

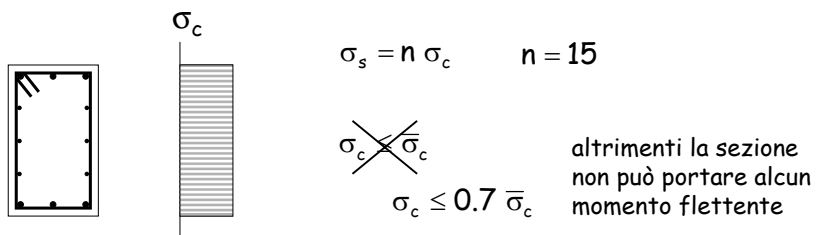
Dalle tensioni ammissibili agli stati limite

Sforzo normale

Spoletto, 21 maggio 2004

Aurelio Ghersi

Verifica - tensioni ammissibili



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

Verifica - confronto

$$TA \quad N_{\max} = \frac{0.7 \bar{\sigma}_c}{5.9} A_c + n \frac{0.7 \bar{\sigma}_c}{89} A_s$$

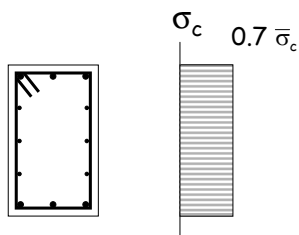
Allo stato limite ultimo,
l'acciaio compresso conta molto di più

$$SLU \quad N_{Rd} = \frac{8.8}{1.25} \frac{\alpha f_{cd}}{A_c} + \frac{374}{f_{yd}} A_s$$

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

Acciaio Fe B 44 k

Progetto - tensioni ammissibili



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

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

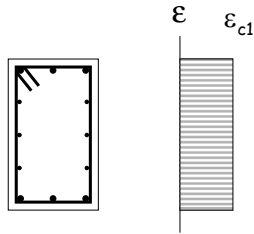
Si determina la sezione
di calcestruzzo

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

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

$$0.85 N_{Sd} \geq 0.15 N_{Sd}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Acciaio Fe B 44 k

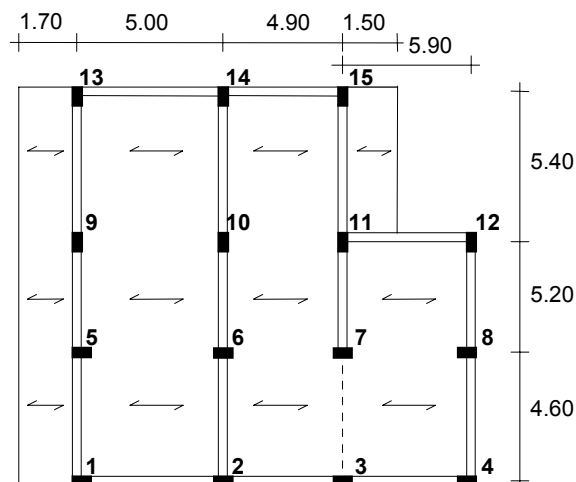
Progetto - commento

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

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

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

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

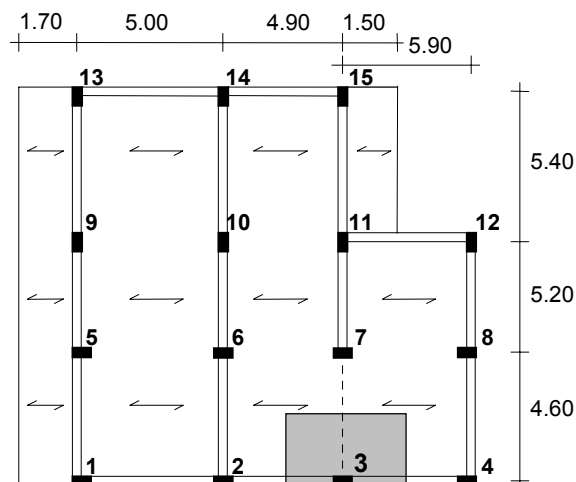
Carichi unitari

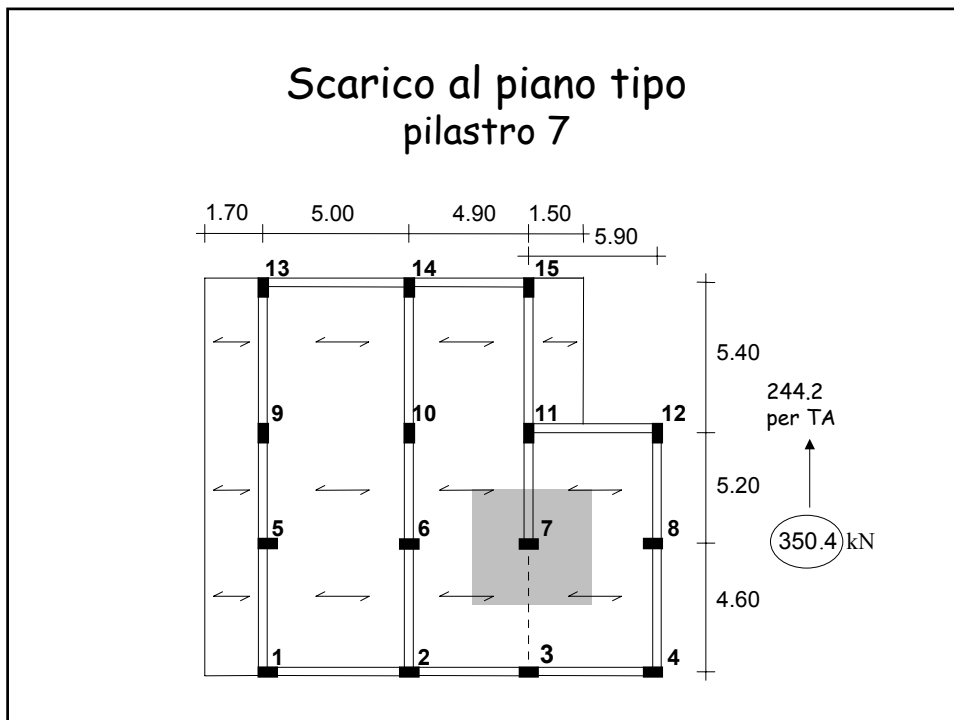
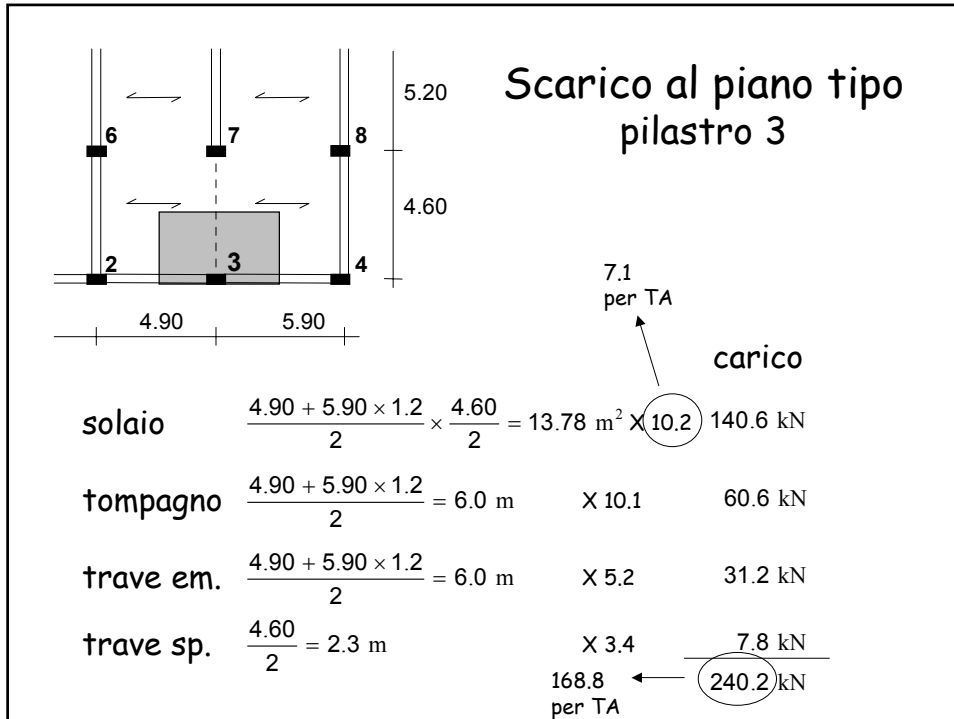
	per TA	per SLU
Solaio	$g_k = 5.3 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 5.3 = 7.5 \text{ kN/m}^2$
	$q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$	$q_d = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ kN/m}^2$
Balconi	$g_k = 3.9 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 3.9 = 5.5 \text{ kN/m}^2$
	$q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$	$q_d = 1.5 \times 4.0 = 6.0 \text{ kN/m}^2$
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)

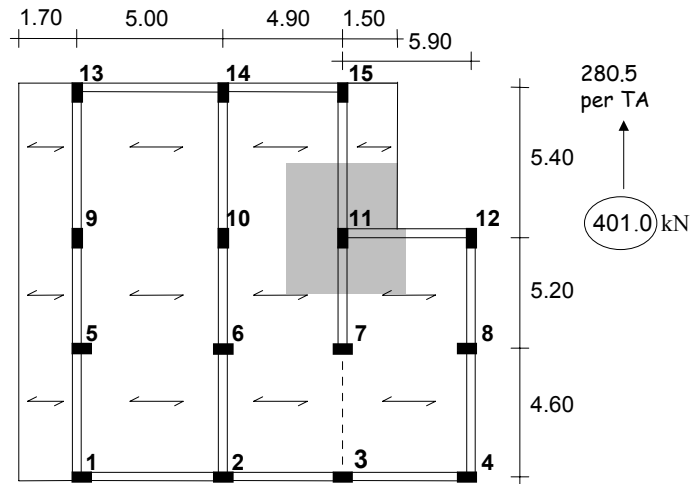
	per TA	per SLU
Solaio ($g+ 0.9 q$)	7.1 kN/m ²	10.2 kN/m ²
Balconi ($g+ 0.9 q$)	7.5 kN/m ²	10.9 kN/m ²
Tompagno	7.2 kN/m	10.1 kN/m
Travi 30x60	3.7 kN/m	5.2 kN/m
70x24	2.4 kN/m	3.4 kN/m

Scarico al piano tipo pilastro 3

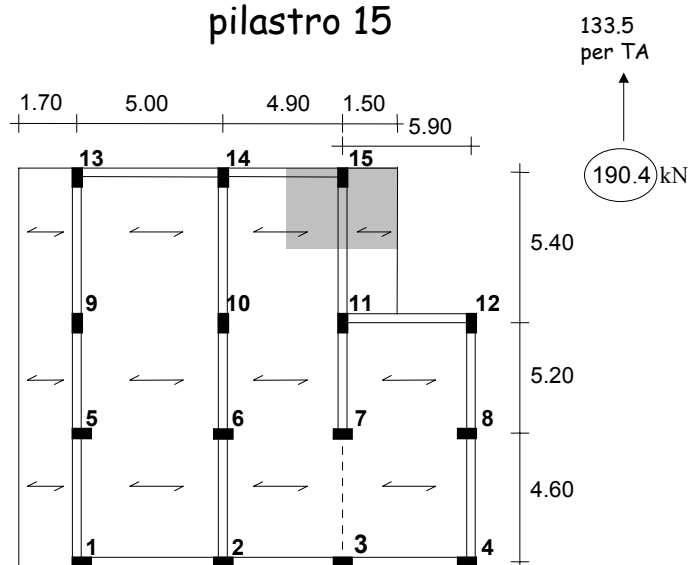




Scarico al piano tipo pilastro 11



Scarico al piano tipo pilastro 15



FINE

Coincide sostanzialmente con la
presentazione
Cemento armato - 2

Per questa presentazione:

coordinamento	A. Gherzi
realizzazione	A. Gherzi
ultimo aggiornamento	8/05/2004