

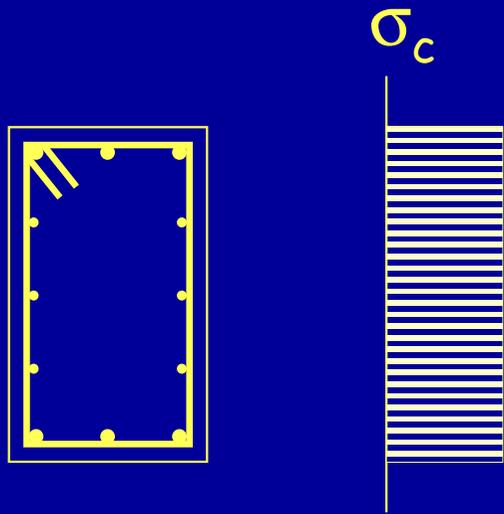
Sezioni in c. a.
dalle tensioni ammissibili agli stati limite

Sforzo normale

Teramo, 20-21 febbraio 2004

Aurelio Ghersi

Verifica - tensioni ammissibili



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

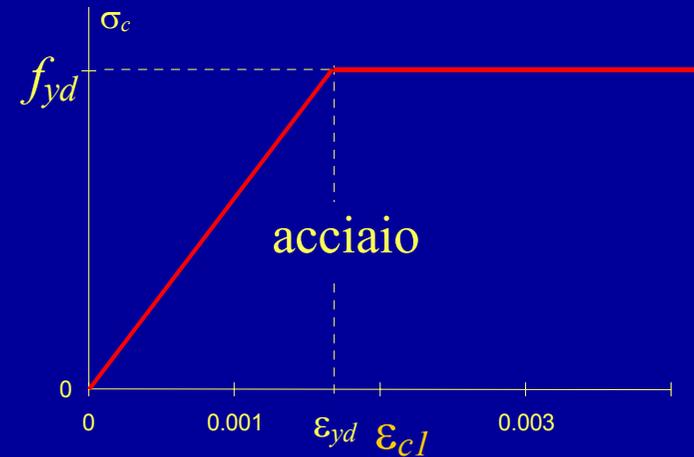
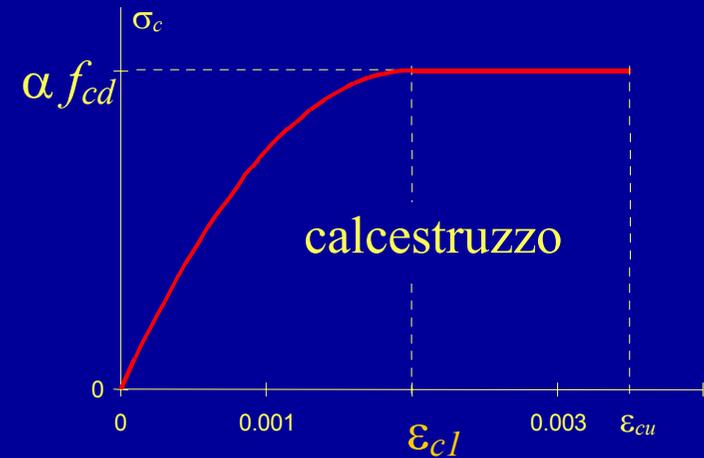
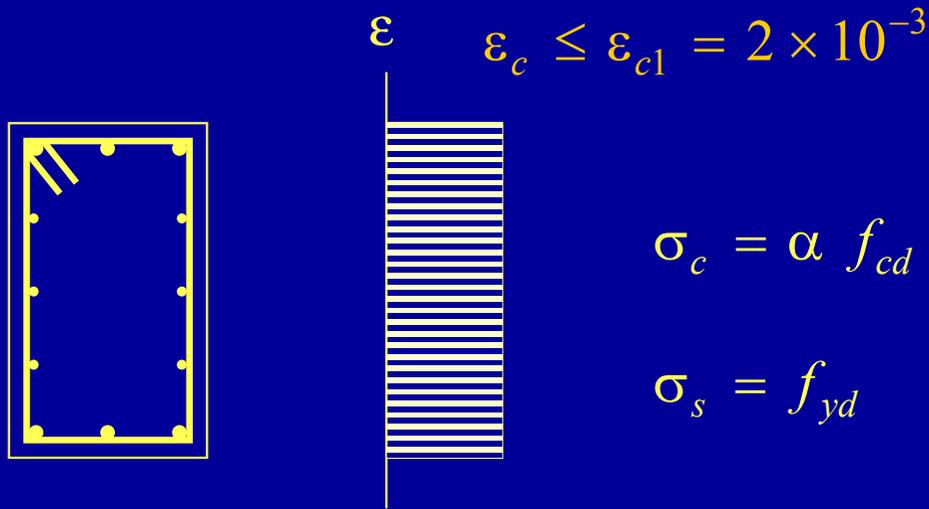
~~$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$$~~

$$\sigma_c \leq 0.7 \bar{\sigma}_c$$

altrimenti la sezione
non può portare alcun
momento flettente

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

Verifica - stato limite ultimo



$$N_{Rd} = \alpha f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$$

la sezione non può
portare alcun
momento flettente

$$N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s \quad (\text{consigliata})$$

Verifica - confronto

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

5.9 89

Stesso rapporto
dei carichi

$$\frac{8.8}{5.9} \cong 1.5$$

$$\frac{374}{89} \cong 4.2$$

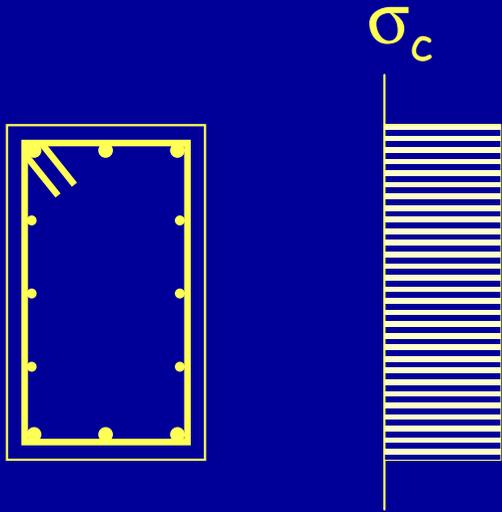
Rapporto
molto
maggiore

SLU
$$N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25$ MPa

Acciaio Fe B 44 k

Progetto - tensioni ammissibili



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

$$n = 15$$

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

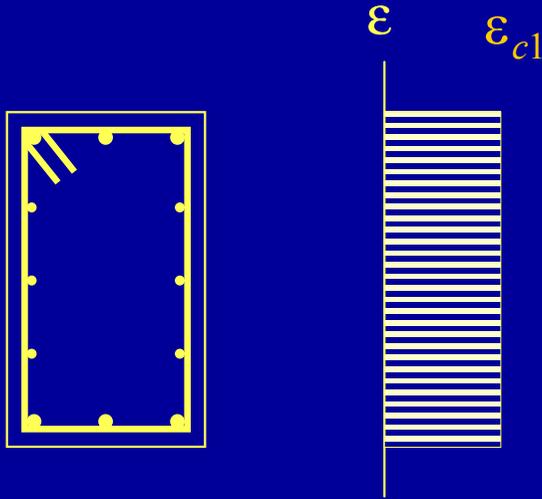
Si determina la sezione
di calcestruzzo

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

e poi l'armatura

$$A_s \geq 0.008 A_c$$

Progetto - stato limite ultimo



La norma impone che l'armatura porti almeno il 15% dello sforzo normale

$$N_{Rd} = \frac{0.85 N_{Sd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s \geq 0.15 N_{Sd}$$

Si determina la sezione di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

e l'armatura

$$A_s \geq \frac{0.15 N_{Sd}}{f_{yd}}$$

Progetto - confronto

Si ipotizza che $N_{Sd}(SLU) = 1.45 N(TA)$

TA

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c} = 1/6.66$$

$$A_s \geq 0.008 A_c = \frac{0.008 N}{0.784 \bar{\sigma}_c} = 1/833$$

La sezione è quasi invariata (7% in meno allo SLU)

$$\frac{1}{6.66} \cong \frac{1.45}{10.4}$$

$$\frac{1}{833} \cong 2 \times \frac{1.45}{2493}$$

L'armatura è molto diversa (circa la metà allo SLU)

SLU

$$A_c \geq \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25} = 1/10.4$$

$$A_s \geq \frac{0.15 N_{Sd}}{f_{yd}} = 1/2493$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25$ MPa

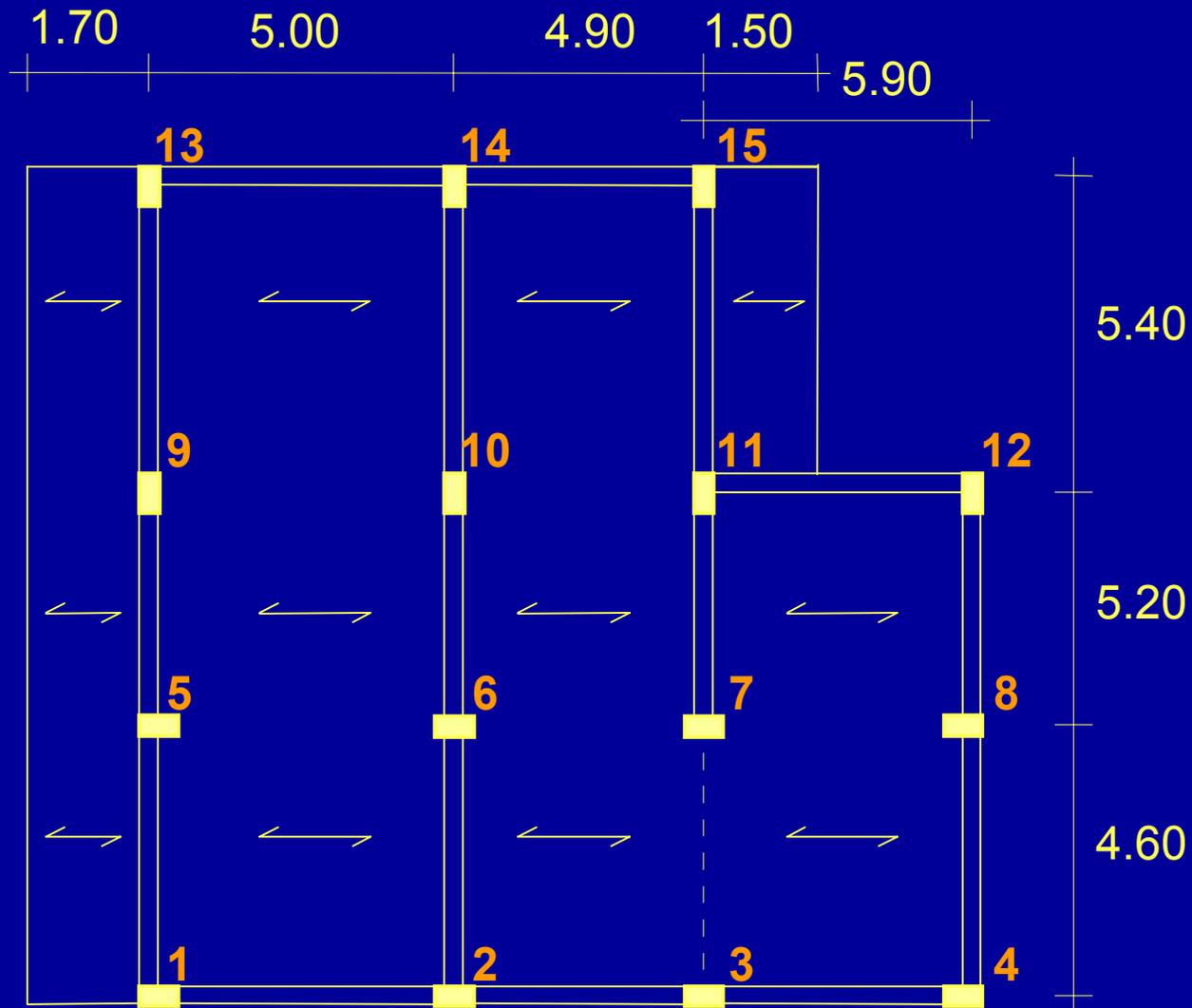
Acciaio Fe B 44 k

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

$$R_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_c = 5700\sqrt{R_{ck}} = 28500 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ MPa}$$

Acciaio

Fe B 44 k

$$E_s = 206000 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{373.9}{206000} = 1.82 \times 10^{-3}$$

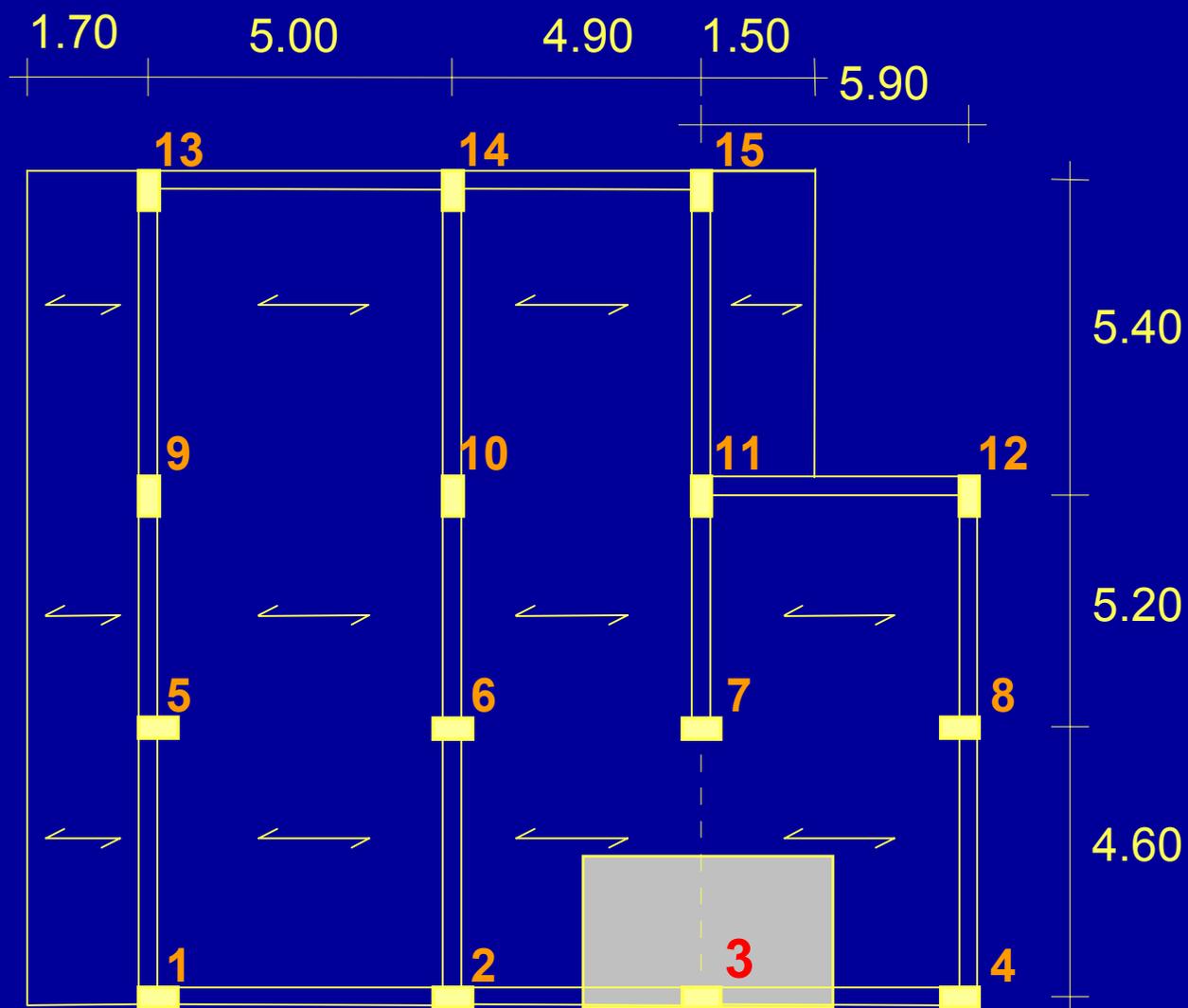
Carichi unitari

	per TA	per SLU
Solaio	$g_k = 5.3 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 5.3 = 7.5 \text{ kN/m}^2$ $q_d = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ kN/m}^2$
Balconi	$g_k = 3.9 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 3.9 = 5.5 \text{ kN/m}^2$ $q_d = 1.5 \times 4.0 = 6.0 \text{ kN/m}^2$
Tompagno	$g_k = 7.2 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 7.2 = 10.1 \text{ kN/m}$
Travi 30x60	$g_k = 3.7 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 3.7 = 5.2 \text{ kN/m}$
70x24	$g_k = 2.4 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 2.4 = 3.4 \text{ kN/m}$

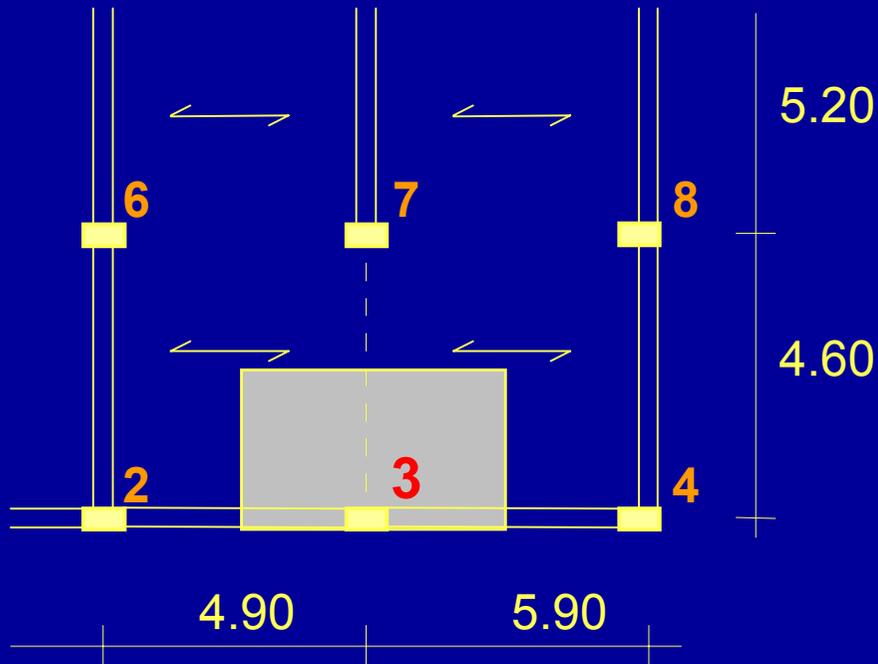
Riepilogo carichi (per pilastri)

	per TA	per SLU
Solaio ($g + 0.9 q$)	7.1 kN/m ²	10.2 kN/m ²
Balconi ($g + 0.9 q$)	7.5 kN/m ²	10.9 kN/m ²
Tompagno	7.2 kN/m	10.1 kN/m
Travi 30x60	3.7 kN/m	5.2 kN/m
70x24	2.4 kN/m	3.4 kN/m

Scarico al piano tipo pilastro 3



Scarico al piano tipo pilastro 3



7.1
per TA

carico

solai $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} \times \frac{4.60}{2} = 13.78 \text{ m}^2 \times 10.2 = 140.6 \text{ kN}$

tompagno $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 10.1 = 60.6 \text{ kN}$

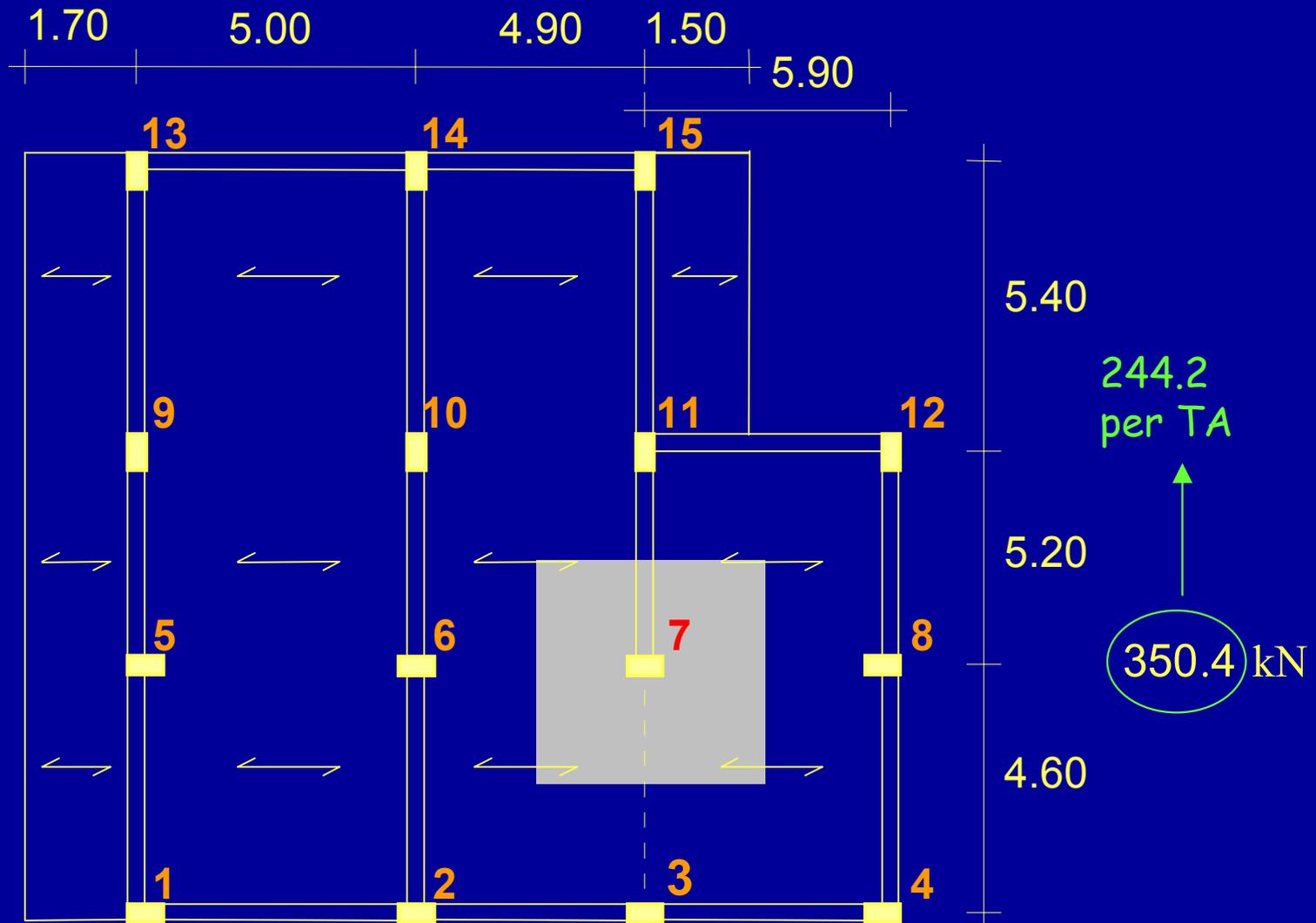
trave em. $\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 5.2 = 31.2 \text{ kN}$

trave sp. $\frac{4.60}{2} = 2.3 \text{ m} \times 3.4 = 7.8 \text{ kN}$

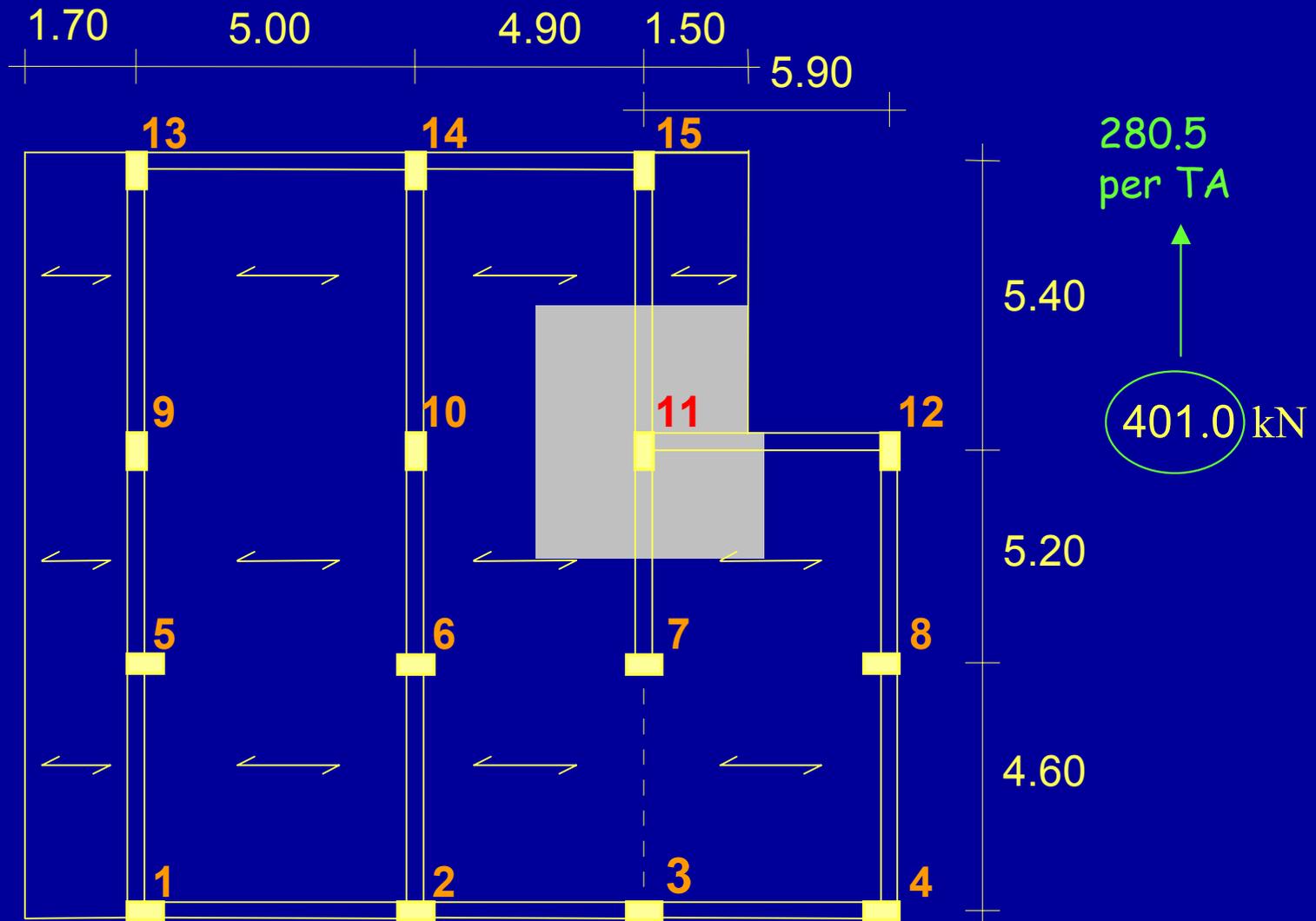
168.8
per TA

240.2 kN

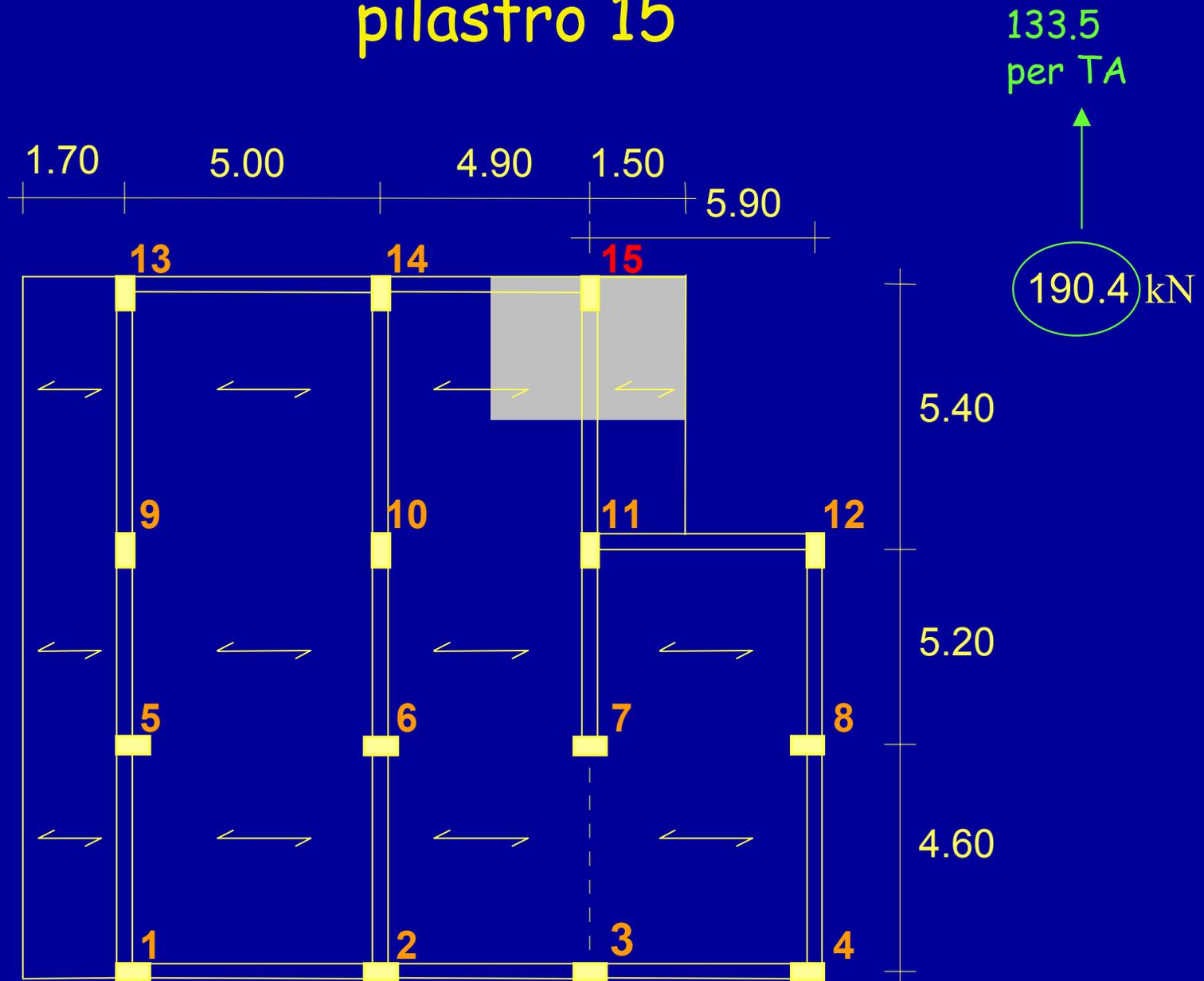
Scarico al piano tipo pilastro 7



Scarico al piano tipo pilastro 11



Scarico al piano tipo pilastro 15



Dimensionamento - pilastro 3

Scarico al piano	240.2 kN
Peso proprio medio	14.4 kN
	<hr/>
	254.6 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	254.6	245	30×30
5	509.2	491	30×30
4	763.8	736	30×30
3	1018.4	982	40×30
2	1273.0	1227	50×30
1	1527.6	1473	50×30

Con TA, alla base

1073.4

1611

60×30

Dimensionamento - pilastro 7

Scarico al piano	350.4 kN
Peso proprio medio	21.0 kN
	<hr/>
	371.4 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	371.4	358	30×30
5	742.8	716	30×30
4	1114.2	1074	40×30
3	1485.6	1432	50×30
2	1857.0	1790	60×30
1	2228.4	2149	60×40

Con TA, alla base

1553.4

2331

60×40

Dimensionamento - pilastro 11

Scarico al piano	401.0 kN
Peso proprio medio	24.1 kN
	<hr/>
	425.1 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	425.1	410	30×30
5	850.2	820	30×30
4	1275.3	1230	30×50
3	1700.4	1639	30×60
2	2125.2	2049	30×70
1	2550.6	2459	40×70

Con TA, alla base

1783.8

2677

40×70

Dimensionamento - pilastro 15

Scarico
al piano 190.4 kN

Peso proprio
medio 11.4 kN

201.8 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A_c (cm ²)	sezione
6	201.8	195	30×30
5	403.6	389	30×30
4	605.4	584	30×30
3	807.2	778	30×30
2	1009.0	973	30×40
1	1210.8	1167	30×40

Con TA, alla base

849.0

1274

30×50

FINE

Esempio numerico tratto da:
A. Ghersi, L. Blandini
"Progetto di elementi strutturali
in cemento armato"

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Ghersi

realizzazione

A. Ghersi

ultimo aggiornamento

13/02/2004