

Esempio applicativo

Progetto di un edificio agli Stati Limite

Teramo, 27-28 febbraio 2004

Marco Muratore

L'edificio in esame

Tipologia:

- edificio per civile abitazione
- sei elevazioni

Struttura portante principale:

- in cemento armato con struttura intelaiata

Materiali:

- calcestruzzo Rck 25 MPa
- acciaio FeB 44 k

Altezze d'interpiano:

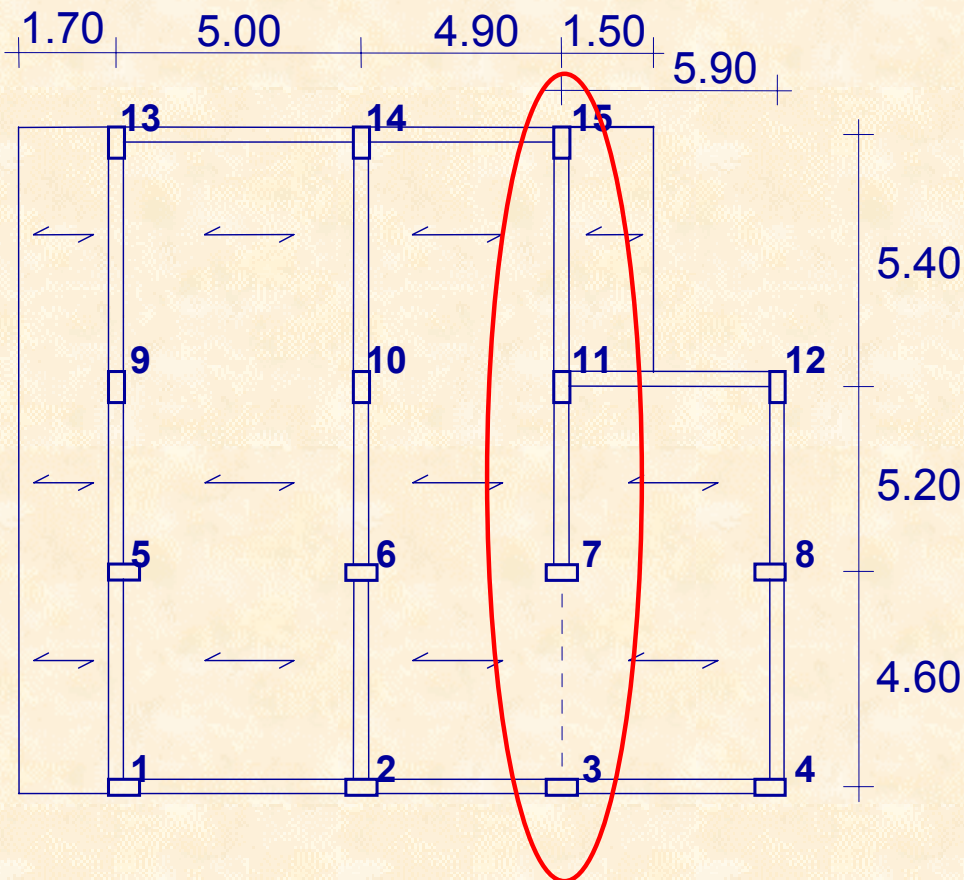
- 4.00 m al primo ordine, 3.00 m agli altri ordini

Solai:

- con travetti in cemento armato gettati in opera e laterizi

Azioni che sollecitano la struttura:

- carichi verticali e vento



Le azioni agenti

Azioni agenti sulle costruzioni (EC2, punto 2.2.2)

Valori caratteristici

G_k azioni permanenti
 Q_{ik} $i=1, \dots, n$ azioni variabili

Valori di calcolo

$G_d = \gamma_g G_k$ azioni permanenti
 $Q_{id} = \gamma_q Q_k$ $i=1, \dots, n$ azioni variabili

$\gamma_g = 1.4$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
 $\gamma_q = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

Carichi verticali unitari

<u>Solaio:</u>	$g_k = 5.3 \text{ kN m}^{-2}$	$g_d = \gamma_g g_k = 1.4 \times 5.3 = 7.5 \text{ kN m}^{-2}$
	$q_k = 2.0 \text{ kN m}^{-2}$	$q_d = \gamma_q q_k = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ kN m}^{-2}$
<u>Balcone:</u>	$g_k = 3.9 \text{ kN m}^{-2}$	$g_d = 5.5 \text{ kN m}^{-2}$
	$q_k = 4.0 \text{ kN m}^{-2}$	$q_d = 6.0 \text{ kN m}^{-2}$
<u>Tompagno:</u>	$g_k = 7.2 \text{ kN m}^{-1}$	$g_d = 10.1 \text{ kN m}^{-1}$
<u>Travi:</u> 30×60	$g_k = 3.7 \text{ kN m}^{-1}$	$g_d = 5.2 \text{ kN m}^{-1}$
70×24	$g_k = 2.4 \text{ kN m}^{-1}$	$g_d = 3.4 \text{ kN m}^{-1}$

Carichi verticali agenti sulle travi

Campata 3-7

a spessore

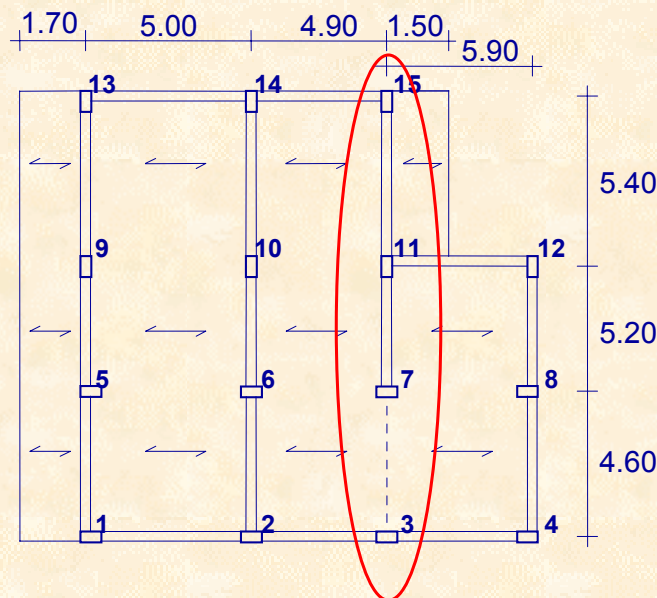
G_d	Q_d			
solaio a dx	$\alpha=1.20$	$l = 5.90 \text{ m}$	26.6 kN m ⁻¹	10.6 kN m ⁻¹
solaio a sx	$\alpha=1.00$	$l = 4.90 \text{ m}$	18.4	7.4
peso proprio			3.4	

S.L.U.
 $1.20 \times 5.90 \times 7.5 / 2 = 26.6$

Totale

$48.4 \text{ kN m}^{-1} \quad 18.0 \text{ kN m}^{-1}$

$G_d + Q_d = 66.4 \text{ kN m}^{-1}$



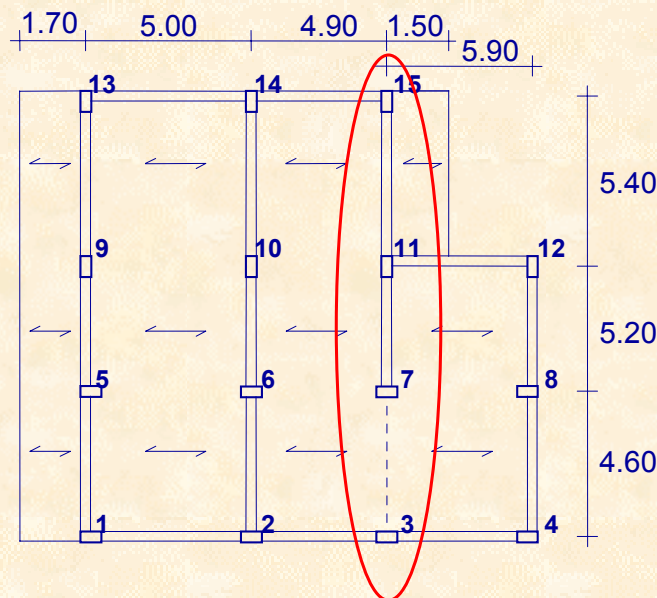
Carichi verticali agenti sulle travi

Campata 3-7

a spessore

G_d	Q_d			
solaio a dx	$\alpha=1.20$	$l = 5.90 \text{ m}$		
solaio a sx	$\alpha=1.00$	$l = 4.90 \text{ m}$		
peso proprio				

Totale



T.A.
 $1.20 \times 5.90 \times 5.3 / 2 = 18.7$

26.6 kN m^{-1} 10.6 kN m^{-1}

~~18.4~~ 13.0 7.4

~~3.4~~ 2.4

48.4 kN m^{-1} 18.0 kN m^{-1}

T.A.
 $18.7 + 13.0 + 2.4 = 34.1$

$G_d + Q_d = 66.4 \text{ kN m}^{-1}$

T.A.
 $34.1 + 12.0 = 46.1$
 $(\cong 1/1.44)$

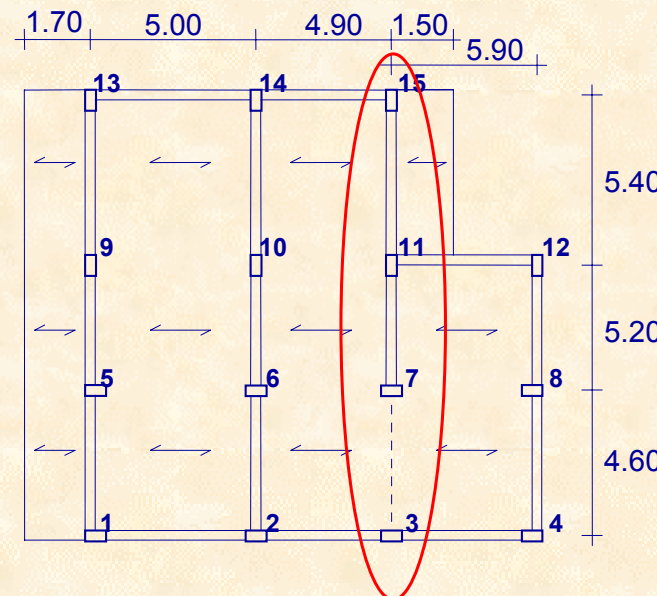
Carichi verticali agenti sulle travi

Campata 7-11

emergente

			G_d	Q_d
solaio a dx	$\alpha=1.20$	$l = 5.90 \text{ m}$	26.6 kN m^{-1}	10.6 kN m^{-1}
solaio a sin	$\alpha=1.00$	$l = 4.90 \text{ m}$	18.4	7.4
peso proprio			<u>5.2</u>	<u> </u>

totale



50.2 kN m^{-1} 18.0 kN m^{-1}

$G_d + Q_d = 68.2 \text{ kN m}^{-1}$

T.A.

$35.9 + 12.0 = 47.9$

$(\cong 1/1.43)$

Carichi verticali agenti sulle travi

Campata 11-15

emergente

solaio $\alpha=1.00$

$l = 4.90 \text{ m}$

sbalzo

$l = 1.50 \text{ m}$

tompagno

peso proprio

totale

G_d

Q_d

18.4 kN m^{-1}

7.4 kN m^{-1}

8.3

9.0

10.1

5.2

42.0 kN m^{-1}

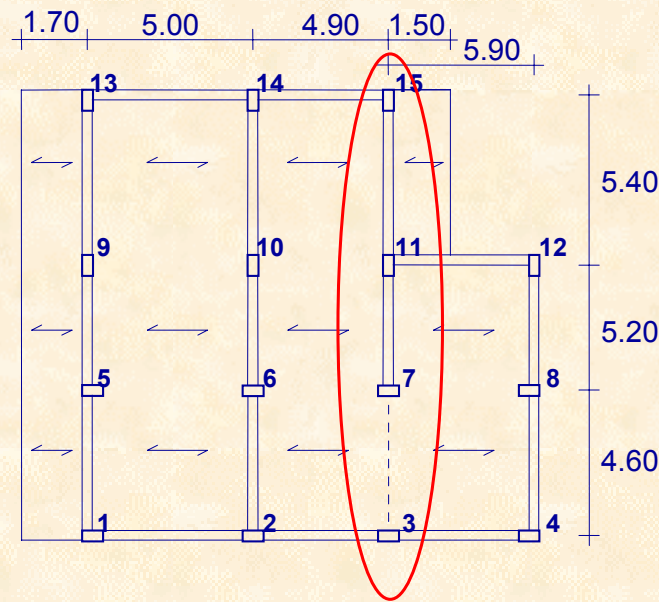
16.4 kN m^{-1}

$G_d + Q_d = 58.4 \text{ kN m}^{-1}$

T.A.

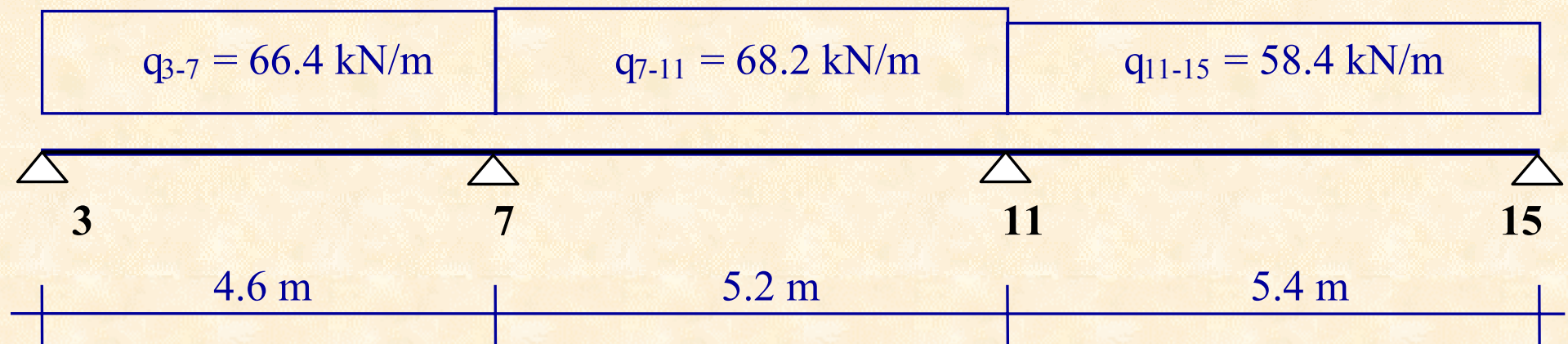
$30.0 + 10.9 = 40.9$

$(\cong 1/1.43)$



Dimensionamento delle travi per c.v.

Una buona stima delle massime sollecitazioni causate dai carichi verticali si ottiene assimilando la generica travata ad una trave continua:



Campata a spessore

Campate emergenti

Dimensionamento delle travi per c.v.

Campate emergenti

Il massimo momento nelle campate emergenti si registrerà nell'appoggio 11. Il suo valore può essere stimato come:

$$M_{Sd} = M_{11} = \frac{1}{2} \left(\frac{q_{7-11} \cdot l_{7-11}^2}{12} + \frac{q_{11-15} \cdot l_{11-15}^2}{8} \right) = 183.3 \text{ kNm}$$

T.A.
128.6 ($\cong 1/1.43$)

Campata a spessore

Assimilando la campata 3-7 ad una trave appoggiata ed incastrata il massimo momento positivo vale:

$$M_{Sd} = M_{3-7} \approx \frac{q_{3-7} \cdot l_{3-7}^2}{14} = 100.4 \text{ kNm}$$

T.A.
69.7 ($\cong 1/1.44$)

Dimensionamento delle travi per c.v.

Limiti geometrici

1. La larghezza della trave **b** non deve essere minore di **20cm**. Per le travi a spessore la larghezza deve essere non maggiore della larghezza del pilastro aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso
2. Il rapporto **b/h** deve essere non minore di 0.25.

Scelta della sezione della campata emergente

S.L.U.

$$M_{Sd} = M_{slu} = 183.3 \text{ kNm}$$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 0.259 \\ \beta = 0.810 \\ k = 0.416 \end{cases}$$

$$r_{slu} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \alpha f_{cd} (1 - k \xi)}} = 0.0220$$

$$d_{slu} = r_{slu} \sqrt{\frac{M_{slu}}{b}}$$

$$d_{slu} = 0.022 \sqrt{\frac{183.3}{0.3}} = 0.54 \text{ m}$$

T. A.

$$M_{TA} = 128.6 \text{ kNm}$$

$$\bar{\sigma}_c = 8.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 255.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 1/3 \\ \beta = 1/2 \\ k = 1/3 \end{cases}$$

$$r_{TA} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \bar{\sigma}_c (1 - k \xi)}} = 0.0282$$

$$d_{TA} = r_{TA} \sqrt{\frac{M_{TA}}{b}}$$

$$d_{TA} = 0.0282 \sqrt{\frac{128.6}{0.3}} = 0.58 \text{ m}$$

Scelta della sezione della campata emergente

S.L.U.

$$M_{Sd} = M_{slu} = 183.3 \text{ kNm}$$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 0.259 \\ \beta = 0.810 \\ k = 0.416 \end{cases}$$

$$r_{slu} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \alpha f_{cd} (1 - k \xi)}} = 0.0220$$

$$d_{slu} = r_{slu} \sqrt{\frac{M_{slu}}{b}}$$

T.A.

$$M_{TA} = 128.6 \text{ kNm}$$

$$\bar{\sigma}_c = 8.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 255.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 1/3 \\ \beta = 1/2 \\ k = 1/3 \end{cases}$$

$$r_{TA} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \bar{\sigma}_c (1 - k \xi)}} = 0.0282$$

$$d_{TA} = r_{TA} \sqrt{\frac{M_{TA}}{b}}$$

$$\frac{d_{slu}}{d_{TA}} = \frac{r_{slu}}{r_{TA}} \sqrt{\frac{M_{slu}}{b} \frac{b}{M_{TA}}} = \frac{0.0220}{0.0282} \cdot \sqrt{1.5} = 0.96$$

Scelta della sezione della campata in spessore

S.L.U.

$$M_{Sd} = M_{slu} = 100.4 \text{ kNm}$$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 0.259 \\ \beta = 0.810 \\ k = 0.416 \end{cases}$$

$$r_{slu} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \alpha f_{cd} (1 - k \xi)}} = 0.0220$$

$$b_{slu} = \frac{r_{slu}^2}{d^2} M_{slu}$$

$$b_{slu} = \frac{0.0220^2}{0.20^2} \times 100.4 = 1.21 \text{ m}$$

T. A.

$$M_{TA} = 69.7 \text{ kNm}$$

$$\bar{\sigma}_c = 8.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 255.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 1/3 \\ \beta = 1/2 \\ k = 1/3 \end{cases}$$

$$r_{TA} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \bar{\sigma}_c (1 - k \xi)}} = 0.0282$$

$$b_{TA} = \frac{r_{TA}^2}{d^2} M_{TA}$$

$$b_{TA} = \frac{0.0282^2}{0.20^2} \times 69.7 = 1.38 \text{ m}$$

Scelta della sezione della campata in spessore

S.L.U.

$$M_{Sd} = M_{slu} = 100.4 \text{ kNm}$$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 0.259 \\ \beta = 0.810 \\ k = 0.416 \end{cases}$$

$$r_{slu} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \alpha f_{cd} (1 - k \xi)}} = 0.0220$$

$$b_{slu} = \frac{r_{slu}^2}{d^2} M_{slu}$$

T. A.

$$M_{TA} = 69.7 \text{ kNm}$$

$$\bar{\sigma}_c = 8.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 255.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \xi = 1/3 \\ \beta = 1/2 \\ k = 1/3 \end{cases}$$

$$r_{TA} = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \bar{\sigma}_c (1 - k \xi)}} = 0.0282$$

$$b_{TA} = \frac{r_{TA}^2}{d^2} M_{TA}$$

$$\frac{b_{slu}}{b_{TA}} = \frac{r_{slu}^2}{r_{TA}^2} \frac{M_{slu}}{M_{TA}} = \frac{0.0220^2}{0.0282^2} \times 1.5 = 0.87$$

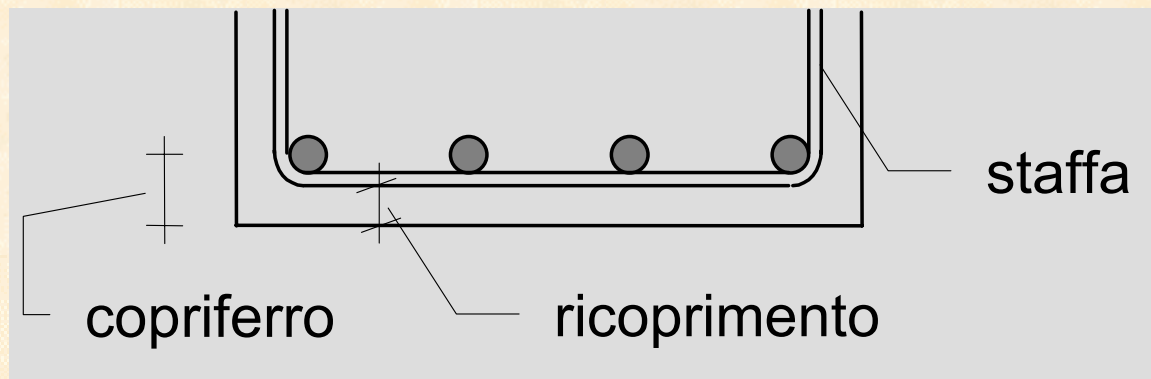
Copriferro (EC2, punto 4.1.3.3)

P(1) Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna della armatura (inclusi collegamenti e staffe) e la superficie di calcestruzzo più vicina.

c'è chi usa la parola *copriferro* anche per indicare la distanza tra il bordo della sezione e l'asse delle armature. Per evitare la possibilità di fare di confusione chiameremo

ricoprimento: la distanza tra la superficie esterna della armatura (inclusi collegamenti e staffe) e la superficie di calcestruzzo più vicina;

copriferro: la distanza tra il bordo della sezione e l'asse delle armature



Copriferro (EC2, punto 4.1.3.3)

- (6) Il ricoprimento minimo di tutte le armature, compresi i collegamenti e le staffe, deve di regola essere non minore del valore prescelto fra quelli del prospetto 4.2, in funzione delle classi di esposizione pertinenti quali definite nel prospetto 4.1.

Prospetto 4.2 (come modificato dal D.M. 9 / 1 / 1996)

		Classe di esposizione definita nel prospetto 4.1								
		1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c
ricoprimento minimo (mm)	barre di armatura	15	20	25	35	35	35	25	30	40
	acciaio da prec.	20	30	35	40	40	40	35	35	45

Nel nostro caso (edificio per civile abitazione)

$$c = 2.0 + \phi_{\text{staffa}} + \phi_{\text{longitudinale}} / 2 = 1.5 + 1.0 + 2.0 / 2 = 4.0 \text{ cm}$$

Copriferro (EC2, punto 4.1.3.3)

Prospetto 4.1

Classi di esposizione		Esempi di condizioni ambientali
1	ambiente secco	interno di edifici per abitazioni normali o uffici ¹⁾
2	a senza gelo	a) interno di edifici in cui vi è elevata umidità (per esempio lavanderie) b) componenti esterni c) componenti in terreni e/o acque non aggressivi
	b con gelo	d) componenti esterni esposti al gelo e) componenti in terreni e/o acque non aggressivi ed esposti al gelo f) componenti interni con alta umidità ed esposti al gelo
3	ambiente umido con gelo e impiego di sali di disgelo	g) componenti interni ed esterni esposti al gelo e agli effetti dei sali di disgelo
4	a senza gelo	h) componenti totalmente o parzialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi i) componenti esposti ad atmosfera satura di sale (zone costiere)
	b con gelo	j) componenti parzialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi ed esposti al gelo k) componenti esposti ad atmosfera satura di sale ed esposti al gelo

Le classi che seguono si riscontrano sole o combinate con le classi di cui sopra

Copriferro (EC2, punto 4.1.3.3)

Prospetto 4.1

5 ambiente chimico aggressivo ²⁾	a	<ul style="list-style-type: none">• ambiente chimico debolmente aggressivo (gas, liquidi o solidi)• atmosfera industriale aggressiva
	b	<ul style="list-style-type: none">• ambiente chimico moderatamente aggressivo (gas, liquidi o solidi)
	c	<ul style="list-style-type: none">• ambiente chimico fortemente aggressivo (gas, liquidi o solidi)

a) Questa classe di esposizione è da prendere in considerazione solo se, in fase di costruzione, la struttura o alcuni suoi componenti non sono esposti a condizioni ambientali più severe per lunghi periodi.

b) Gli ambienti chimicamente aggressivi sono classificati nella ISO/DP 9690. Si possono ritenere equivalenti le seguenti condizioni di esposizione:

Classe di esposizione 5 a: classificazione ISO A1G, A1L, A1S

Classe di esposizione 5 b: classificazione ISO A2G, A2L, A2S

Classe di esposizione 5 c: classificazione ISO A3G, A3L, A3S



Impressioni d'inverno con lo sfondo dell'Etna
Foto © [Giuseppe Accordino](#)

Combinazioni di carico (Esempi)

	Tensioni ammissibili	Stato limite ultimo
Solo carichi verticali	$G_k + Q_k$	$1.4 G_k + 1.5 Q_k$
Carichi verticali + vento	$G_k + Q_k + F_{\text{vento},k}$	$1.4 G_k + 1.5 Q_k + 0.7 (1.5 F_{\text{vento},k})$ $1.4 G_k + 0.7 (1.5 Q_k) + 1.5 F_{\text{vento},k}$

Azione del vento

Pressione del vento $p = q_{ref} C_e C_p C_d$

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento (funzione dell'altezza della costruzione della rugosità e topografia del suolo e dell'esposizione del sito);

C_e è il coefficiente di esposizione (funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento);

C_p è il coefficiente di forma (funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento);

C_d è il coefficiente dinamico (tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti a vibrazioni strutturali).

Azione del vento

Pressione cinetica di riferimento:

$$q_{ref} = \frac{V_{ref}^2}{1.6}$$

$$V_{ref} = V_{ref,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$V_{ref} = V_{ref,0} + k_a(a_s - a_0) \quad \text{per } a_s > a_0$$

Il Comune di Misterbianco ($a_s = 390$ m s.l.m.) ricade nella zona di riferimento 4 a cui corrispondono i valori:

$$V_{ref,0} = 28 \text{ m/s}, \quad a_0 = 500 \text{ m e } k_a = 0.030$$

$$q_{ref} = \frac{V_{ref}^2}{1.6} = \frac{28^2}{1.6} = 490 \text{ N/m}^2 = 0.490 \text{ kN/m}^2$$

Azione del vento

Coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z / z_0) [7 + c_t \ln(z / z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

z è l'altezza della costruzione;

k_r , z_0 e z_{min} sono assegnati nella tab 7.2 del D.M. in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, che normalmente si pone uguale all'unità.

Il luogo si realizza l'edificio è un'area suburbana, quindi si trova in una classe di rugosità del terreno B (tab. 7.3 D.M.). Di conseguenza, poiché il sito ricade nella zona 4 e in una fascia tra i 10 e i 30 km dalla costa, esso appartiene alla categoria di esposizione III. I valori dei coefficienti pertanto risultano:

$$k_r = 0.20 \quad z_0 = 0.10 \text{ m} \quad z_{min} = 5 \text{ m}$$

Azione del vento

Coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z / z_0) [7 + c_t \ln(z / z_0)]$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min})$$

Valori di c_e al variare di z :

z	5	7	10	13	16	19
$c_e(z)$	1.708	1.912	2.138	2.307	2.451	2.570

Azione del vento

Coefficiente di forma:

Per l'edificio in esame si è utilizzato pertanto complessivamente (facciata esposta + facciata sottovento) il valore:

$$C_p = 1.2.$$

Coefficiente dinamico:

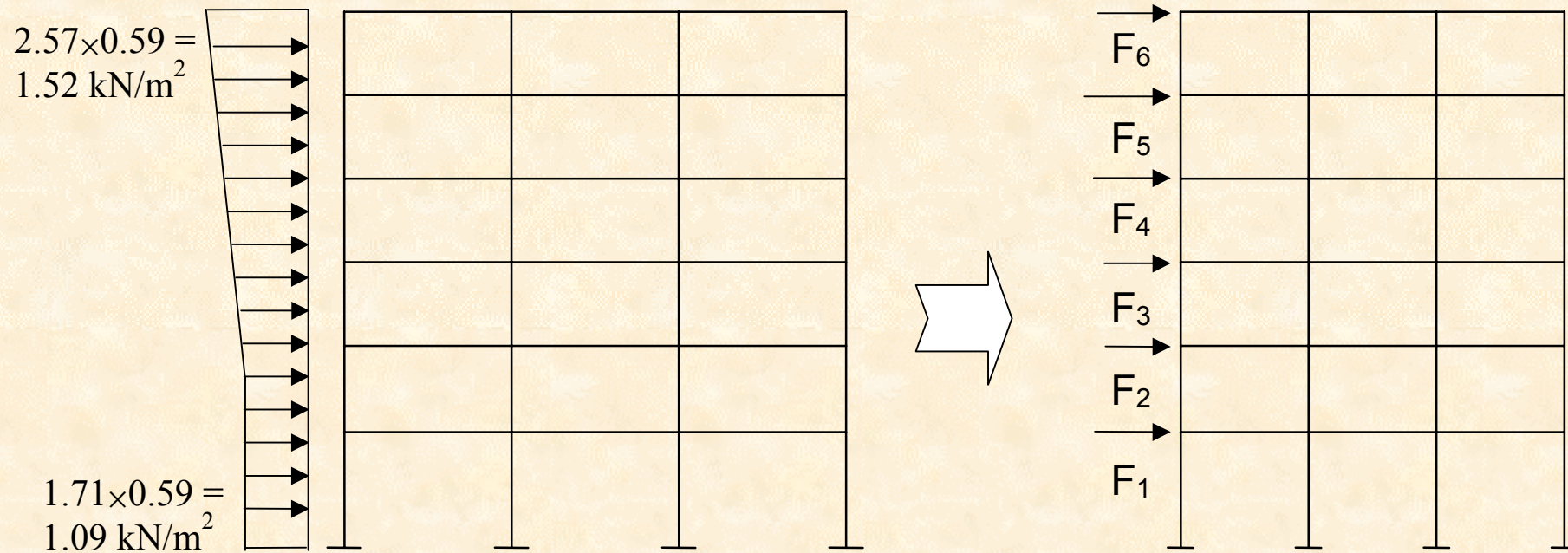
La circolare esplicativa della normativa prescrive che in assenza di più precise valutazioni per edifici a pianta rettangolare in c.a. o anche in muratura è circa pari a 1.

$$C_d = 1.0.$$

Azione del vento

Pressione del vento:

$$p = q_{ref} c_e c_p c_d = 0.490 \times c_e \times 1.2 \times 1 = 0.59 c_e \text{ kN/m}^2$$



Azione del vento

Forze orizzontali equivalenti al vento:

La risultante della pressione del vento può essere calcolata, piano per piano, moltiplicando la pressione del vento per la larghezza della facciata ($5.00+4.90+5.90=15.80$ m) e per la dimensione di interpiano.

Il telaio 3-7-11-15 assorbe il 30% della forze orizzontali agenti sull'intero edificio.

Impalcato	Forza totale [kN]	Telaio F_k [kN]	$F_d = 1.5 F_k$ [kN]
6	35.54	10.66	16.00
5	68.48	20.54	30.81
4	64.51	19.35	29.03
3	59.60	17.88	26.82
2	53.11	15.93	23.90
1	55.98	16.79	25.19

Combinazioni di carico

1) Carico principale: orizzontale; forze orizzontali verso destra

Carico verticale

$$g_d + 0.7 q_d$$

Campata 3-7

$$48.7 + 0.7 \times 18.1 = 61.4 \text{ kN}$$

Campata 7-11

$$50.5 + 0.7 \times 18.1 = 63.2 \text{ kN}$$

Campata 11-15

$$42.0 + 0.7 \times 16.4 = 53.5 \text{ kN}$$

Forze orizzontali pari a

$$F_d$$

Impalcato 6

$$16.00 \text{ kN}$$

Impalcato 5

$$30.81 \text{ kN}$$

Impalcato 4

$$29.03 \text{ kN}$$

Impalcato 3

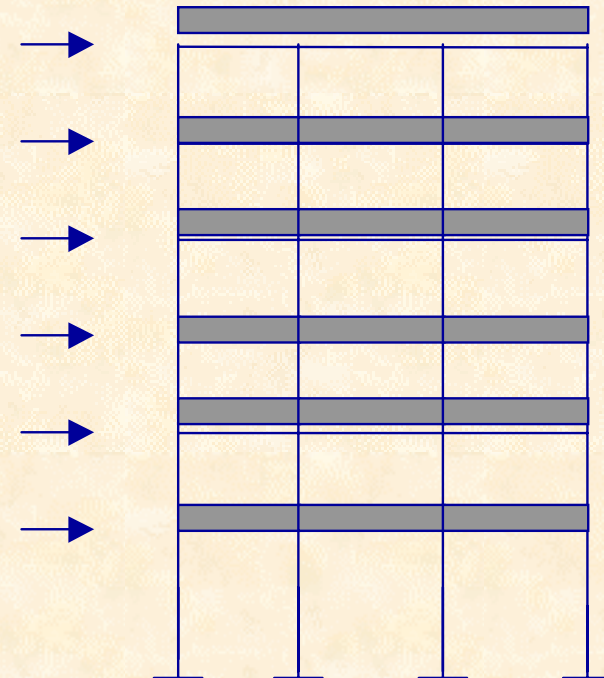
$$26.82 \text{ kN}$$

Impalcato 2

$$23.90 \text{ kN}$$

Impalcato 1

$$25.19 \text{ kN}$$

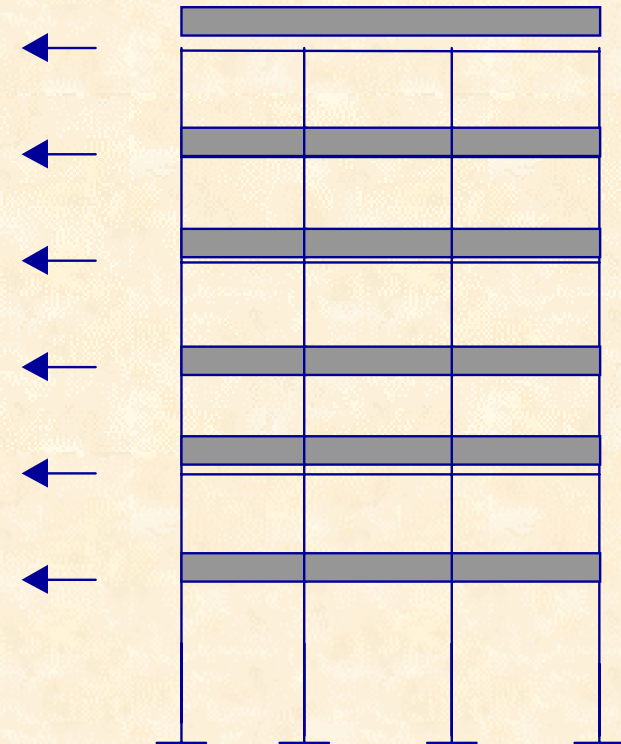


Combinazioni di carico

2) Carico principale: orizzontale; forze orizzontali verso sinistra

I valori dei carichi verticali sono identici a quelli della combinazione 1).

Le forze orizzontali sono uguali a quelle della combinazione 1) ma cambiate di segno.



Combinazioni di carico

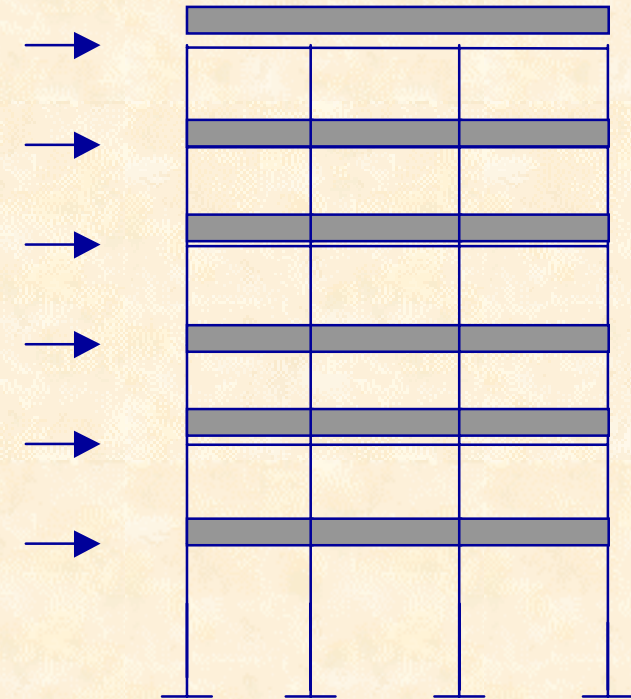
3) Carico principale: verticale; forze orizzontali verso destra

Carico verticale

	$g_d + q_d$
Campata 3-7	$48.7 + 18.1 = 66.8 \text{ kN}$
Campata 7-11	$50.5 + 18.1 = 68.6 \text{ kN}$
Campata 11-15	$42.0 + 16.4 = 58.4 \text{ kN}$

Forze orizzontali

	$0.7 F_d$
Impalcato 6	$0.7 \times 16.00 = 10.20 \text{ kN}$
Impalcato 5	$0.7 \times 30.81 = 21.57 \text{ kN}$
Impalcato 4	$0.7 \times 29.03 = 20.32 \text{ kN}$
Impalcato 3	$0.7 \times 26.82 = 18.77 \text{ kN}$
Impalcato 2	$0.7 \times 23.90 = 16.73 \text{ kN}$
Impalcato 1	$0.7 \times 25.19 = 17.63 \text{ kN}$

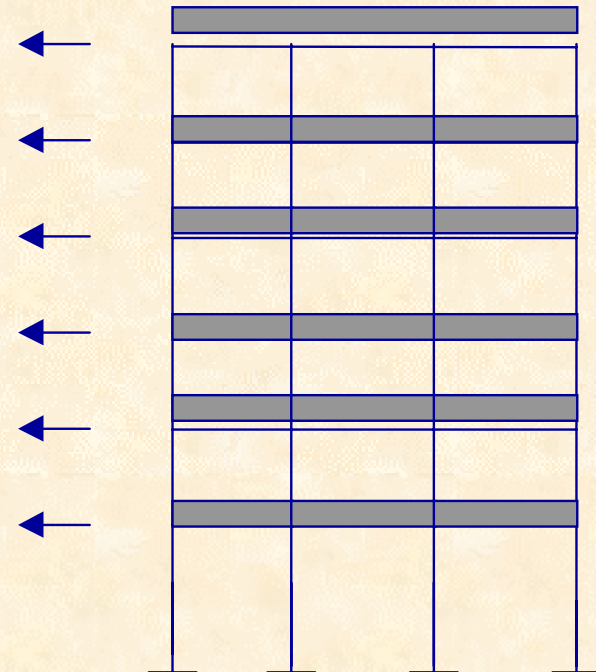


Combinazioni di carico

4) Carico principale: verticale; forze orizzontali verso sinistra

I valori dei carichi verticali sono identici a quelli della combinazione 3).

Le forze orizzontali sono uguali a quelle della combinazione 3) ma cambiate di segno.



Risoluzione del telaio

Sollecitazioni nelle travi del I impalcato

Carichi verticali ed azione del vento

Sezione	Comb. n .1	Comb. n .2	Comb. n .3	Comb. n .4	Inviluppo
3	-52.4	-103.8	-67.3	-103.3	-103.8
3 - 7	59.7	54.0	63.2	59.2	63.2
7sx	-138.5	-92.5	-141.5	-109.4	-141.5
7dx	-54.2	-197.2	-86.3	-186.4	-197.2
7-11	70.7	79.5	73.8	79.8	79.8
11sx	-223.0	-57.0	-210.3	-94.2	-223.0
11dx	-68.9	-227.5	-106.1	-217.1	-227.5
11-15	83.7	84.3	87.0	87.4	87.4
15	-158.9	-21.2	-146.7	-50.3	-158.9

Progetto dell'armatura tesa

Stato limite ultimo

$$M_{Sd} = M_{slu} = 227.5 \text{ kNm}$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,slu} = \frac{M_{slu}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,slu} = \frac{227.5 \times 10}{0.9 \cdot 0.46 \cdot 373.9} = 14.7 \text{ cm}^2$$

Tensioni ammissibili

$$M_{TA} \approx M_{slu}/1.5 = 157.7 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = 255.0 \text{ N/mm}^2$$

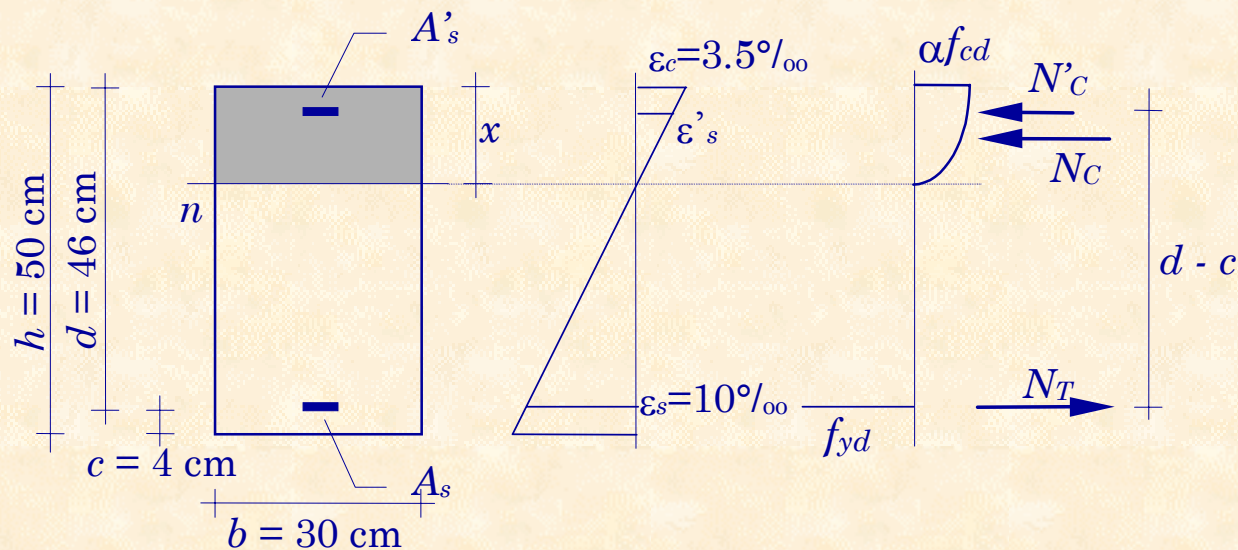
$$A_{s,TA} = \frac{M_{TA}}{0.9 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{s,TA} = \frac{157.7 \times 10}{0.9 \cdot 0.46 \cdot 255.0} = 14.9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,slu}}{A_{s,TA}} = \frac{M_{slu}}{M_{TA}} \frac{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}{0.9 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = 1.5 \cdot \frac{255.0}{373.9} = 1.02$$

Progetto dell'armatura compressa (S.L.U.)

Acciaio FeB 44 k $f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_{yd} = 1.82 \text{ ‰}$
 $b = 30 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d = 46 \text{ cm}$ $c = 4 \text{ cm}$



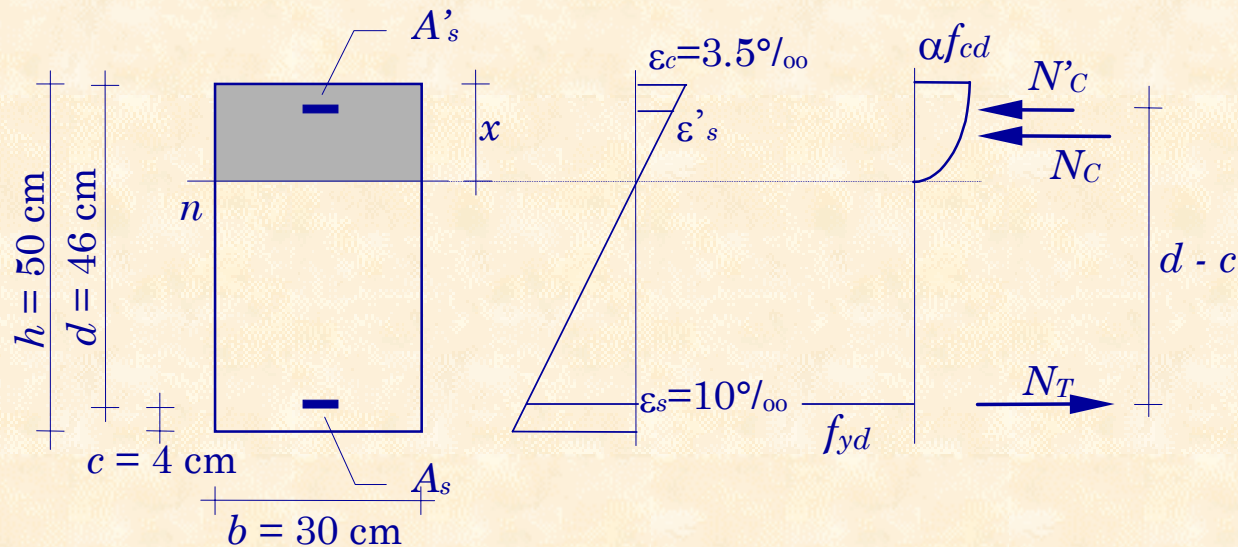
$$M_o = \frac{d^2}{r_{slu}^2} b = \frac{0.46^2}{0.0220^2} \times 0.30 = 131.2 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = M_{slu} - M_o = 227.5 - 131.2 = 96.3 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = A'_s \sigma'_s (d - c)$$

Progetto dell'armatura compressa (S.L.U.)

Acciaio FeB 44 k $f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_{yd} = 1.82 \text{ ‰}$
 $b = 30 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d = 46 \text{ cm}$ $c = 4 \text{ cm}$



Dalla linearità del diagramma delle deformazioni:

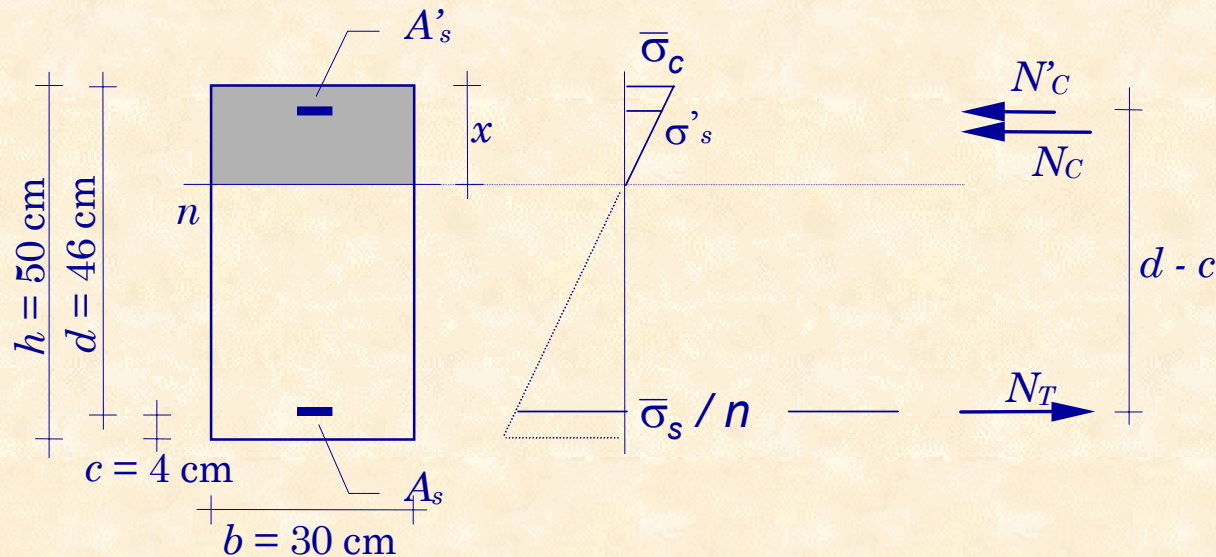
$$\varepsilon'_s = \frac{\xi - \gamma}{\xi} \varepsilon_c = 2.32 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} = 1.82 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma'_s = f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{\sigma'_s (d - c)} = \frac{96.3 \times 10}{373.9 \times (0.46 - 0.04)} = 6.1 \text{ cm}^2 \approx 41\% A_s$$

Progetto dell'armatura compressa (T.A.)

Acciaio FeB 44 k $\sigma_c = 85.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 255.0 \text{ N/mm}^2$

$b = 30 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d = 46 \text{ cm}$ $c = 4 \text{ cm}$



$$M_o = \frac{d^2}{r_{TA}^2} b = \frac{0.46^2}{0.0282^2} \times 0.30 = 79.8 \text{ kNm}$$

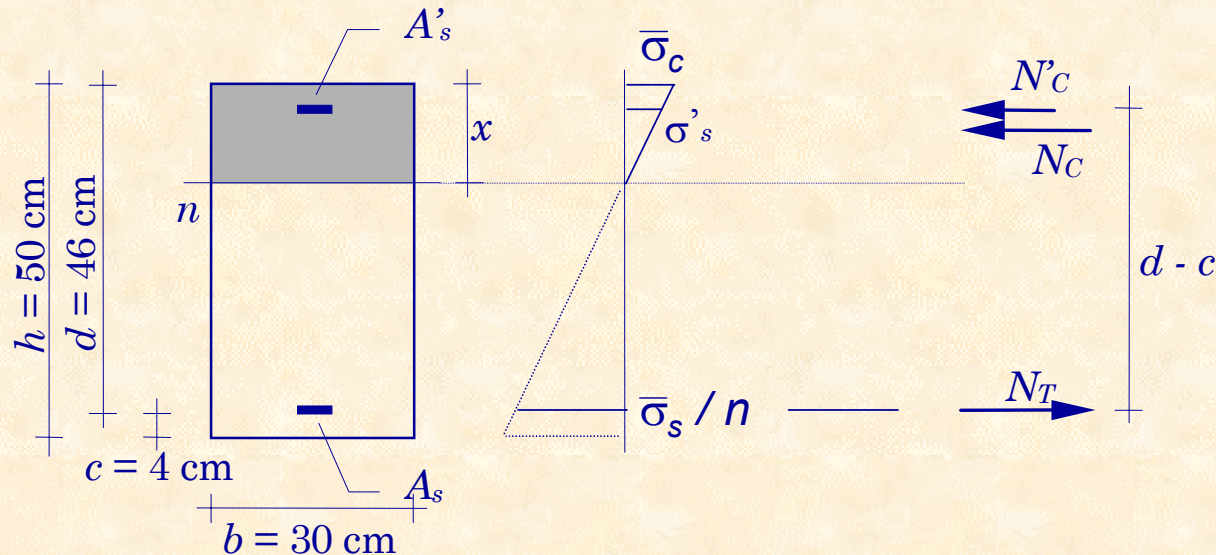
$$\Delta M = M_{TA} - M_o = 157.7 - 79.8 = 77.9 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = A'_s \sigma'_s (d - c)$$

Progetto dell'armatura compressa (T.A.)

Acciaio FeB 44 k $\sigma_c = 85.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 255.0 \text{ N/mm}^2$

$b = 30 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d = 46 \text{ cm}$ $c = 4 \text{ cm}$



Dalla linearità del diagramma delle tensioni:

$$\sigma'_s = n \bar{\sigma}_c (1 - 3 \gamma) = 94.2 \text{ N/mm}^2$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{\sigma'_s (d - c)} = \frac{77.9 \times 10}{94.2 \times (0.46 - 0.04)} = 19.7 \text{ cm}^2 \approx 132\% A_s$$

Massima e minima percentuale di armatura (EC2 punto 5.4.2.1.1)

- (1) L'area effettiva della sezione trasversale delle armature di trazione deve essere non minore di quella richiesta per il controllo della fessurazione (stato limite di fessurazione), ed inoltre:

$$A_s \geq \frac{0.6 \times b_t \times d}{f_{yk}} \geq 0.15 \% b_t \times d$$

f_{yk} valore caratteristico della tensione di snervamento in N/mm²;

b_t larghezza media della zona tesa;

d altezza utile della sezione.

Acciaio FeB 38 K: $f_{yk} = 375 \text{ N/mm}^2$ $A_s \geq \frac{0.6}{f_{yk}} b_t \times d = \frac{0.6}{375} b_t \times d = 0.16 \% b_t d$

Acciaio FeB 44 K: $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ $A_s \geq \frac{0.6}{430} b_t \times d = 0.14 \% b_t d$ $A_s \geq 0.15 \% b_t d$

- (2) Le aree delle armature tese e delle armature compresse non devono essere singolarmente maggiori di 0.03 A_c con esclusione delle zone di sovrapposizione.

$$A_s \leq 3\% b \times h, \quad A'_s \leq 3\% b \times h$$

Armature longitudinali delle travi

Sezioni d'estremità delle travi

Sezione	$A_{s,req}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	barre	A_s (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)
3	16.2	2.8	2 ϕ 14 +5 ϕ 20	18.8	57.6
7sx	21.9	2.8	2 ϕ 14 +7 ϕ 20	25.0	57.6
7dx	12.8	2.1	1 ϕ 14 +4 ϕ 20	14.1	50.0
11sx	14.4	2.1	5 ϕ 20	15.7	50.0
11dx	14.7	2.1	5 ϕ 20	15.7	50.0
15	10.3	2.1	4 ϕ 20	12.6	50.0

Sezioni in campata

Sezione	$A_{s,req}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	barre	A_s (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)
3 - 7	9.4	2.8	1 ϕ 14 +3 ϕ 20	10.9	57.6
7-11	5.0	2.1	2 ϕ 14 +1 ϕ 20	6.2	50.0
11-15	5.5	2.1	2 ϕ 14 +1 ϕ 20	6.2	50.0

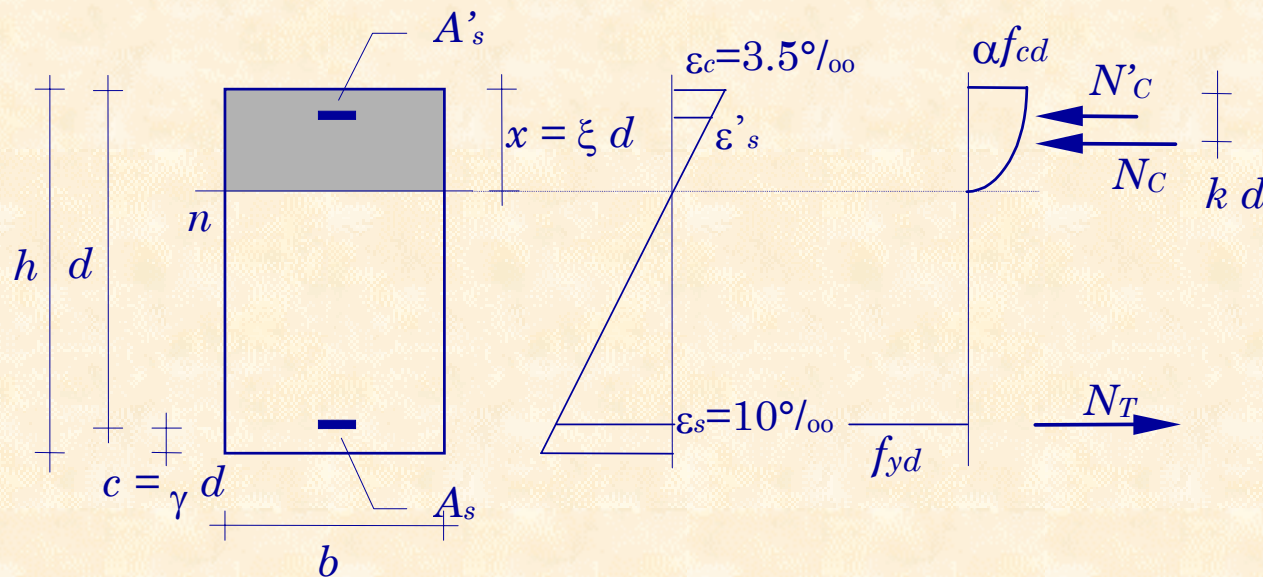


Eruzione 2000

Foto © [Giuseppe Accordino](#)

Verifica di una sezione inflessa

Bisogna valutare la posizione dell'asse neutro $\xi = x/d$ e quindi il momento ultimo M_U .



Noto ξ si determina il diagramma delle deformazioni e quindi attraverso i legami costitutivi il diagramma delle tensioni.

Verifica di una sezione inflessa

Quindi si calcolano le risultanti delle tensioni di compressione e di trazione N_C , N'_C ed N_T :

$$N_T = \sigma_s A_s = s f_{yd} A_s \quad s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \leq 1$$

$$N'_C = \sigma'_s A'_s = s' u f_{yd} A_s \quad s' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \leq 1 \quad u = \frac{A'_s}{A_s}$$

$$N_C = \alpha f_{cd} \beta \xi b d \quad \beta \text{ è tabellato in funzione di } \xi$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione si determina M_u che può essere scritto:

$$M_u = A_s (1 - k \xi) \left(s + s' u \frac{k \xi - \gamma}{1 - k \xi} \right) f_{yd}$$

La posizione dell'asse neutro si determina risolvendo per tentativi l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$N_T + N_C + N'_C = 0 \quad \Rightarrow \quad \xi \beta - \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} (s - s' u) = 0 \quad 0 \leq \xi \leq 1$$

Verifica trave a spessore (1)

$$\xi \beta - \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} (s - s' u) = 0 \quad 0 \leq \xi \leq 1$$

$$M_{sd} = 141.5 \text{ kNm}$$

Calcestruzzo $R_{ck} 25$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio FeB 44 k

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = 1.82 \text{ ‰}$$

$$b = 120 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} \quad c = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = 21.9 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 16.7 \text{ cm}^2$$

$$A'_s + A_s = 38.6 \text{ cm}^2$$

$$u = \frac{A'_s}{A_s} = \frac{16.7}{21.9} = 0.76$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} = \frac{21.9 \times 373.9}{120 \times 20 \times 11.0} = 0.31$$

ξ	ε_c	ε_s	β	σ'_s	s'	$\omega(1 - \sigma'_s u) - \xi \beta$
1.000	-0.0035	0.0000	0.000	0.0	0.0000	-0.73560
0.500	-0.0035	0.0035	0.810	373.9	1.0000	-0.33060
0.250	-0.0033	0.0100	0.798	137.2	0.3700	0.02000
0.375	-0.0035	0.0058	0.810	336.5	0.8998	-0.20576
.....
0.259	-0.0035	0.0100	0.810	164.2	0.4393	-0.00001

Verifica trave a spessore (1)

$$\xi \beta - \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} (s - s' u) = 0 \quad 0 \leq \xi \leq 1$$

$$M_{sd} = 141.5 \text{ kNm}$$

Calcestruzzo R_{ck} 25

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio FeB 44 k

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = 1.82 \text{ ‰}$$

$$b = 120 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} \quad c = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = 21.9 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 16.7 \text{ cm}^2$$

$$A'_s + A_s = 38.6 \text{ cm}^2$$

$$u = \frac{A'_s}{A_s} = \frac{16.7}{21.9} = 0.76$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} = \frac{21.9 \times 373.9}{120 \times 20 \times 11.0} = 0.31$$

$$M_u = 141.6 \text{ kNm} > M_{sd}$$

$$\sigma'_s = 164.2$$

$$\varepsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

Ok!

acciaio compresso in campo elastico

siamo al limite del campo 2 (sezioni ad alta duttilità)

La richiesta di armatura compressa è notevole soprattutto perché l'acciaio compresso non è snervato.

Verifica trave a spessore (2)

$$\xi \beta - \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} (s - s' u) = 0 \quad 0 \leq \xi \leq 1$$

$$M_{sd} = 141.5 \text{ kNm}$$

Calcestruzzo $R_{ck} 25$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio FeB 44 k

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = 1.82 \text{ ‰}$$

$$b = 120 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} \quad c = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = 22.7 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$A'_s + A_s = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$u = \frac{A'_s}{A_s} = \frac{0.0}{22.7} = 0.00$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} = \frac{22.7 \times 373.9}{120 \times 20 \times 11.0} = 0.32$$

ξ	ε_c	ε_s	β	$\omega - \xi \beta$
1.000	-0.0035	0.0000	0.810	-0.49000
0.500	-0.0035	0.0035	0.810	-0.08500
0.250	-0.0033	0.0100	0.798	0.12050
0.375	-0.0035	0.0058	0.810	0.01625
.....
0.395	-0.0035	0.0053	0.810	-0.00001

Verifica trave a spessore (2)

$$\xi \beta - \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} (s - s' u) = 0 \quad 0 \leq \xi \leq 1$$

$$M_{sd} = 141.5 \text{ kNm}$$

Calcestruzzo $R_{ck} 25$

$$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio FeB 44 k

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = 1.82 \text{ ‰}$$

$$b = 120 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} \quad c = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = 22.7 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$A'_s + A_s = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$u = \frac{A'_s}{A_s} = \frac{0.0}{22.7} = 0.00$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}} = \frac{22.7 \times 373.9}{120 \times 20 \times 11.0} = 0.32$$

$$M_u = 141.7 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Ok!

$$\varepsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 5.3 \text{ ‰}$$

siamo al limite del campo 3 (sezioni a media duttilità)



Faraglioni
(ACITREZZA)
Foto © [Amastray](#)

Armature longitudinali dei pilastri (EC2 punto 5.4.1.2.1)

- (1) Di regola le barre d'armatura devono avere diametro non minore di 12 mm.
- (2) La quantità minima di armatura longitudinale totale $A_{s,min}$ deve di regola essere determinata con la seguente equazione:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_{Sd}}{f_{yd}} \geq |0,003| A_c$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura;
- N_{Sd} è la forza di compressione assiale di calcolo;
- A_c è l'area della sezione trasversale del calcestruzzo.

- (3) Di regola, anche nelle sovrapposizioni, l'area dell'armatura non deve essere maggiore di $|0,08 A_c|$.
- (4) 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 $|6|$.

Armatatura minima nei pilastri (Confronto tra EC2 e D.M. 14/2/92)

S.L.U.

EC 2 (punto 5.4.1.2.1)

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_{Sd}}{f_{yd}}$$

$$A_{c,nec} = \frac{0,85 N_{Sd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = \frac{0,15 N_{Sd} / f_{yd}}{0,85 N_{Sd} / \alpha f_{cd}} = 0.176 \frac{\alpha f_{cd}}{f_{yd}}$$

Acciaio FeB 44 K: $f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo R_{ck} 25: $\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = 0.176 \frac{f_{yd}}{\alpha f_{cd}} = 0.176 \times \frac{373.9}{11.0} = 0.005 = 0.5\%$$

T.A.

D.M. 14 / 2 / 1992 (punto 5.3.4)

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = 0.8\%$$

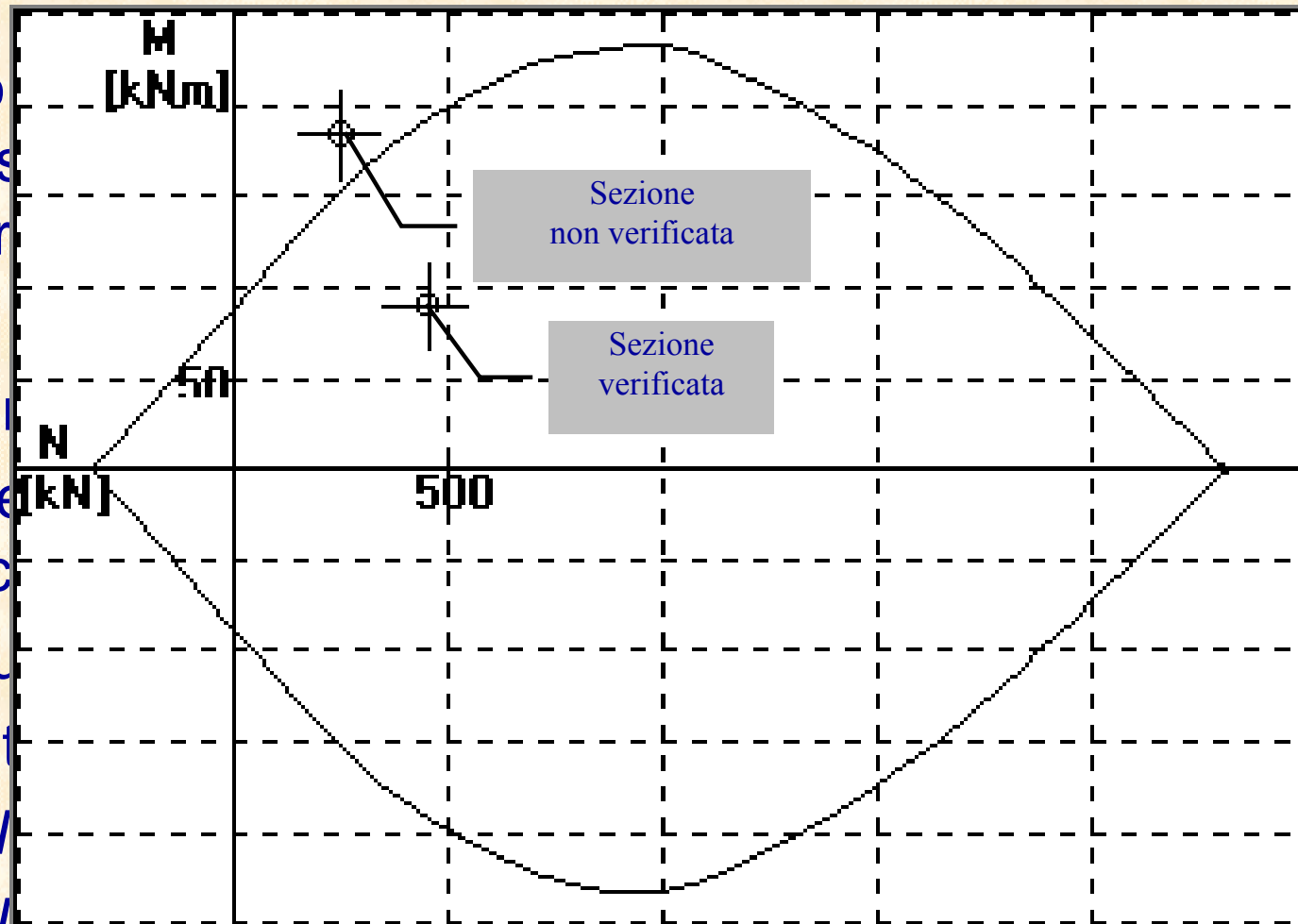
Verifica dei pilastri mediante domini M-N

Il dominio N-M corrisponde al piano di lavoro (sforzo normale e momento flettente).

Noto il dominio di lavoro (sforzo normale e momento flettente) si possono individuare i punti di massima sollecitazione M_{Sd} e N_{Sd} .

Riporto su un piano M-N i punti di massima sollecitazione. Si presentano due punti:

- 1) (N_{Sd}, M_{Sd}) punto sollecitazione di riferimento
- 2) (N_{Sd}, M_{Sd}) punto sollecitazione di riferimento



Il piano di lavoro (sforzo normale e momento flettente).

sforzo

Sezione verificata

Sezione non verificata

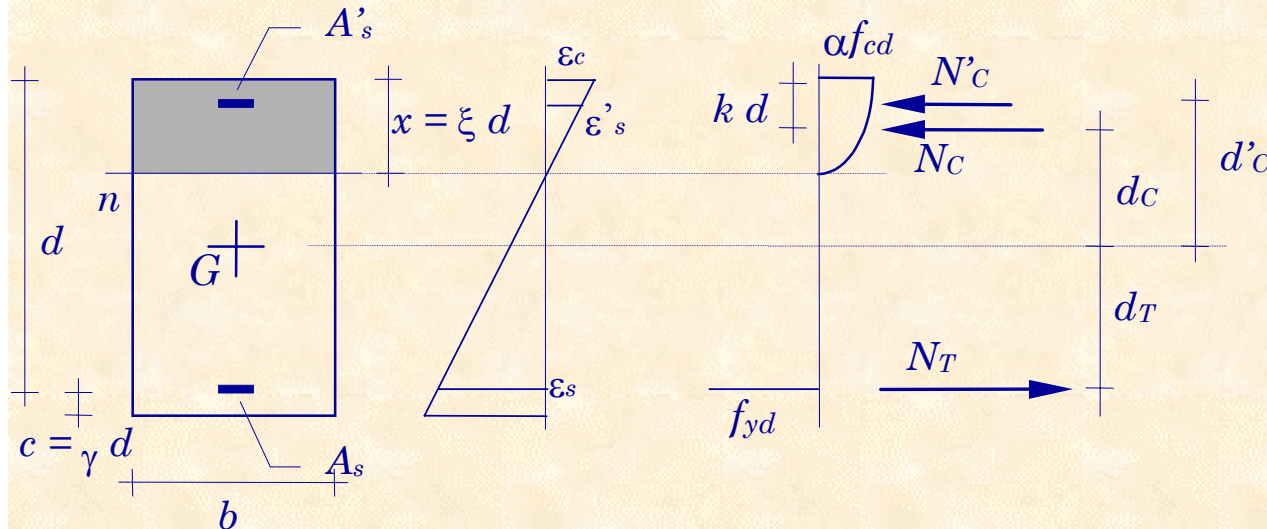
Costruzione del dominio M-N

Assegnata una deformata di rottura, si determina il diagramma delle deformazioni ed attraverso i legami costitutivi quello delle tensioni. Quindi si calcolano le risultanti delle tensioni di compressione e di trazione N_C , N'_C ed N_T :

$$N_T = \sigma_s A_s = s f_{yd} A_s \quad s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \leq 1$$

$$N'_C = \sigma'_s A'_s = s' u f_{yd} A_s \quad s' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \leq 1 \quad u = \frac{A'_s}{A_s}$$

$$N_C = \alpha f_{cd} \beta \xi b d \quad \beta \text{ è tabellato in funzione di } \xi$$



Equilibrio alla traslazione:

$$N = N_T + N_C + N'_C$$

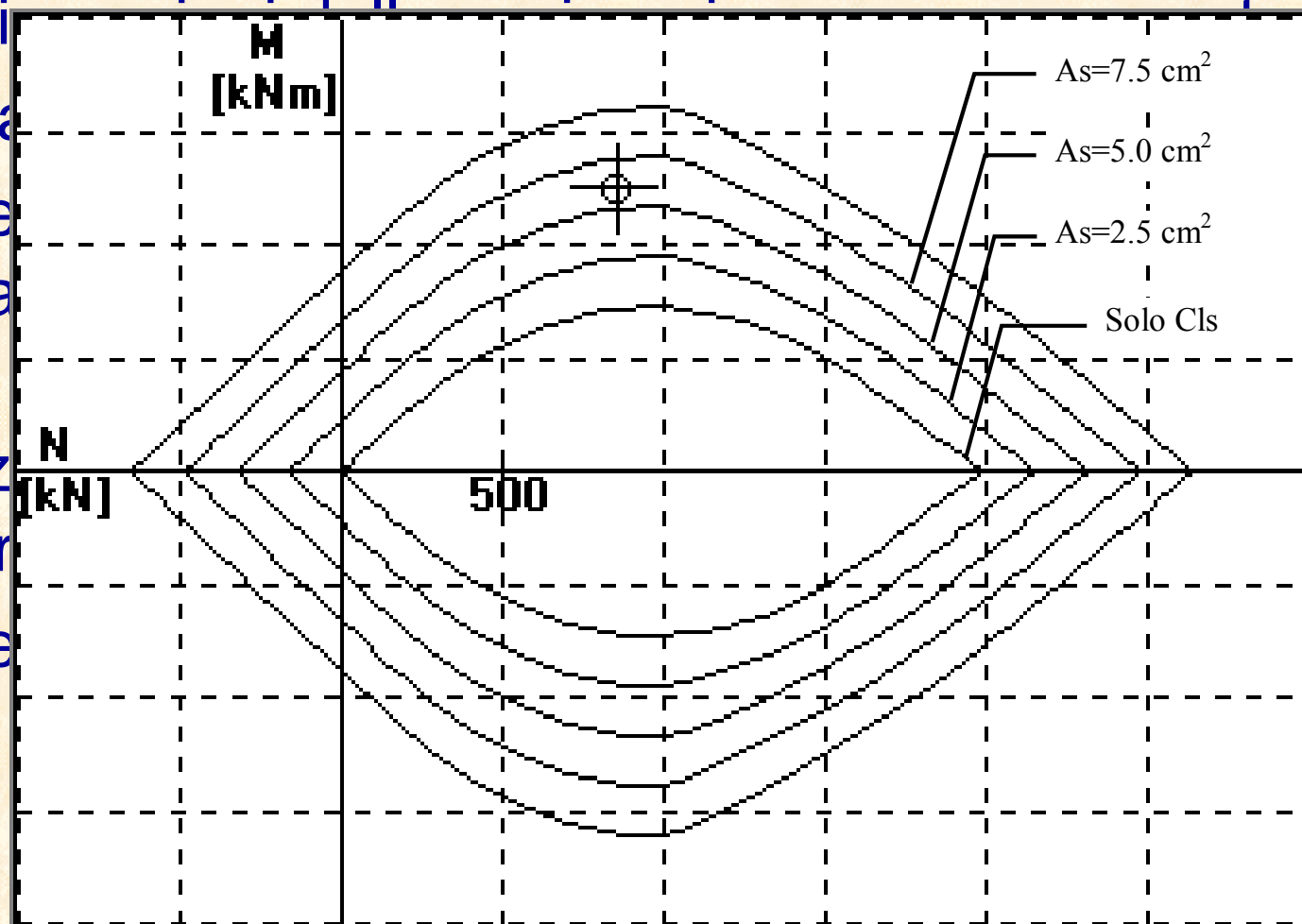
Equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro geometrico della sezione

$$M = N_T d_T + N_C d_C + N'_C d'_C$$

Le coordinate N ed M corrispondono ad una deformata di rottura ed individuano sul piano N-M un punto del dominio.

Progetto dell'armatura dei pilastri mediante domini M-N

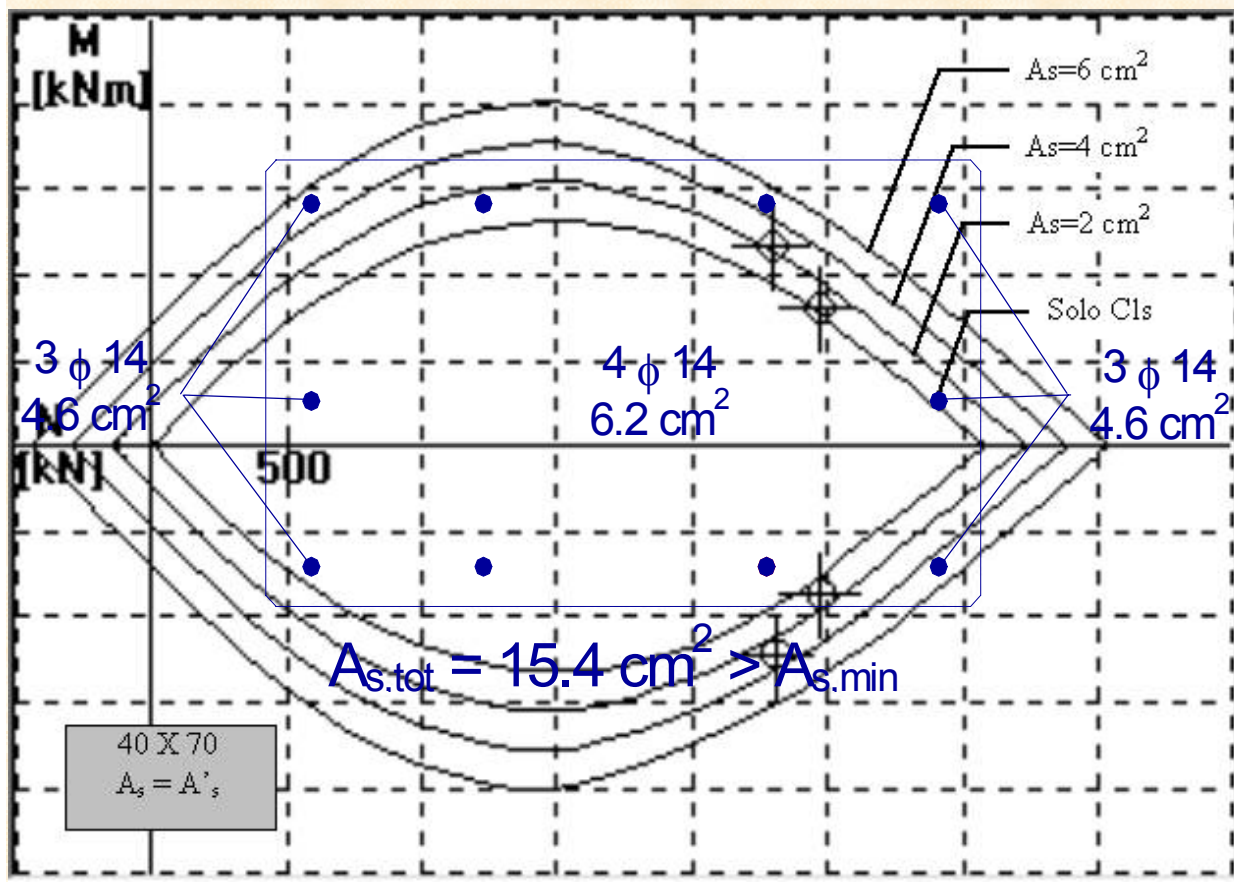
1. Le di
2. Si sta
3. Si de
4. Detti
5. Si de



di
nte e lo
ta sul

Armature del pilastro 11 al primo ordine

Pilastro	Comb. 1		Comb. 2		Comb. 3		Comb. 4	
	N_{Sd}	M_{Sd}	N_{Sd}	M_{Sd}	N_{Sd}	M_{Sd}	N_{Sd}	M_{Sd}
11	2310	-243.6	2298	232.9	2477	-172.6	2468	161.0



Armatura sui lati:

$$A_s = A'_s = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$3\phi 14 = 4.6 \text{ cm}^2$$

Armatura minima

(su tutta la sezione):

$$A_{s,\min} = 0.5\% A_c = 14.0 \text{ cm}^2$$

$$> A_s + A'_s = 9.2 \text{ cm}^2$$



Porto di Acitrezza
Foto © [Francesco Raciti](#)



Etna in fiore
Foto © [Francesco Raciti](#)

Combinazioni per le verifiche

S.L.U. : soli carichi verticali

$$q_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_{1k} + \sum_{(i>1)} \gamma_q \Psi_{0i} Q_{ik}$$

- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} valore caratteristico dell'azione variabile di base per ciascuna combinazione
- Q_{ik} valore caratteristico delle altre azioni variabili
- Ψ_{0i} coefficienti di combinazione (≥ 0.7 secondo il D.M. 9 / 1 / 1996)

Coefficienti di combinazione (D.M. 9 / 1 / 1996 parte generale punto 6)

	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Carichi variabili per abitazioni	0.5	0.2
per uffici, negozi e scuole	0.6	0.3
per autorimesse	0.7	0.6
Carichi da vento e neve	0.2	0.0

Combinazioni per le verifiche

S.L.U. : carichi verticali + azione sismica

$$q_d = G_k + \gamma_1 E + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_{ik}$$

- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
- E valore dell'azione sismica allo S.L.U.
- Q_{ik} valore caratteristico delle altre azioni variabili
- Ψ_{2i} coefficienti di combinazione (tabella 3.4)

Combinazioni per le verifiche

S.L.D. : carichi verticali + azione sismica

$$q_d = G_k + \gamma_1 E + \sum_{(i>1)} \Psi_{0i} Q_{ik}$$

- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
- E valore dell'azione sismica per lo S.L.D.
- Q_{ik} valore caratteristico delle altre azioni variabili
- Ψ_{0i} coefficienti di combinazione (tabella 3.4)

Tabella 3.4 - Coefficienti Ψ_{0i} , Ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	Ψ_{0i}	Ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,70	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,70	0,60
Tetti e coperture con neve	0,70	0,35
Magazzini, Archivi	1,00	0,80
Vento	0,00	0,00

Masse eccitate dal sisma

S.L.U. : carichi verticali + azione sismica

$$\text{Masse: } G_k + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_{ik} \phi$$

S.L.D. : carichi verticali + azione sismica

$$\text{Masse: } G_k + \sum_{(i>1)} \Psi_{0i} Q_{ik} \phi$$

Tabella 3.5 - Coefficienti ϕ per edifici

Carichi ai piani		ϕ
Carichi indipendenti	Ultimo piano	1,0
	Altri piani	0,5
Archivi Carichi correlati ad alcuni piani	Ultimo piano	1,0
	Piani con carichi correlati	0,8
	Altri piani	0,5