi (≈ 1.4) $\frac{11.8}{6.8} \approx 1.7$ $\frac{326}{89} \approx 3.66$ Rapporto molto maggiore

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

Calcestruzzo C25/30 Acciaio B450C

7/30

Verifica - confronto

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

... e tenendo cosa anche del rapporto tra i carichi (≈ 1.4) $\frac{11.8}{1.4 \times 6.8} \approx 1.24$ $\frac{326}{1.4 \times 89} \approx 2.62$

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

Calcestruzzo C25/30 Acciaio B450C

8/30

Verifica - confronto

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

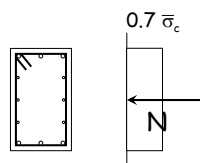
Allo stato limite ultimo, l'acciaio compresso conta molto di più

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

Calcestruzzo C25/30 Acciaio B450C

9/30

Progetto - tensioni ammissibili



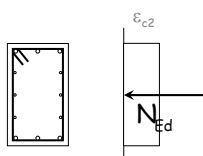
La norma impone $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.008$
 $n = 15$

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

Si determina la sezione di calcestruzzo $A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$
 e poi l'armatura $A_s \geq 0.008 A_c$

10/30

Progetto - stato limite ultimo



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

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

Si determina la sezione di calcestruzzo

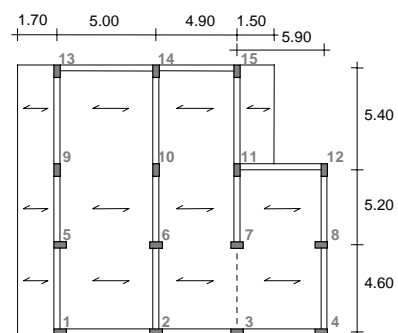
$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

e l'armatura

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

11/30

Esempio - edificio a 6 impalcati



12/30

Materiali utilizzati

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

$$E_c = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 31475 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.80 \text{ MPa}$$

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

Acciaio B450C

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

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

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

13/30

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		=	1.20 kN/m ²	G_2
TOTALE		=	2.68 kN/m ²	

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

14/30

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	$g_k = 2.4 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.3 \times 2.4 = 3.1 \text{ kN/m}$

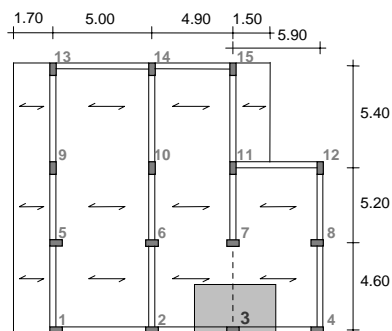
15/30

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

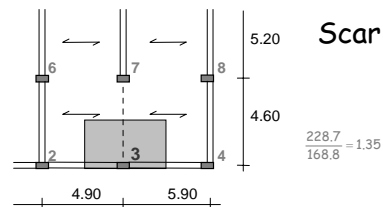
16/30

Scarico al piano tipo pilastro 3



17/30

Scarico al piano tipo pilastro 3



carico

solaio $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} \times \frac{4.60}{2} = 13.78 \text{ m}^2 \times 9.9 = 136.4 \text{ kN}$

tompagno $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 9.4 = 56.4 \text{ kN}$

trave em. $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 4.8 = 28.8 \text{ kN}$

trave sp. $\frac{4.60}{2} = 2.3 \text{ m} \times 3.1 = 7.1 \text{ kN}$

$$\frac{228.7}{168.8} = 1.35$$

per TA

228.7 kN

18/30

Scarico al piano tipo pilastro 7

The diagram shows a floor slab with dimensions and load distribution. The horizontal dimensions are 1.70, 5.00, 4.90, 1.50, and 5.90. The vertical dimensions are 5.40, 5.20, and 4.60. The slab is divided into sections by columns 1 through 15. A shaded rectangular area represents the load distribution, with a dashed line indicating the center of the load. The load is labeled as 350.4 kN, with a calculation $\frac{350.4}{244.2} = 1.43$ shown above it. The load is also labeled as 244.2 per TA.

1.70 5.00 4.90 1.50 5.90

13 14 15

9 10 11 12

5 6 7 8

1 2 3 4

5.40

5.20

4.60

$\frac{350.4}{244.2} = 1.43$

244.2 per TA

350.4 kN

19/30

Scarico al piano tipo pilastro 11

Diagram illustrating the load distribution (Scarico) at the typical floor level (piano tipo) for column 11.

The diagram shows a grid of columns (1-15) and the corresponding load zones. The dimensions are given in meters.

Horizontal dimensions (from left to right): 1.70, 5.00, 4.90, 1.50, 5.90.

Vertical dimensions (from bottom to top): 4.60, 5.20, 5.40.

The load on column 11 is calculated as follows:

- Load per TA (Tributary Area): 280.5 kN
- Total load on column 11: 401.0 kN
- Ratio: $\frac{401.0}{280.5} = 1.43$

20/30

Scarico al piano tipo pilastro 15

133.5
per TA

190.4 kN

5.40

$\frac{190.4}{133.5} = 1.43$

5.20

4.60

21/30

Dimensionamento - pilastro 3

Scarico
al piano

228,7 kN

Peso proprio
medio

13,7 kN

242,4 kN

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

piano	N (kN)	A _c (cm²)	sezione
6	242,4	171	30×30
5	484,8	342	30×30
4	727,2	513	30×30
3	969,6	684	30×30
2	1212,0	855	30×30
1	1454,4	1026	40×30

Con TA, alla base

1073,4

1404

50×30
22/30

Dimensionamento - pilastro 7

Scarico
al piano

350.4 kN

Peso proprio
medio

21.0 kN

371.4 kN

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

piano	N (kN)	A _c (cm²)	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

Con TA, alla base

1553.4

2032

70×30
23/30

Dimensionamento - pilastro 11

Scarico
al piano

240.0 kN

Peso proprio
medio

24.1 kN

264.1 kN

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

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

Con TA, alla base

1783.8

2334

40×60
24/30

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 (cm²)	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_{29/30}

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:

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

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%) 26/30

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

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

27/30

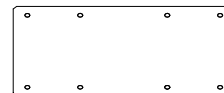
Armature del pilastro 11 al primo ordine

30×60



Armatura minima (su tutta la sezione):

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



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

28/30

Armature longitudinali dei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

Di regola, al di fuori delle 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.

29/30

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.

30/30