



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PADOVA

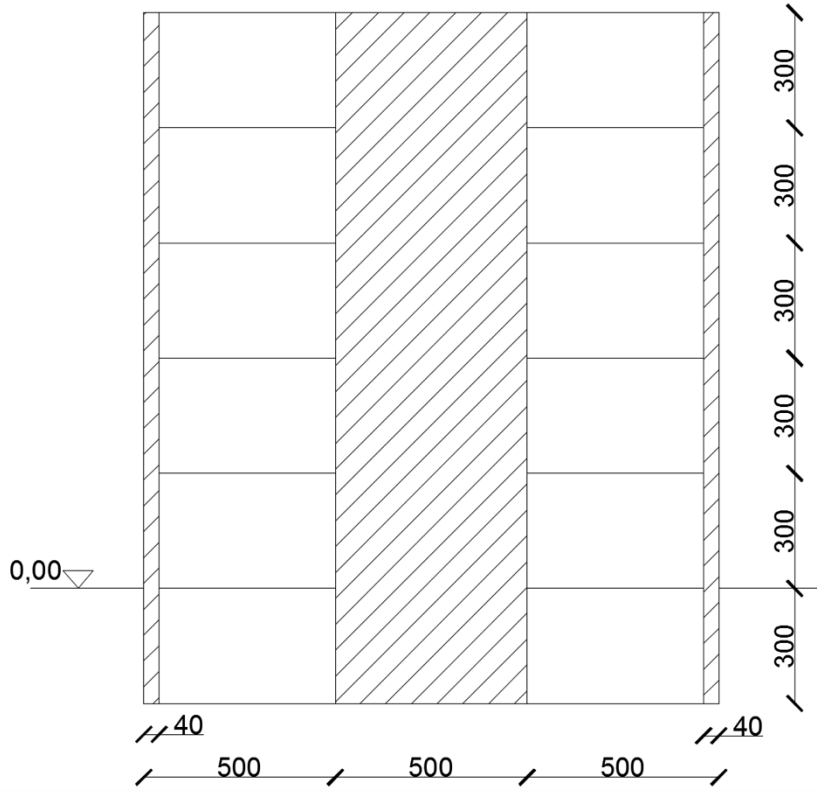
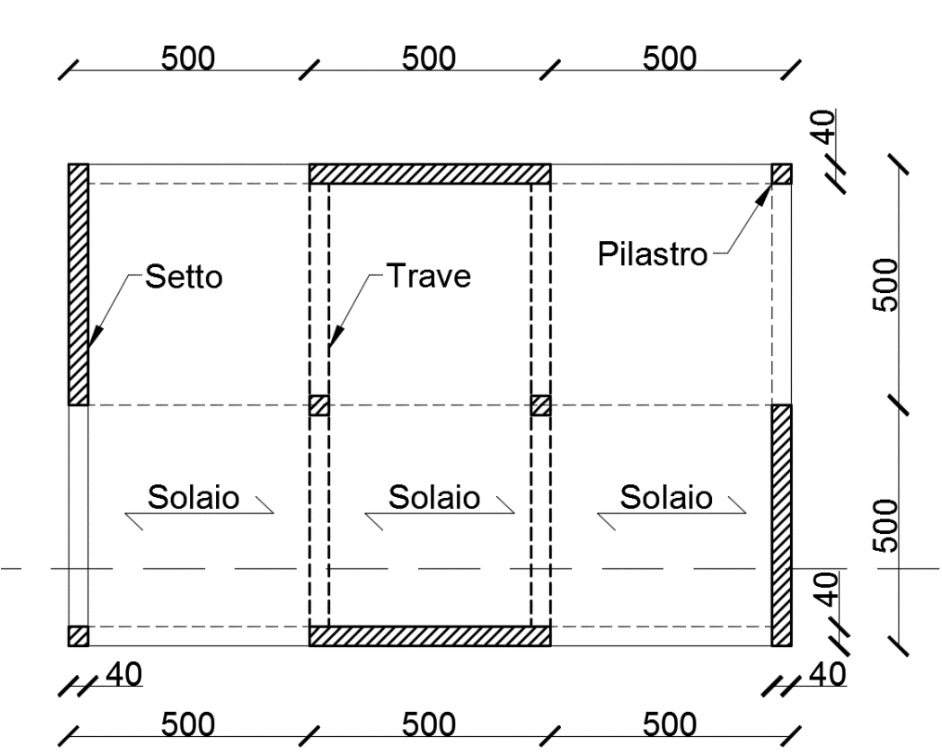
---

## PROGETTO DI UN EDIFICIO IN C.A.

---



# CARATTERISTICHE EDIFICIO





- CALCESTRUZZO (DM18 p.to 4.1 e DM18 p.to 11.2.10): classe di resistenza **C28/35**:
  - Resistenza cubica a compressione  $R_{ck}$  35 MPa
  - Resistenza cilindrica a compressione  $f_{ck}$  28 MPa
  - Resistenza media a compressione  $f_{cm}$  36 MPa (DM18 p.to 11.2.10)
  - Modulo elastico tangente  $E_{cm}$  32.3 GPa
  - Resistenza media a trazione  $f_{ctm}$  2.77 MPa

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / 1.50 = 15.9$  MPa

$\alpha_{cc} = 0.85$  è il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo per carichi di lunga durata.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a trazione va ridotta a  $0,80f_{cd} = 12,7$  MPa

Per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore a C50/60 si può assumere:

$$\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$$

$$\varepsilon_{c3} = 1.75\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{c4} = 0.7\text{‰}$$

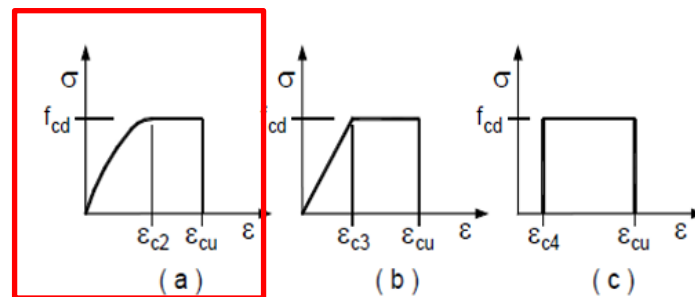


Figura 4: Leggi costitutive calcestruzzo (DM18 – 4.1.2.1.2.2)

- ACCIAIO PER C.A. (DM18 p.to 11.3.2): barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo **B 450 C**:
  - tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}$  450 MPa
  - tensione caratteristica di rottura  $f_u$  540 MPa
- ACCIAIO PER C.A.

Resistenza di calcolo per SLU:  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391$  MPa

$E_s = 210,000$  MPa secondo DM18-11.3.4.1 (NB: L'Eurocodice propone invece 200,000 MPa)

$$\varepsilon_s = f_{yd} / E_s = 1.96\%$$

$$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k \geq 7.5\% = 75\text{‰} \text{ (DM18 tab 11.3. lb)}$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} = 67.5\text{‰}$$

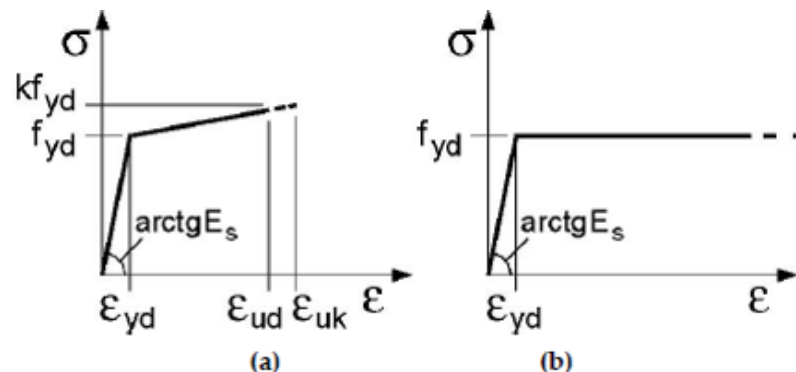


Figura 3: Leggi costitutive acciaio (DM18 – 4.1.2.1.2.2)

### 3.1 Ambiente

Le condizioni ambientali sono valutate secondo quanto riportato in DM18 – 4.1.2.2.4.2, in UNI EN 206-1 e in UNI 11104:2004, al fine della determinazione del tipo di calcestruzzo da utilizzare e dello spessore del copriferro necessario nei vari elementi.

Con riferimento al prospetto 1 della UNI 11104:2004, consideriamo le strutture poste all'interno di edifici in ambiente con umidità relativa bassa; classe di esposizione ambientale secondo DM18 tab. 4.1.III (prospetto 4.1 EC2): XC1.

Per le fondazioni si dovrà prescrivere un calcestruzzo di classe di esposizione ambientale: XC2

Se alcuni elementi di calcestruzzo risultano all'esterno, anche se riparati dalla pioggia, si dovrà prescrivere una classe di esposizione ambientale: XC3.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 5: Descrizione delle condizioni ambientali (DM18 tab. 4.1.III)



## COPRIFERRO MINIMO

Secondo le indicazioni della circolare 2019 (Tabella C4.1.IV), il copriferro minimo risulta essere di 20 mm per elementi a piastra e di 25 mm per gli altri elementi. A tali valori va aggiunto il valore di tolleranza di posa pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Figura 6: Copriferri minimi in mm (Circolare 2019)



## NEVE

Le azioni derivanti dalla neve vanno valutate secondo le indicazioni riportate in DM18 p.to 3.4

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_f$$

dove:

$q_{sk}$  = valore caratteristico del carico di neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni

$\mu_i$  = coefficiente di forma, per copertura piana = 0,8;



Il carico di neve al suolo è funzione della zona in cui è sito l'ufficio e della sua altezza sul mare. Si ipotizzi che l'edificio sia situato in provincia di Belluno (Zona I – Alpina), con  $a_s=300\text{m}$ .

Il valore caratteristico del carico di neve al suolo diventa dunque:

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2] = 1,79 \text{ kN/m}^2$$

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 10: Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

Assumiamo dunque  $C_E = 1,0$

Topografia: Normale. Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato

$$C_t = 1,0$$

Il carico provocato dalla neve sulle coperture diventa pari a:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1,79 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,432 \text{ kN/m}^2$$





## SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00



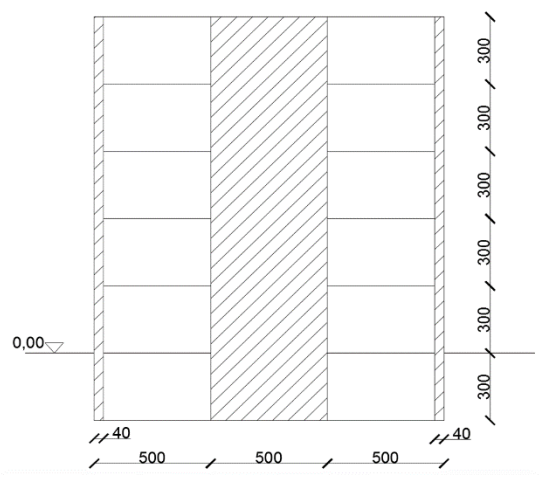
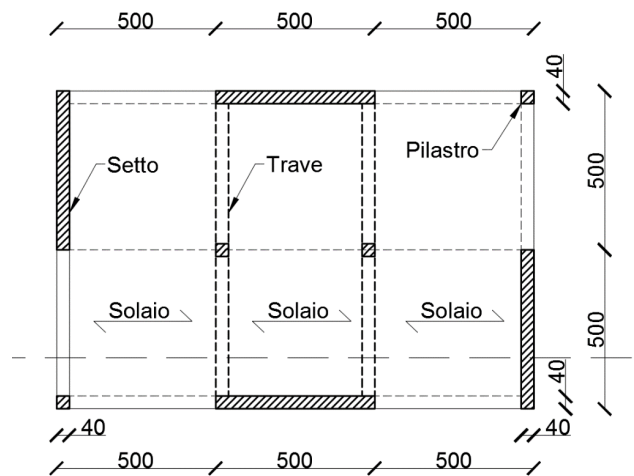
# ANALISI DEI CARICHI

## Carichi Verticali

Si definiscono i seguenti carichi verticali agenti sulla **COPERTURA:**

- Carichi Permanenti

$G_1$	}	Peso Proprio ( $G_1$ ): solaio in latero-cemento sp. 20+4	3,50 $kN/m^2$
		Intonaco*	0,30 $kN/m^2$
$G_2$	}	Lastricato*	0,50 $kN/m^2$
		Sottofondo*	0,50 $kN/m^2$
		Impermeabilizzazione*	0,30 $kN/m^2$
		<b>Permanenti (<math>G'_k</math>)</b>	<b>5,10 <math>kN/m^2</math></b>
		di cui: pesi propri strutturali $G_1$	3,50 $kN/m^2$
		e pesi propri non strutturali $G_2$	1,60 $kN/m^2$
		<b>Carichi Accidentali</b>	
		<b>Accidentali (neve) (<math>Q'_k</math>)</b>	<b>1,432 <math>kN/m^2</math></b>
		<b>TOTALE</b>	<b>6,532 <math>kN/m^2</math></b>





# ANALISI DEI CARICHI

Si definiscono i seguenti carichi verticali agenti sui **PIANI INTERMEDI:**

- Carichi Permanenti

$G_1$	{	Peso Proprio ( $G_1$ ): solaio in latero-cemento sp. 20+4	$3,50 \text{ kN/m}^2$
		Intonaco*	$0,30 \text{ kN/m}^2$
$G_2$	{	Pavimentazione*	$0,50 \text{ kN/m}^2$
		Sottofondo*	$0,50 \text{ kN/m}^2$
		Incidenza tramezzi: 1,20 · 10 cm **	$1,50 \text{ kN/m}^2$

**Permanenti ( $G'_k$ )**  $6,30 \text{ kN/m}^2$

di cui: pesi propri strutturali  $G_1$   $3,50 \text{ kN/m}^2$

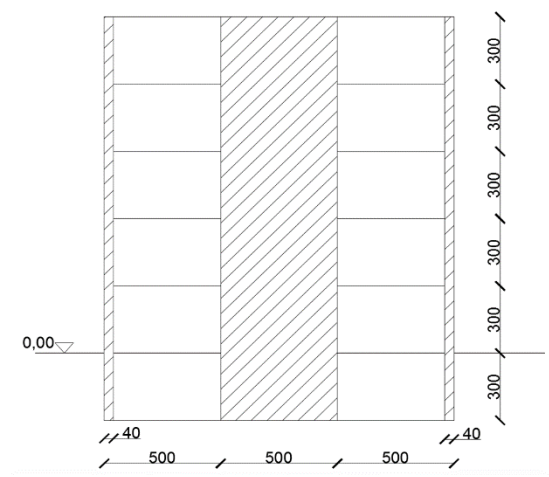
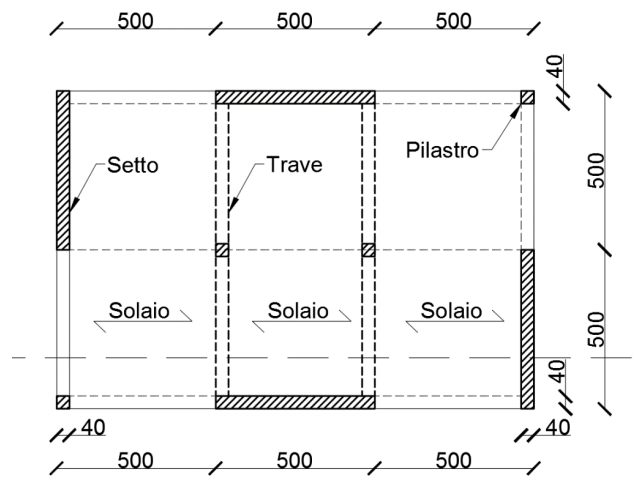
e pesi propri non strutturali  $G_2$   $2,80 \text{ kN/m}^2$

- Carichi Accidentali

**Accidentali – categoria edificio A/B \*\*\* ( $Q''_k$ )**  $2,00 \text{ kN/m}^2$

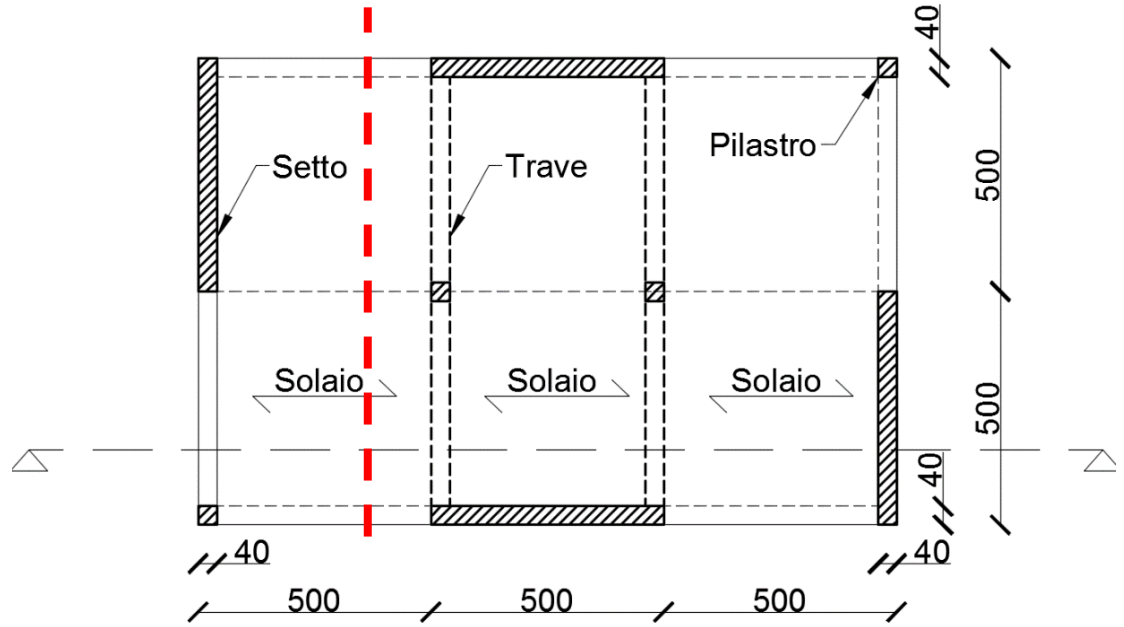
**TOTALE**  $8,30 \text{ kN/m}^2$

\* Valori da prontuario  
 \*\* DM18 p.to 3.1.3.  
 \*\*\* DM18 Tab 3 1 II



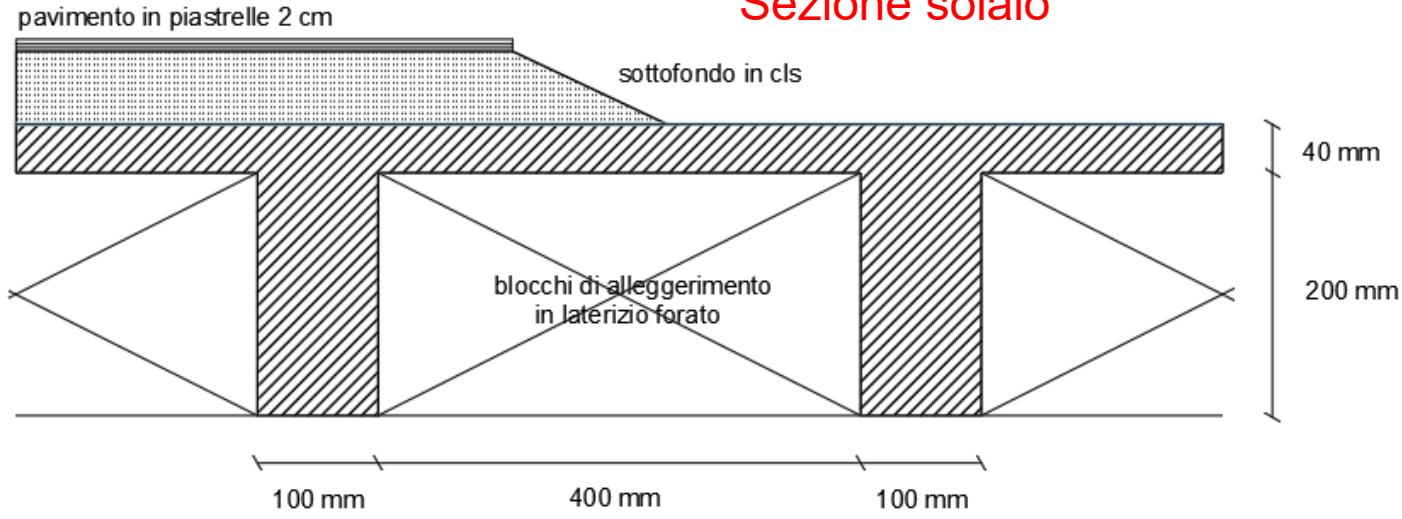


# SOLAIO

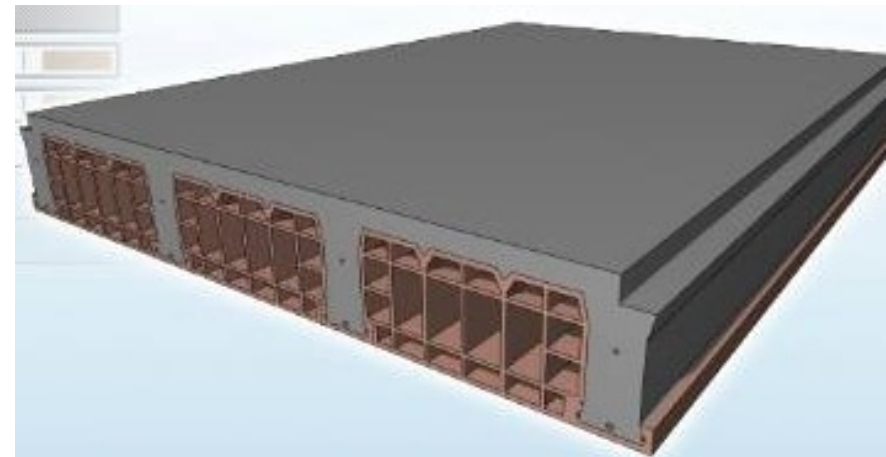
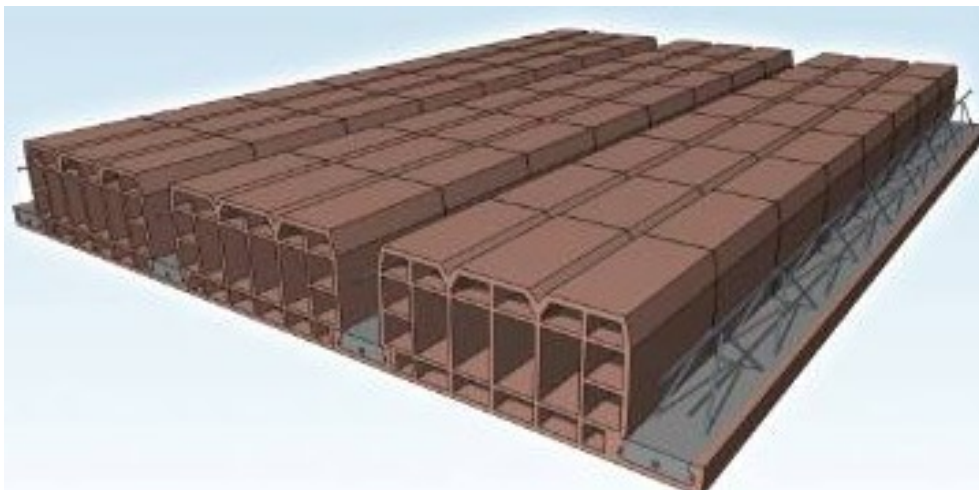
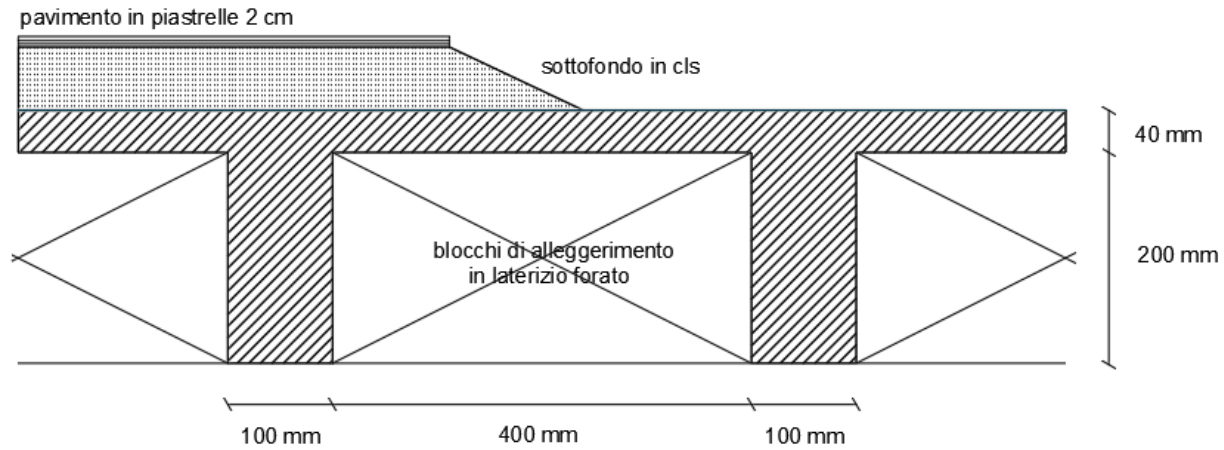


$$H_{solaio} > 1/25L = 20\text{cm}$$

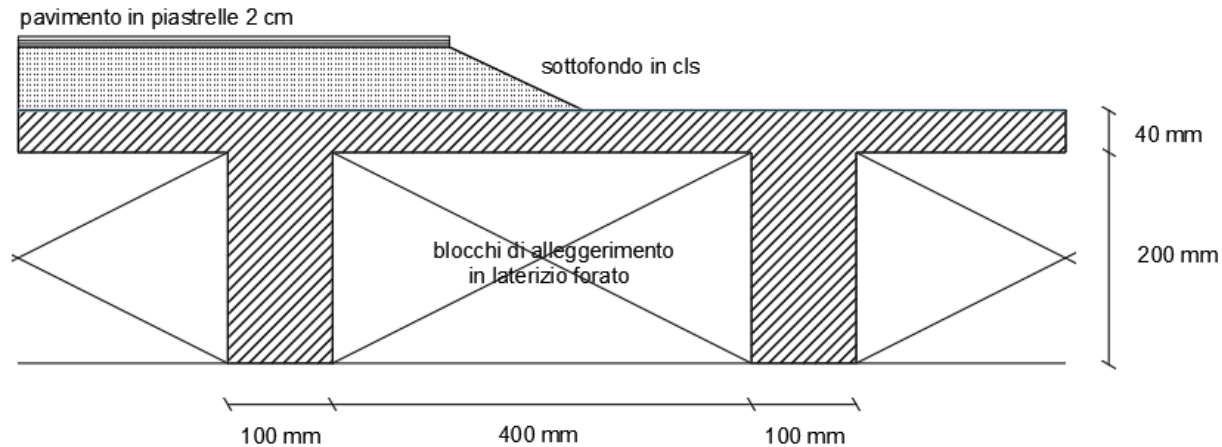
## Sezione solaio



## Sezione solaio



## Sezione solaio

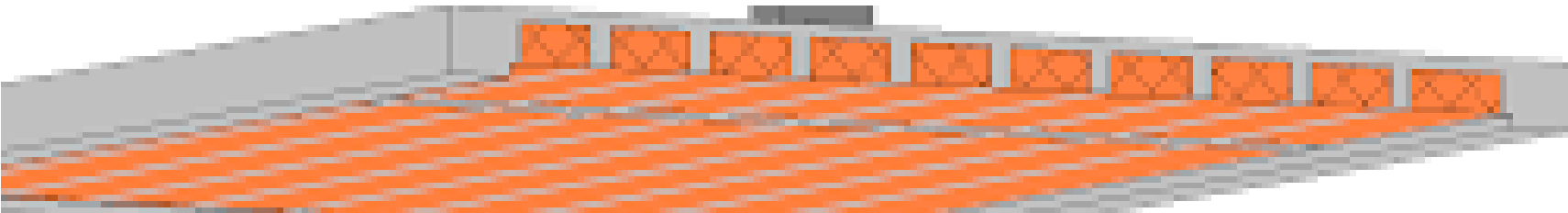


La larghezza minima delle nervature in calcestruzzo con nervature gettate o completate in opera non deve essere minore di  $1/8$  dell'interasse e comunque non inferiore a 8 cm. Per luci maggiori di 4,5 m è necessario prevedere una soletta con spessore  $s \geq 4$  cm. L'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta.

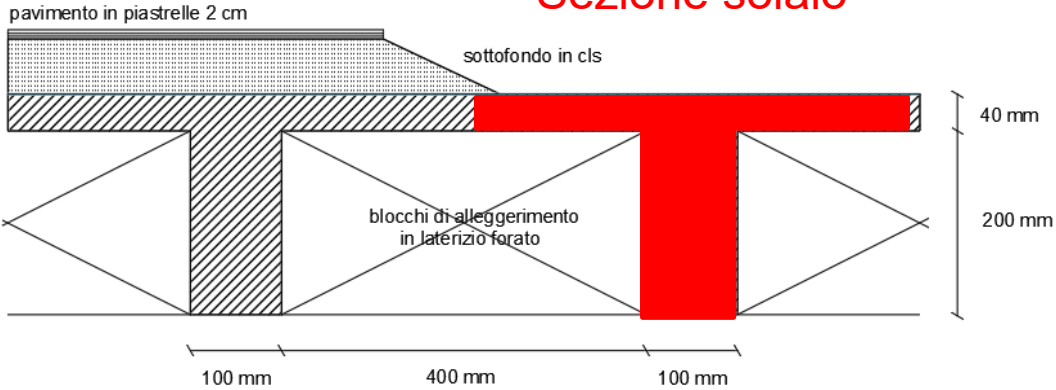
Armatura longitudinale min:  $A_s \geq 0,007 H_{\text{solaio}} \text{ (cm}^2\text{/m)}$



# SOLAIO

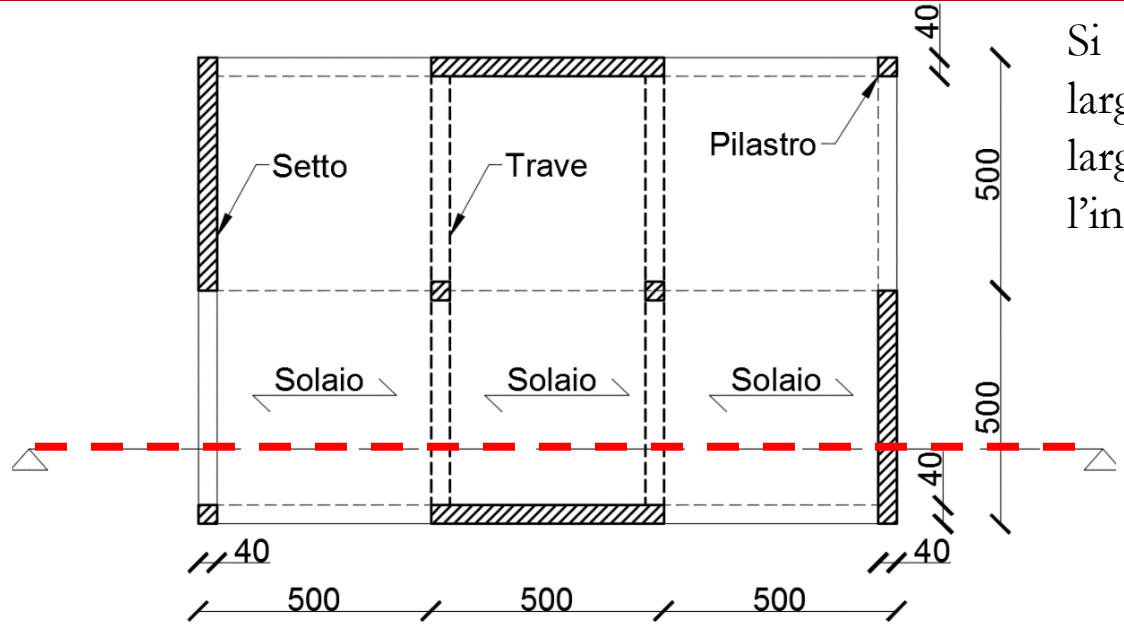


## Sezione solaio





# SOLAIO



Si definiscono ora incarichi per unità di larghezza. L'unità scelta è la striscia di larghezza relativa ad un travetto, cioè l'interasse  $i=0,5\text{m}$ .

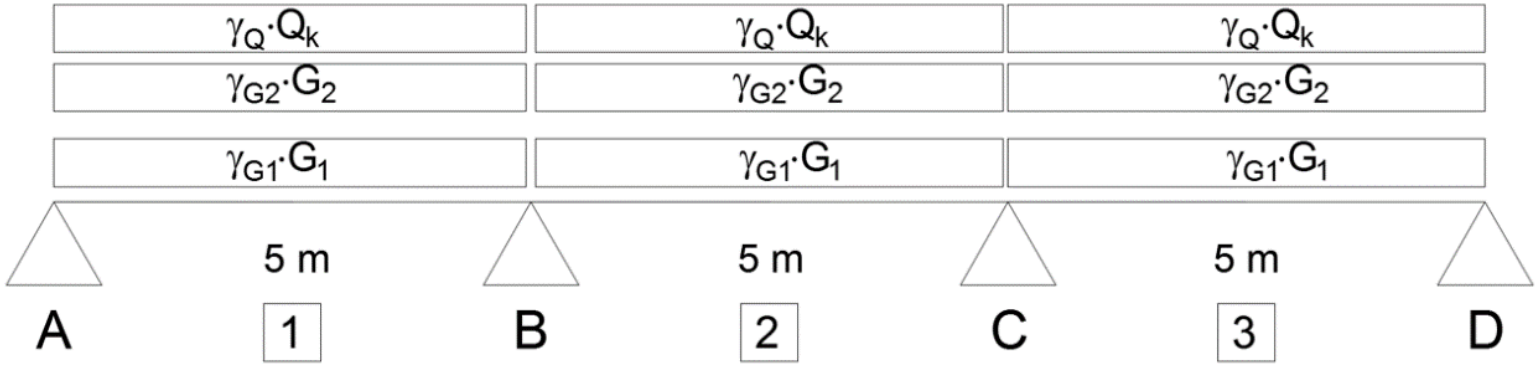
### Piano di Copertura:

- $G_1 = 1,75 \text{ kN/m};$
- $G_2 = 0,80 \text{ kN/m};$
- $Q_k = 0,715 \text{ kN/m};$

### Piani Intermedi:

- $G_1 = 1,75 \text{ kN/m};$
- $G_2 = 1,4 \text{ kN/m};$
- $Q_k = 1 \text{ kN/m};$

Schema statico solaio

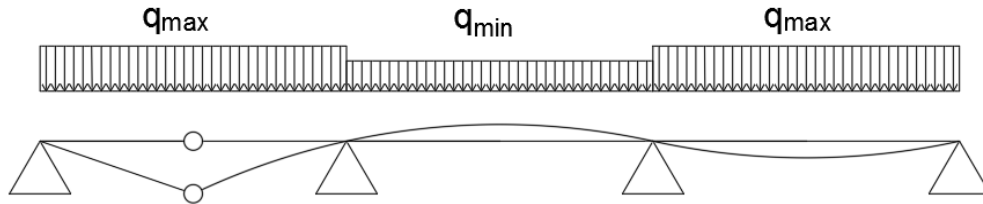




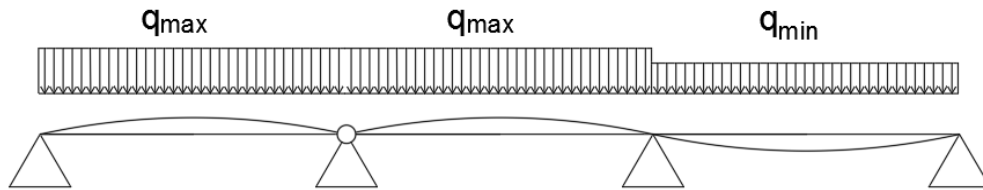


## VERIFICHE ALLO SLU

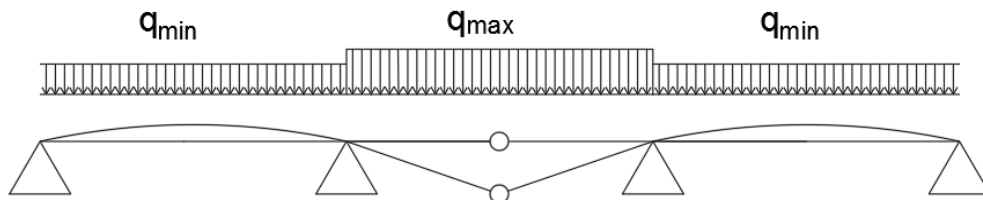
Combinazione I



Combinazione II



Combinazione III



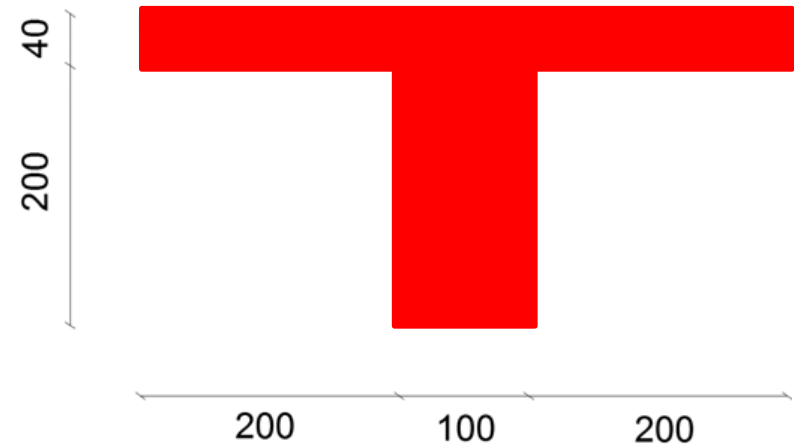
$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k) \longrightarrow q_{max}$

$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k \longrightarrow q_{min}$

## Combinazioni di carico

Comb.	Campata		
	1	2	3
I	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$
II	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$
III	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$

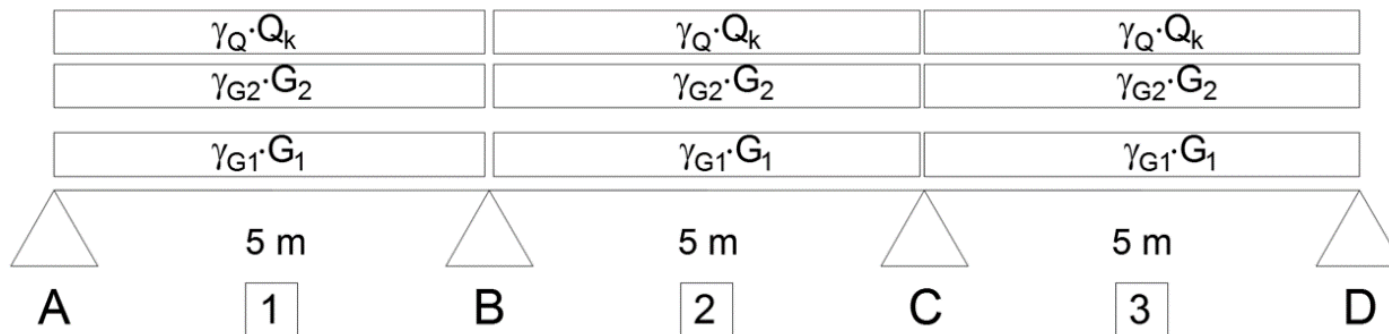
## Sezione solaio





VERIFICHE ALLO SLU

Campata			
Comb.	1	2	3
I	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$
II	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$
III	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$	$1,3G_1+1,5(G_2+Q_k)$	$1,0G_1+0,8G_2+0,0Q_k$



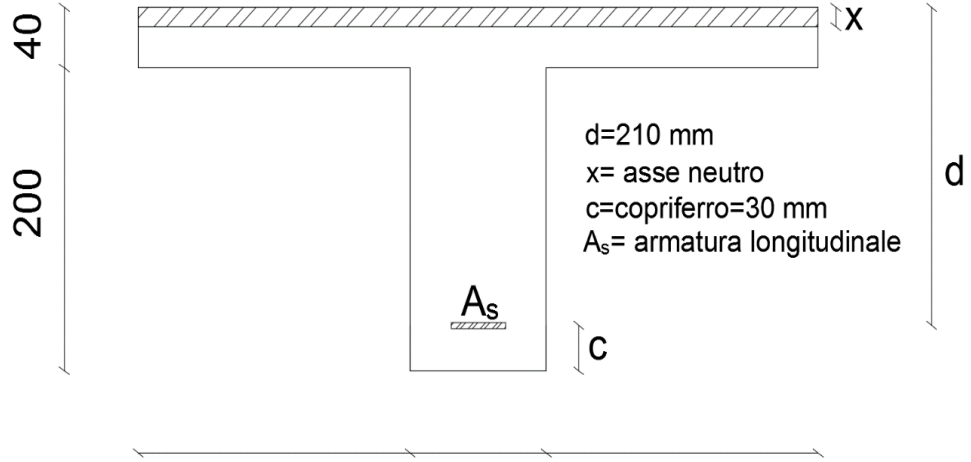
Parametri della sollecitazione

Comb	$R_A$ kN	$R_B$ kN	$R_C$ kN	$R_D$ kN	$M_1^+$ kNm	$M_B^-$ kNm	$M_2^+$ kNm	$M_C^-$ kNm	$M_3^+$ kNm	$T_{MAX}$ kN
I	12,5	24,1	24,1	12,5	13,3	-10,9	-2	-10,9	13,3	16,9
II	11,5	33,8	22,6	5,2	11,3	-16	5,7	-9,7	4,8	-17,9
III	5	24,1	24,1	5	4,3	-10,9	7,4	-10,9	4,3	14,7



# VERIFICHE ALLO SLU

## Massimo momento positivo



$$M_{Ed} = 13,3 \text{ kNm}$$

$$x_{lim} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{fyd}} \cdot d = \frac{3,5}{3,5 + 1,96} = 0,64 \cdot 210 = 134,4 \text{ mm}$$

$$z_{lim} = d - \beta_2 \cdot x_{lim} = 210 - 0,4 \cdot 134,4 = 156,24 \text{ mm}$$

$$F_c = f_{cl} \cdot \beta_1 \cdot x_{lim} \cdot b = 12,7 \cdot 0,8 \cdot 134,4 \cdot 500 = 682,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,lim} = F_c \cdot z_{lim} = 106,6 \text{ kNm}$$



## VERIFICHE ALLO SLU

### Massimo momento positivo

Previa verifica che il Momento agente sia inferiore del momento limite, procedo con la determinazione della posizione dell'asse neutro e della quantità di armatura necessaria.

$$x = \frac{d}{2\beta_2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2\beta_2}\right)^2 - \frac{M_{Ed}}{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot f_{cl} \cdot b}} = 12,78 \text{ mm}$$

$$z = d - \beta_2 x = 204,9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 166,02 \text{ mm}^2$$

L'armatura longitudinale scelta è pari a 2Ø12.



## VERIFICHE ALLO SLU

### Massimo momento positivo

#### In alternativa....

Nella logica di progettazione agli stati limite, supponendo che l'asse neutro cada all'interno della soletta e che quindi la verifica sia eseguita per una sezione rettangolare, l'armatura longitudinale tesa del solaio viene predimensionata sulla base della seguente relazione:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 d \cdot f_{yd}}$$

#### PREDIMENSIONAMENTO

Nell'ipotesi che il braccio della coppia interna sia pari a 0,9 volte l'altezza utile  $d$  della sezione, e considerando il momento agente  $M_{Ed}$  come il momento massimo in valore assoluto definito nell'analisi delle combinazioni di carico.

$$d = 210 \text{ mm} \quad M_{Ed} = 13,3 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 d \cdot f_{yd}} = \frac{13,3 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 210 \cdot 391} = 180 \text{ mm}^2$$

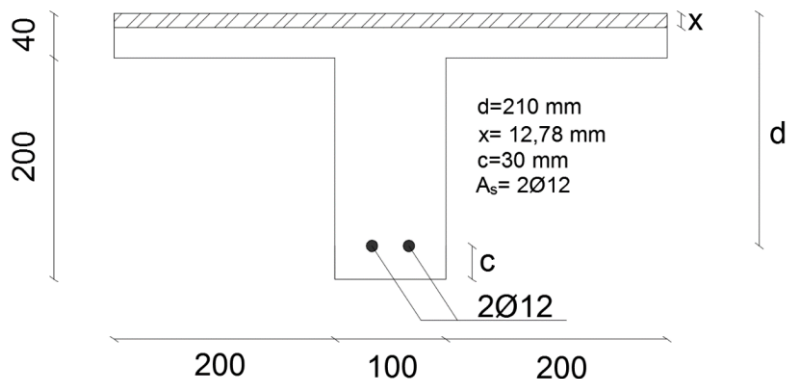
#### STESSI RISULTATI PRECEDENETEMENTE ILLUSTRATI

L'armatura longitudinale scelta è pari a  $2\emptyset 12$ .

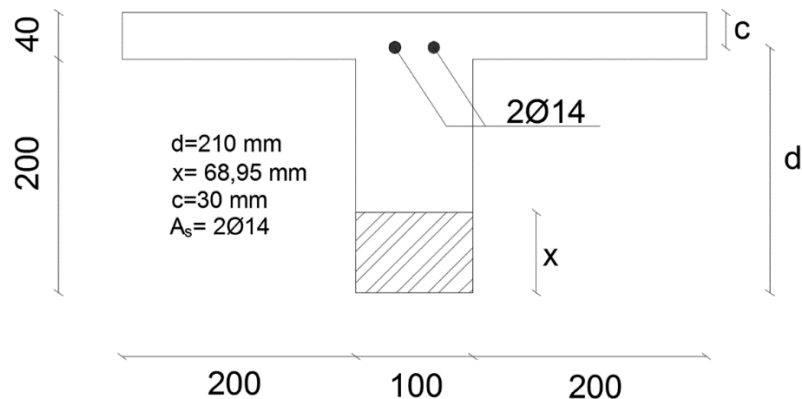


## VERIFICHE ALLO SLU

### Massimo momento positivo



### Massimo momento negativo



**Con lo stesso procedimento si può determinare l'armatura necessaria a resistere al Massimo momento negativo**



## VERIFICHE ALLO SLU

### 4.3 Verifica allo Stato Limite Ultimo di Taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (DM18 p.to 4.1.2.3.5.1).

$$V_{Edmax} = 17,9 \text{ kN} \text{ (Combinazione di carico II)}$$

Resistenza a taglio senza armatura:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d ; (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con  $b_w = 100 \text{ mm}$  e  $d = 210 \text{ mm}$

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{1/2} = 1,97 < 2,0 ; \quad v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,51$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{307,8}{100 \cdot 210} = 0,0147 < 0,02 ; \quad \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

Si ottiene dunque:

$$V_{Rd} = \max \{17,2 \text{ kN} ; 10,8 \text{ kN}\} = 17,2 \text{ kN}$$

## VERIFICHE ALLO SLU

Il taglio resistente risulta di poco inferiore al taglio sollecitante, è utile quindi ripetere la verifica a filo della larghezza della trave, soprattutto se questa è in spessore (il taglio sul bordo della trave risulta, per semplice proporzione pari a 16,8 kN), e se non ancora sufficiente si renderà necessario intervenire incrementando la sezione resistente in calcestruzzo in prossimità degli appoggi rimuovendo alcuni laterizi di alleggerimento in modo alternato.

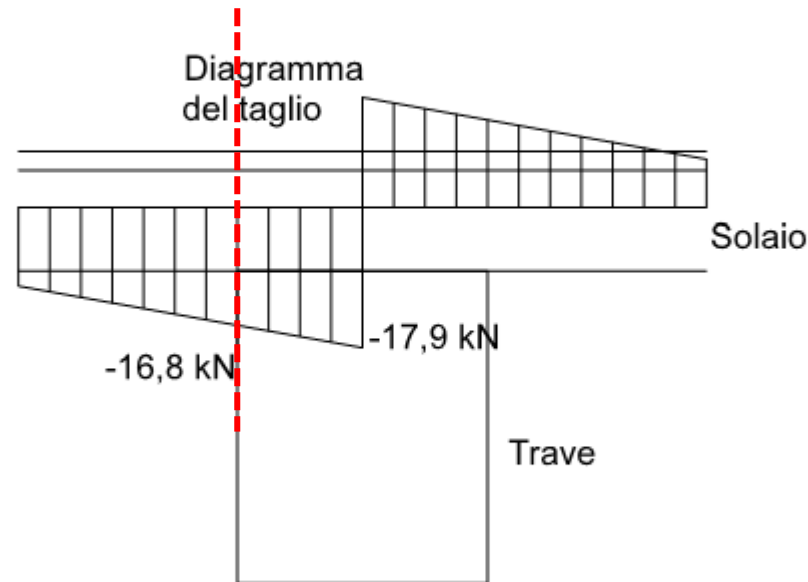


Figura 21: Valore del taglio a filo della trave[kN]

$$V_{Rd} = 17,2 \text{ kN} > V_{Ed} = 16,8 \text{ kN}$$





## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Dalla tabella 2.5.I del DM18 si ricavano i valori di  $\psi_{ij}$  in funzione della destinazione d'uso della struttura. Nel caso di ambienti ad uso residenziale si ricava:

$$\psi_{0j} = 0,7$$

$$\psi_{1j} = 0,5$$

$$\psi_{2j} = 0,3$$

I carichi per una striscia di larghezza pari ad un travetto (0,5 m) sono, come visto in precedenza:

Piano di Copertura:

$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m};$$

$$G_2 = 0,80 \text{ kN/m};$$

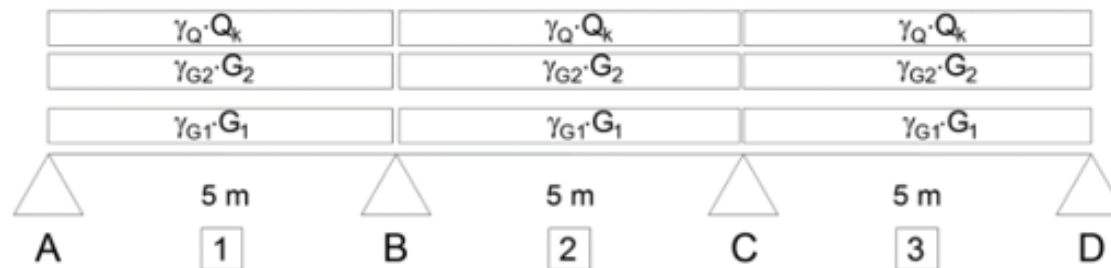
$$Q_k = 0,715 \text{ kN/m};$$

Piani Intermedi:

$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m};$$

$$G_2 = 1,4 \text{ kN/m};$$

$$Q_k = 1 \text{ kN/m};$$





## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1}$$

Piano di Copertura:

$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} = 3,265 \text{ kN/m}$$

Piani Intermedi:

$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} = 4,15 \text{ kN/m}$$



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1}$$

Piano di Copertura:

$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$G_1 + G_2 + 0,5 Q_{k1} = 2,907 \text{ kN/m}$$

Piani Intermedi:

$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$G_1 + G_2 + 0,5 Q_{k1} = 3,65 \text{ kN/m}$$



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

Piano di Copertura:

$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$G_1 + G_2 + 0,3 Q_{k1} = 2,764 \text{ kN/m}$$

Piani Intermedi:

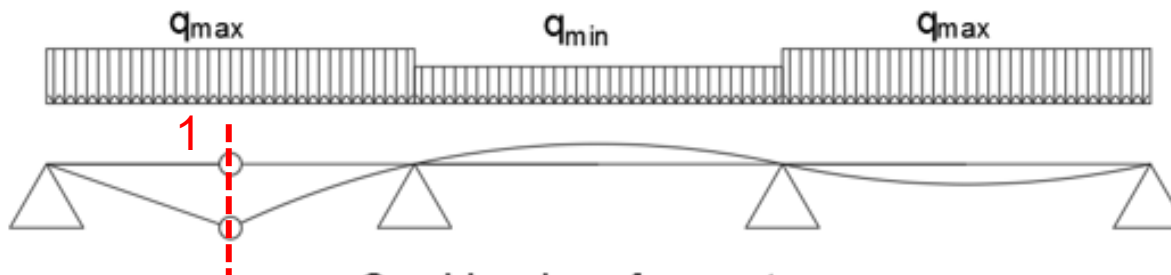
$$G_1 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$G_1 + G_2 + 0,3 Q_{k1} = 3,45 \text{ kN/m}$$

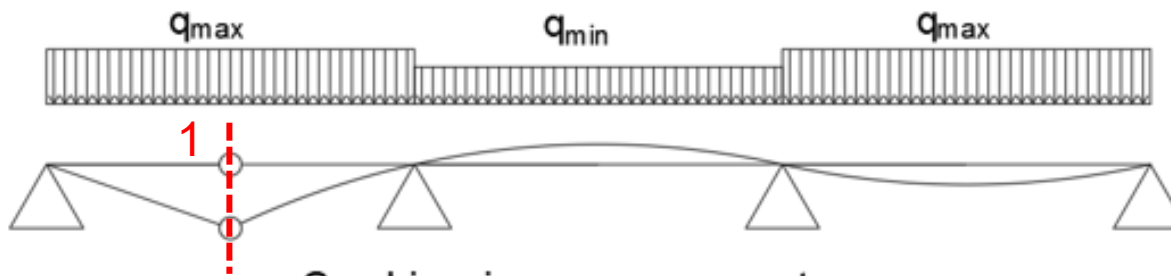


## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

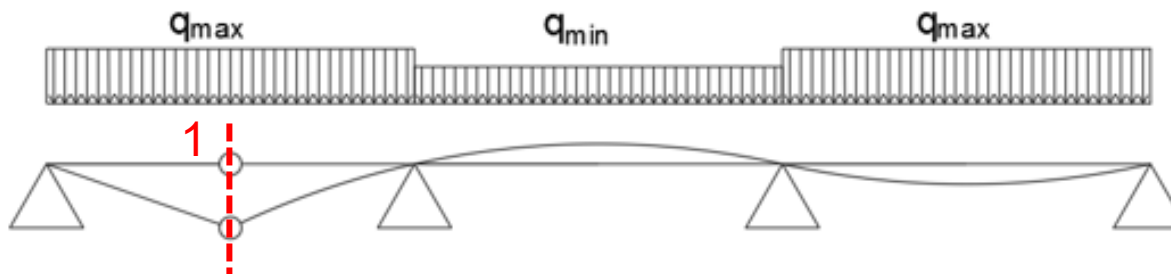
Combinazione caratteristica



Combinazione frequente



Combinazione q. permanente



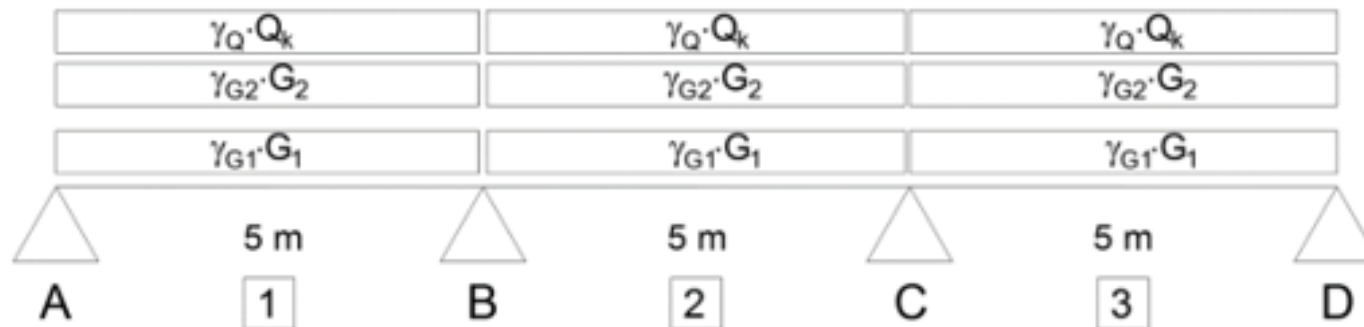
Max Momento in 1



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Il valore dei parametri della sollecitazione e le reazioni vincolari per le tre combinazioni individuate sono riportate nella tabella seguente.

Comb	$R_A$ kN	$R_B$ kN	$R_C$ kN	$R_D$ kN	$M_{1+}$ kNm	$M_{B-}$ kNm	$M_{2+}$ kNm	$M_{C-}$ kNm	$M_{3+}$ kNm	$T_{MAX}$ kN
caratteristica	8,9	16,2	16,2	8,9	9,5	-7,4	-1,9	-7,4	9,5	11,9
frequente	7,8	14,9	14,9	7,8	8,3	-6,8	-1,3	-6,8	8,3	10,5
quasi permanente	7,3	14,3	14,3	7,3	7,8	-6,5	-1	-6,5	7,8	9,9





## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara).

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara).





## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica delle tensioni di esercizio

Nell'ipotesi che l'asse neutro cada all'interno dello spessore della soletta di calcestruzzo della sezione a T possiamo utilizzare le formule valide per la sezione rettangolare.

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \left[ -1 + \sqrt{\left( 1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s} \right)} \right] = \frac{15 \cdot 226,2}{500} \left[ -1 + \sqrt{\left( 1 + \frac{2 \cdot 500 \cdot 210}{15 \cdot 226,2} \right)} \right] =$$
$$= 47,03 \text{ mm} \approx s = 40 \text{ mm}$$

Combinazione caratteristica:  $M = 9,5 \text{ kNm}$

Combinazione quasi permanente:  $M = 7,8 \text{ kNm}$

Si determina il valore della tensione nel calcestruzzo, rispettivamente per le due combinazioni di carico:

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = 4,16 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = 3,41 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica delle tensioni di esercizio

Verificando i limiti indicati al punto 4.1.2.2.5.1. del DM18 si ha ( $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$ ):

$$\sigma_c = 4,16 \text{ MPa} < 0,60f_{ck} = 16,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 3,4 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 12,6 \text{ MPa}$$

Analogamente si calcola il valore della tensione nell'acciaio:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = 216,12 \text{ MPa}$$

Verificando i limiti indicati al punto 4.1.2.2.5.1. del DM18 si ha ( $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ ):

$$\sigma_s = 216,12 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica di deformabilità

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda = l/h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \left[ 11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff.}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc.}} \right]$$

dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica a compressione del cls in MPa,  $\rho$  e  $\rho'$  sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente,  $A_{s,eff}$  ed  $A_{s,calc}$  sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione,  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e  $K$  è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale (nel caso in esame  $K = 1,3$  per campate terminali di travi continue o piastre monodirezionali e bidirezionali continue su lato maggiore, secondo la Tabella C4.1.I della "Circolare").



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica di deformabilità

La verifica viene condotta per la sezione sollecitata con massimo momento positivo, e si conduce dunque:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{226,2}{210 \cdot 100} = 0,01077$$

$$\rho' = 0$$

$$\lambda \leq 1,3 \left[ 11 + \frac{0,0015 \cdot 28}{0,01077} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot 226,2}{450 \cdot 166,02} \right] = 29,29$$

$$\lambda = l/h = \frac{500 \text{ cm}}{24 \text{ cm}} = 20,8 < 29,29$$



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica di fessurazione

Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare i valori nominali  $w_1 = 0,2$  mm;  $w_2 = 0,3$  mm;  $w_3 = 0,4$  mm stabiliti in relazione alla condizione ambientale, combinazione delle azioni e tipologia di acciaio. La verifica di fessurazione può essere effettuata in via indiretta verificando la dimensione massima e la spaziatura massima tra le barre come indicato nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III delle "Istruzioni".

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica di fessurazione

Per le combinazioni frequente e quasi permanente a cui effettuare la verifica a fessurazione le tensioni risultano:

Combinazione frequente ( $M_{Ed} = 8,3 \text{ kNm}$ ):

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = 188,8 \text{ MPa}$$

Combinazione quasi permanente ( $M_{Ed} = 7,8 \text{ kNm}$ ):

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = 177,4 \text{ MPa}$$

Per condizioni ambientali ordinarie con classe di esposizione ambientale XC1, l'ampiezza di fessura ammessa (Tab. 4.1.IV delle NTC18) è:

- $\leq w_3$  (combinazione frequente)
- $\leq w_2$  (combinazione quasi permanente)



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Si ricavano quindi i seguenti limiti:

Combinazione frequente:

Diametro barre:  $\leq 32$  mm

Combinazione quasi permanente:

Diametro barre:  $\leq 25$  mm



## Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### Verifica di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Si ricavano quindi i seguenti limiti:

Combinazione frequente:

Spaziatura massima barre:  $\leq 300$  mm

Combinazione quasi permanente:

Spaziatura massima barre:  $\leq 250$  mm





# TRAVE



Schema statico trave intermedia

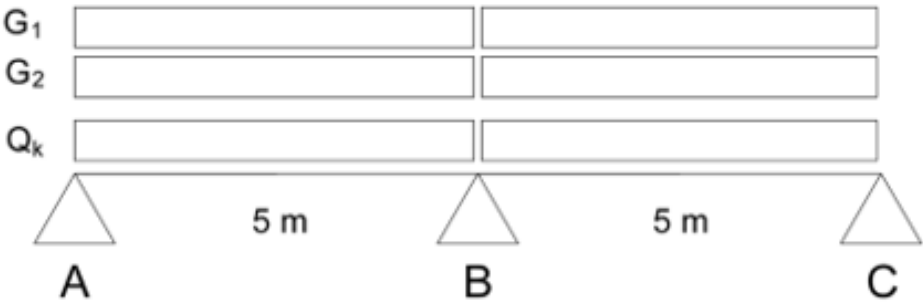
In questo caso si hanno interassi regolari di 5 m, quindi i carichi distribuiti su area vanno moltiplicati per  $2,5 + 2,5 = 5$  m.

Si considera inoltre un peso di volume per il c.a. di  $2500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$  ed una dimensione in sezione delle travi di 40 x 50 cm. Si ottiene:

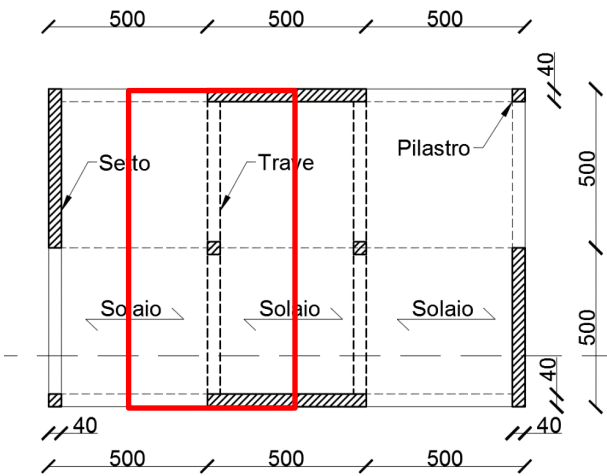
$$G_1 = 0,4 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 + 3,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 22,5 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = 2,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 14 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}$$

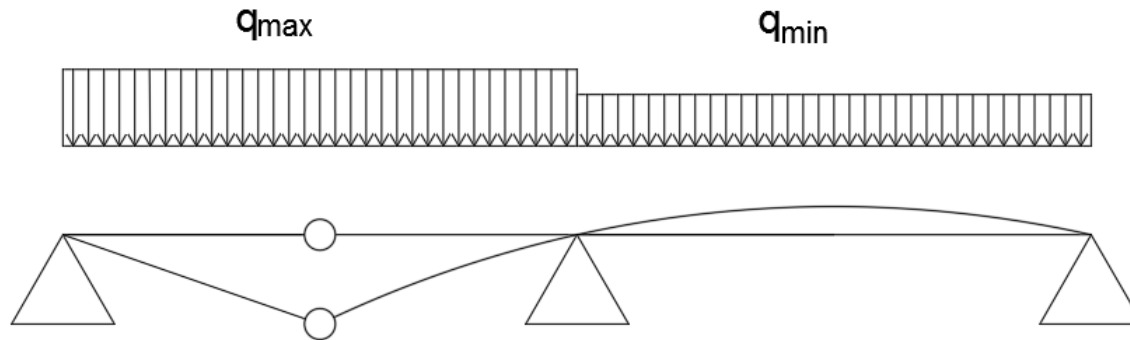


Distribuzione dei carichi su trave di piano intermedio



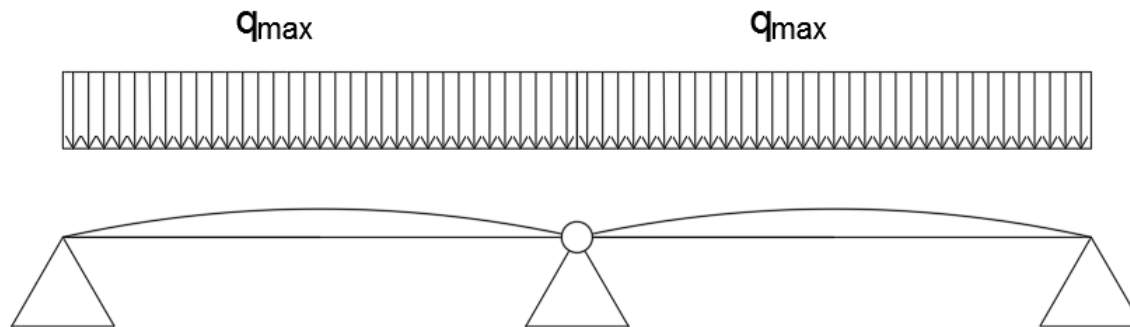


## Combinazione I



Campata		
Comb.	1	2
I	$1,3G_1 + 1,5(G_2 + Q_k)$	$1,0G_1 + 0,8G_2 + 0,0Q_k$
II	$1,3G_1 + 1,5(G_2 + Q_k)$	$1,3G_1 + 1,5(G_2 + Q_k)$

## Combinazione II

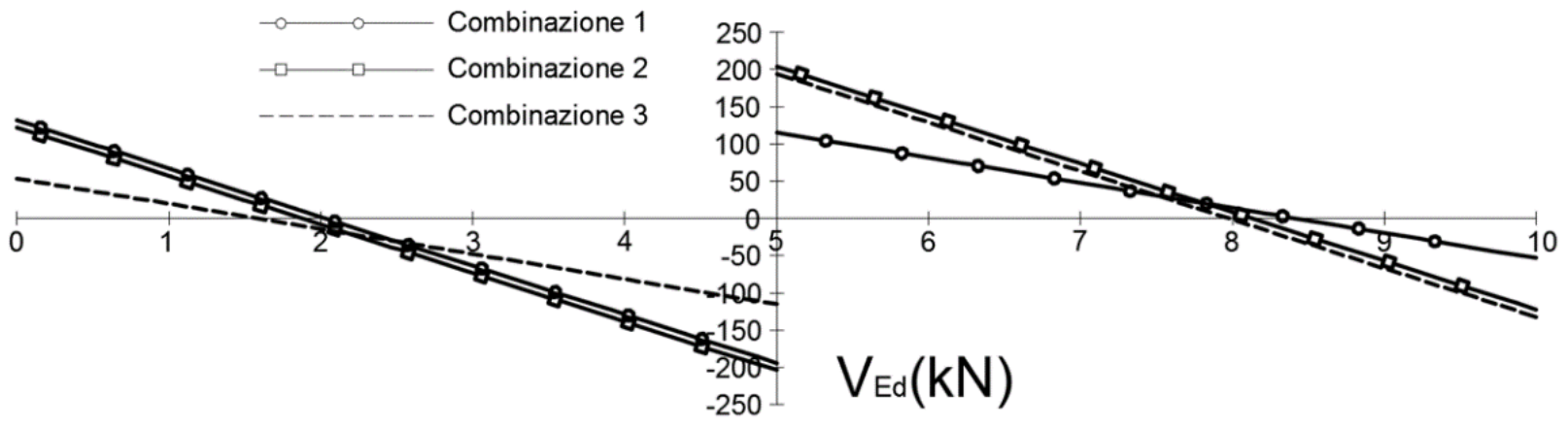
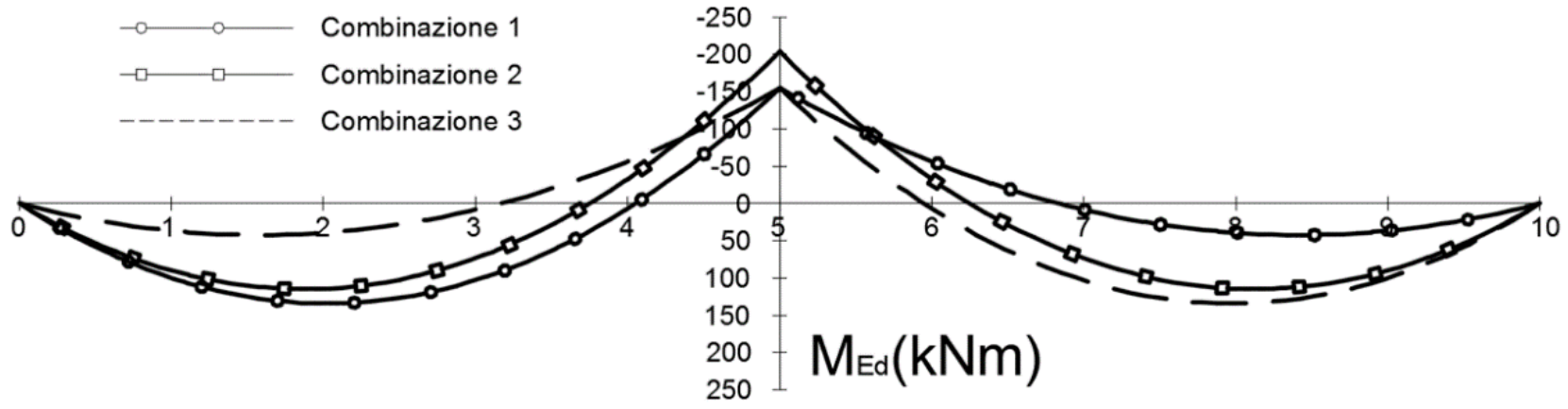


$$q_{max} = 1,3 G_1 + 1,5 (G_2 + Q_k) = 65,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{min} = 1,0 G_1 + 0,8 G_2 + 0,0 Q_k = 33,7 \text{ kN/m}$$



# TRAVE





## 5.2 Verifica allo Stato Limite Ultimo di Flessione

### 5.2.1 Massimo momento positivo

Sezione rettangolare con larghezza pari a quella del pilastro (40 cm) ed altezza 50 cm, con altezza utile  $d = 470$  mm. Il copriferro è dunque pari a 30 mm.

$$M_{Ed} = 133,9 \text{ kNm}$$

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{fyd}} \cdot d = \frac{3,5}{3,5 + 1,96} = 0,64 \cdot 470 = 300,8 \text{ mm}$$

$$z_{lim} = d - \beta_2 \cdot x_{lim} = 470 - 0,4 \cdot 300,8 = 349,68 \text{ mm}$$

$$F_c = f_{cd} \cdot \beta_1 \cdot x_{lim} \cdot b = 15,9 \cdot 0,8 \cdot 300,8 \cdot 400 = 1530,47 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,lim} = F_c \cdot z_{lim} = 535,17 \text{ kNm}$$

Previa verifica che il Momento agente sia inferiore del momento limite, procedo con la determinazione della posizione dell'asse neutro e della quantità di armatura necessaria.

$$x = \frac{d}{2\beta_2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2\beta_2}\right)^2 - \frac{M_{Ed}}{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 61,75 \text{ mm}$$

$$z = d - \beta_2 x = 445,3 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 769,04 \text{ mm}^2$$

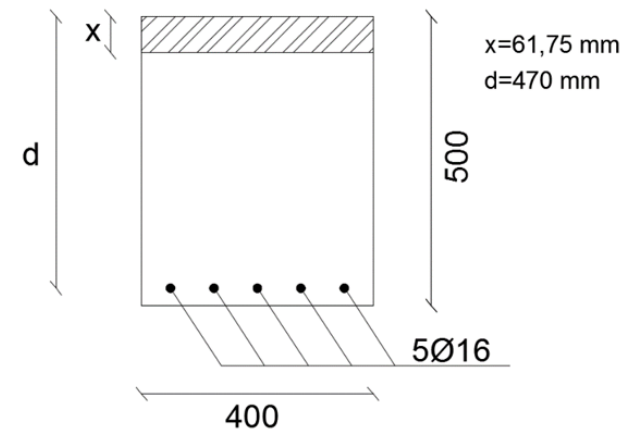
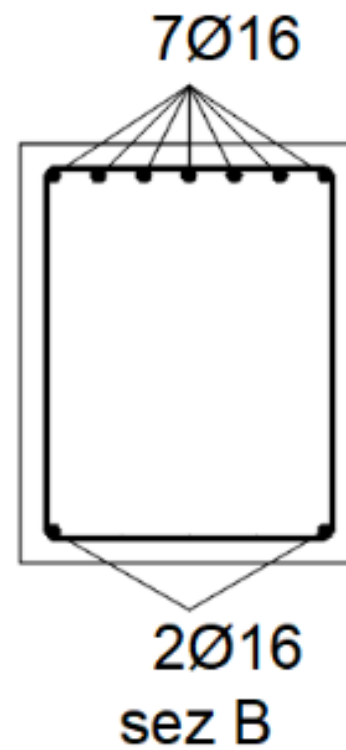
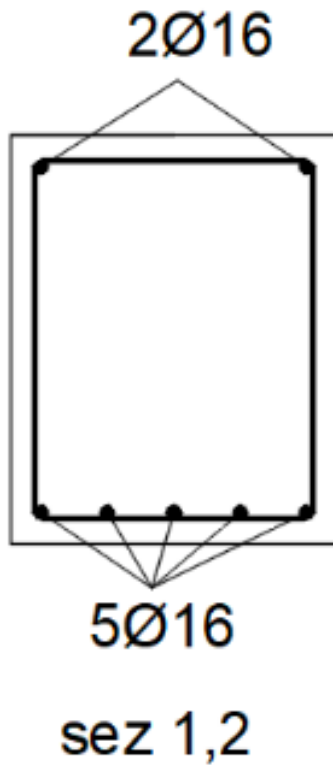


Figura 36: Disposizione armature a flessione.

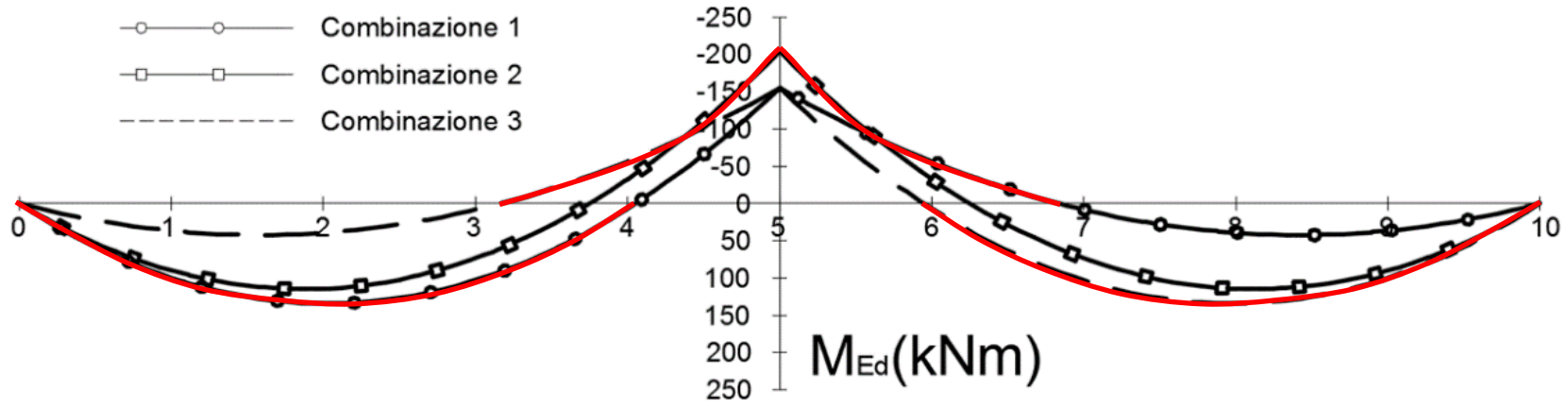
L'armatura longitudinale scelta è pari a  $5\text{Ø}16 = 1005,31 \text{ mm}^2$ . La sezione è quindi implicitamente verificata. Ad ulteriore verifica si calcola comunque il momento resistente e lo si confronta con quello agente. Essendo il braccio della coppia interna pari a  $z = 445,3 \text{ mm}$ , dall'equazione di equilibrio alla rotazione con centro nella risultante delle compressioni ricaviamo il momento resistente:

$$M_{Rd,lim} = A_s \cdot z \cdot f_{yd} = 175,04 \text{ kNm} > M_{Ed} = 133,9 \text{ kNm}$$





TRAVE

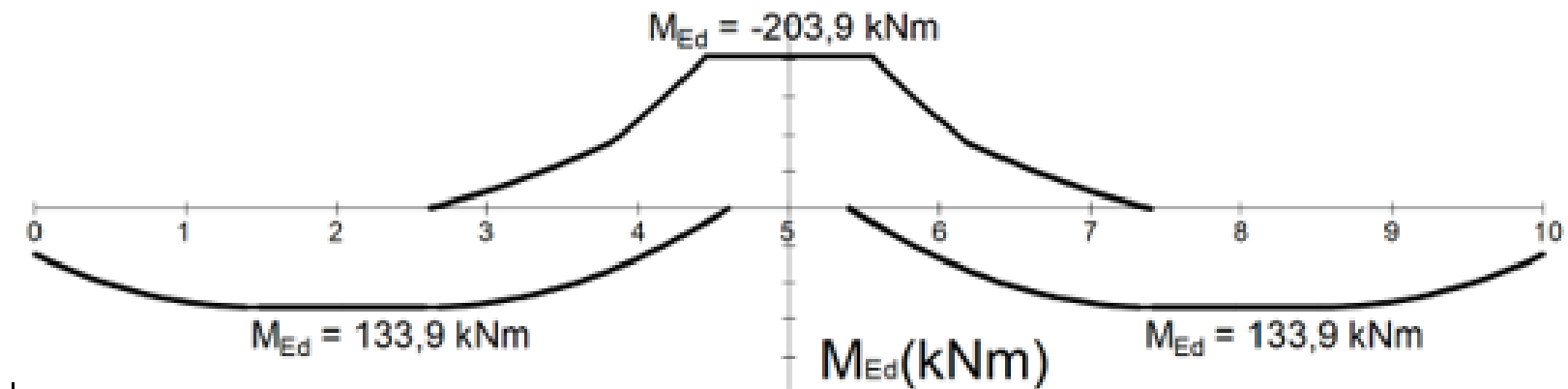


INVILUPPO DEL DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE



Conformemente alle prescrizioni della NTC18 p.to 4.1.2.3.5.2, il tracciato delle armature deve essere determinato in maniera tale da garantire in ogni sezione la resistenza alla trazione flettente sollecitante, quale determinabile attraverso una traslazione del diagramma involuppo del momento flettente, nella direzione più sfavorevole, pari a:

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta)/2$$



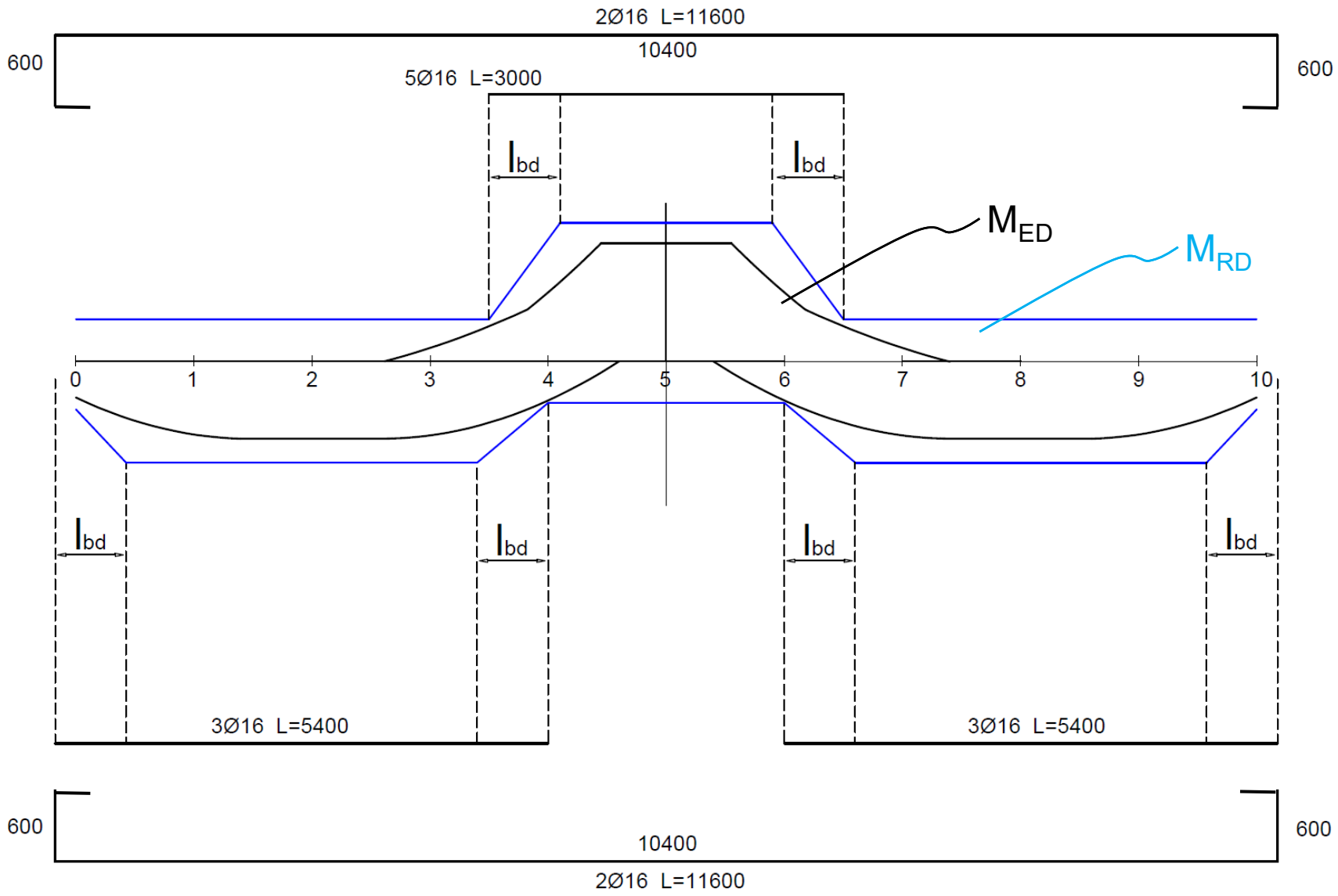
*Diagramma del Momento flettente a traslazione eseguita*

**TRASLAZIONE DEL DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE**





# TRAVE





Secondo quanto riportato nel DM18 p.to 4.1.6.1.4 le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minor sollecitazione. La continuità per sovrapposizione deve essere calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra e in ogni caso la sovrapposizione non deve essere minore di 20 volte il diametro. L'EC2005 (p.to 8.4.2), indica come lunghezza di ancoraggio di base (con tensione di aderenza uniforme), la seguente:

$$l_{bd} = \frac{\emptyset \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$\sigma_{sd}$  = tensione di progetto nel punto in cui si misura l'ancoraggio (si assume pari a  $f_{yd}$  per garantire l'ancoraggio allo snervamento della barra).

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

con  $\eta_1 = 1,0$  per buona aderenza e  $0,7$  per cattiva aderenza.

# TRAVE

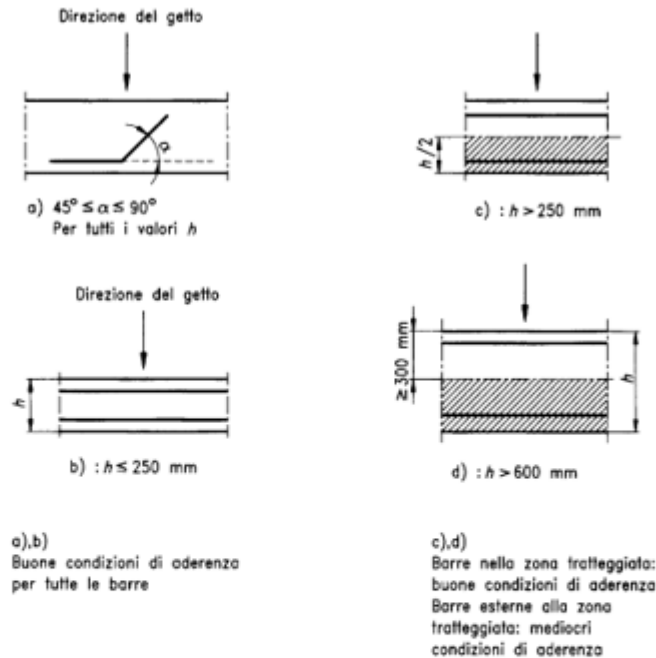


Figura 40: Condizioni di aderenza

con  $\eta_2 = 1,0$  per barre di diametro minore o uguale a  $32 \text{ mm}$ ;

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \text{resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo};$$



$\alpha_{ct}$  = fattore che tiene conto degli effetti di lungo termine e può essere assunto pari a 1,0;

$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$  = resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo.

Per  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   $\rightarrow f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$  (prospetto 3.1. EC2)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

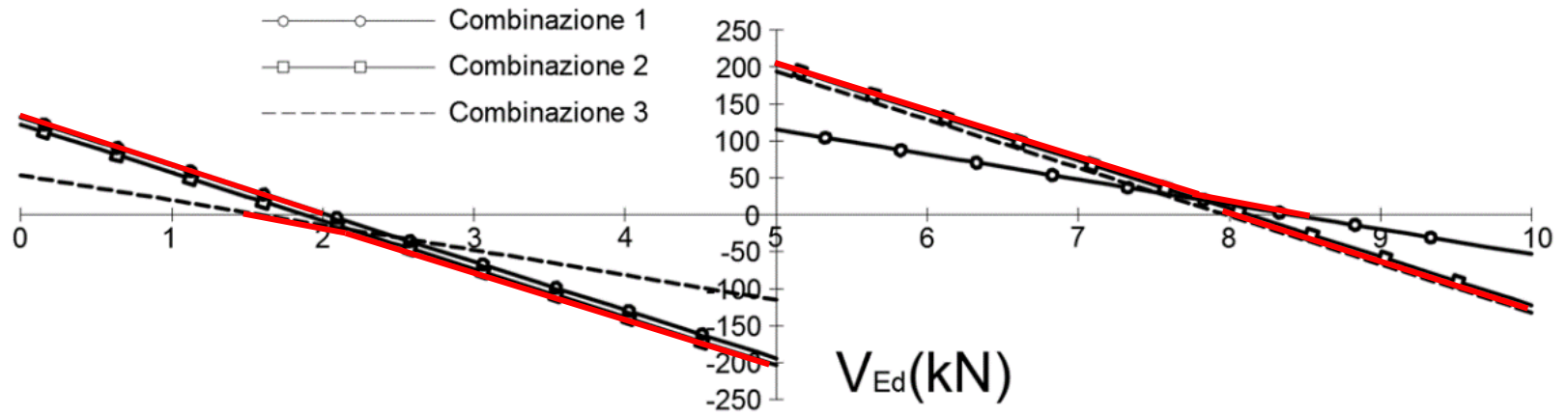
$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 2,7 \text{ MPa (buona aderenza)}$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 1,9 \text{ MPa (cattiva aderenza)}$$

Considerando un ancoraggio dato da barre  $\varnothing 16$  in buona aderenza si ottiene:

$$l_{bd} = \frac{\varnothing \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{16 \cdot 391}{4 \cdot 2,7} = 580 \text{ mm (circa 35 diametri)}$$

Si utilizza in via cautelativa  $l_{bd} = 600 \text{ mm}$



INVILUPPO DEL DIAGRAMMA DEL TAGLIO



### 5.3 Verifica Allo Stato Limite Ultimo di Taglio

$$V_{Ed} = 203,9 \text{ kN}$$

Per prima cosa, si procede alla determinazione della resistenza al taglio del solo calcestruzzo, senza il contributo dell'armatura:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d ; (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con  $b_w = 400 \text{ mm}$  e  $d = 470 \text{ mm}$

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{1/2} = 1,652 < 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,393$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1407,43}{100 \cdot 210} = 7,48 \cdot 10^{-3} < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

Si ottiene dunque:

$$V_{Rd} = \max\{102,8 \text{ kN} ; 73,95 \text{ kN}\} = 102,8 \text{ kN}$$

È quindi necessaria specifica armatura a taglio.



Calcolo del passo considerando staffe  $\varnothing 8$  a due bracci  $A_{sw} = 100,5 \text{ mm}^2$ :

$$s = \frac{A_{sw}}{V_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta = 203,93 \text{ mm}$$

Scelgo come passo delle staffe  $s = 200 \text{ mm}$

Verifica del puntone compresso:

$$\begin{aligned} V_{Rcd} &= 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\tan\theta + \cot\theta} = \frac{0,9 \cdot 470 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 15,9}{2,9} \\ &= 462,8 \text{ kN} > 203,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verifica del tirante teso:

$$\begin{aligned} V_{Rsd} &= 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta) = 0,9 \cdot 470 \cdot \frac{100,5}{200} \cdot 391 \cdot 2,5 \\ &= 207,9 \text{ kN} > 203,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

La resistenza a taglio della trave è data dalla resistenza del tirante teso, assicurando una rottura in duttilità dell'elemento.



Secondo NTC18 p.to 4.1.6.1.1 le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

$$A_{st} = 1,5 \cdot 400 = 600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$
$$p = 0,8 \cdot d = 376 \text{ mm}$$

Con  $A_{sw} = 2\emptyset 8$  e  $s = 200 \text{ mm}$  otteniamo  $A_{st} = \frac{100,5}{0,2} = 502,5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ , ma tale valore non rispetta il valore minimo da normativa; adottiamo quindi  $2\emptyset 10/20$  ( $A_{st} = 785,4 \text{ mm}^2/\text{mm}$ ) in prossimità degli appoggi e  $2\emptyset 10/25$  ( $A_{st} = 628,3 \text{ mm}^2/\text{mm}$ ) nelle zone dove il taglio è minore.

Il valore del taglio resistente caratteristico dei due tipi di armature a taglio utilizzate è dato da:

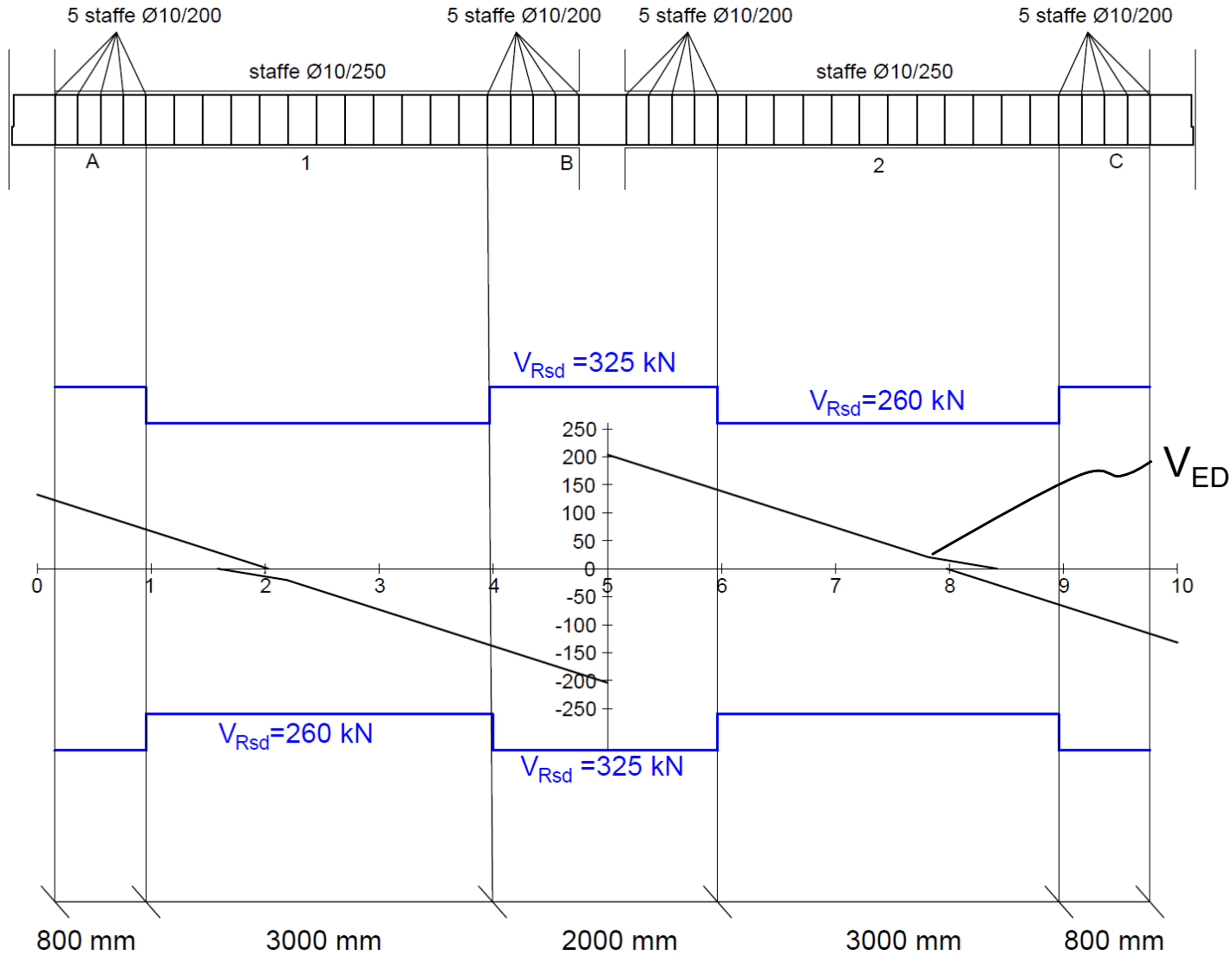
$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 470 \cdot \frac{157}{200} \cdot 391 \cdot 2,5 = 325 \text{ kN} > 203,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 470 \cdot \frac{157}{250} \cdot 391 \cdot 2,5 = 260 \text{ kN} > 203,9 \text{ kN}$$



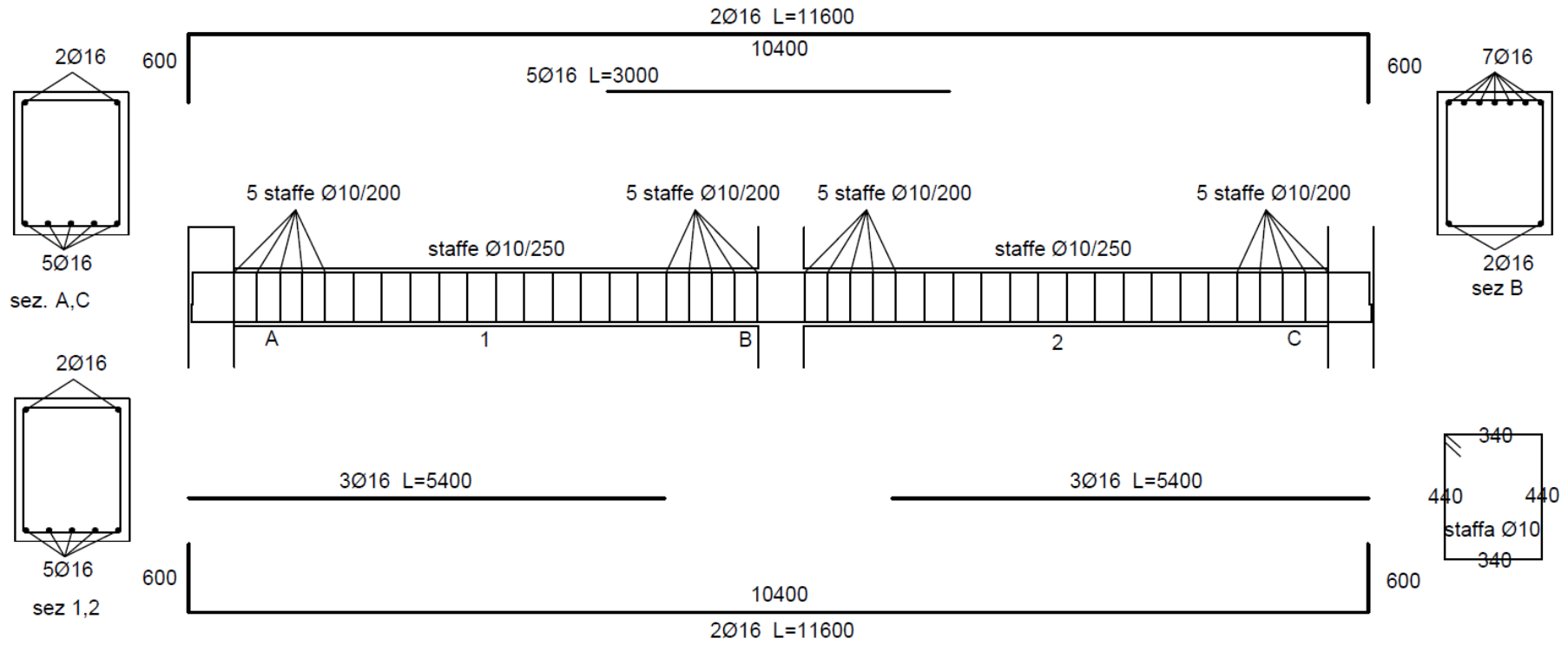


# TRAVE



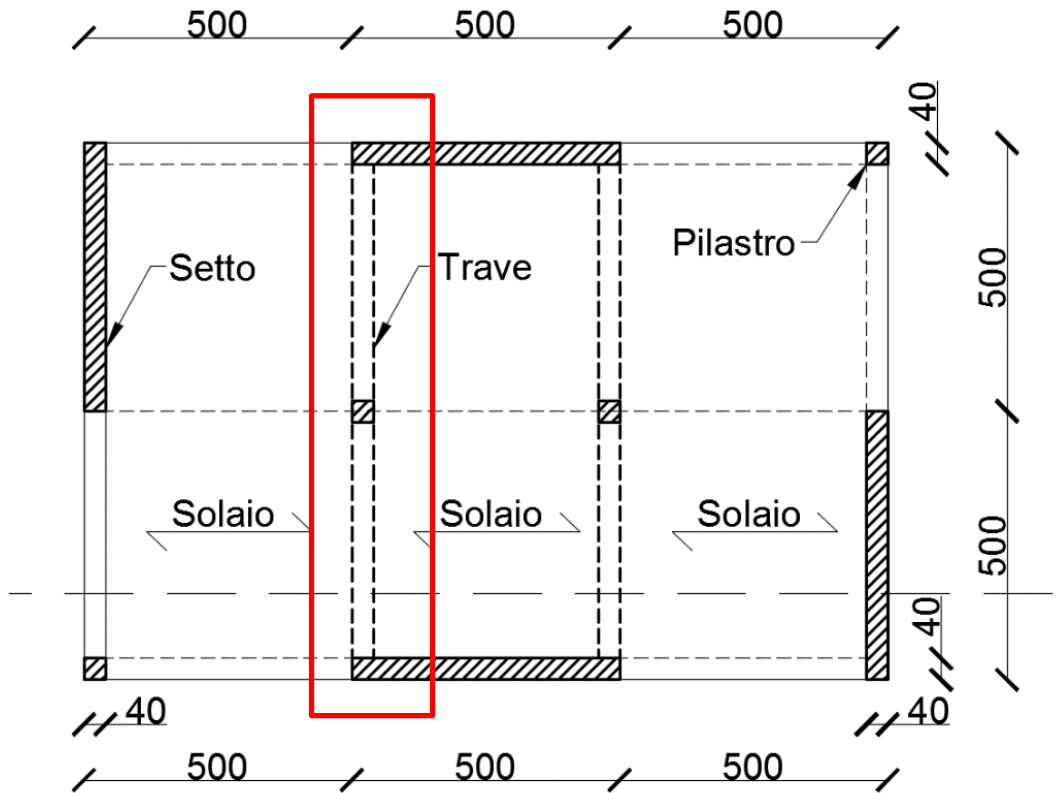
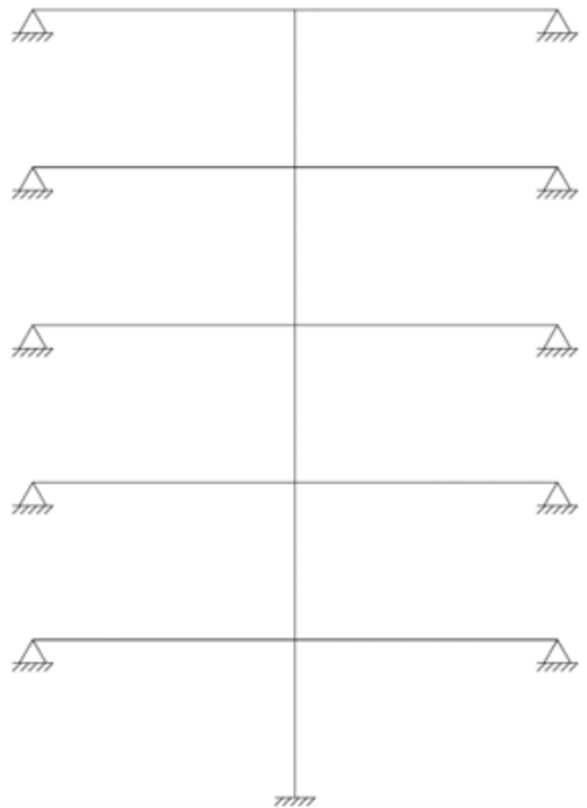


# TRAVE



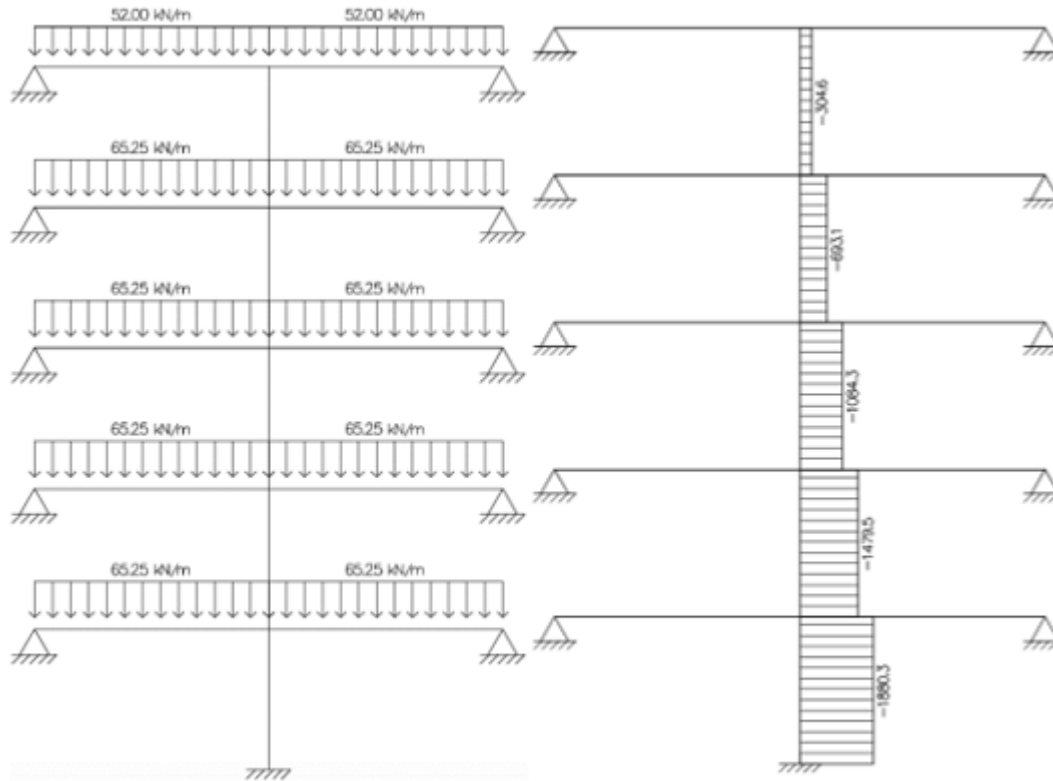


# PILASTRO





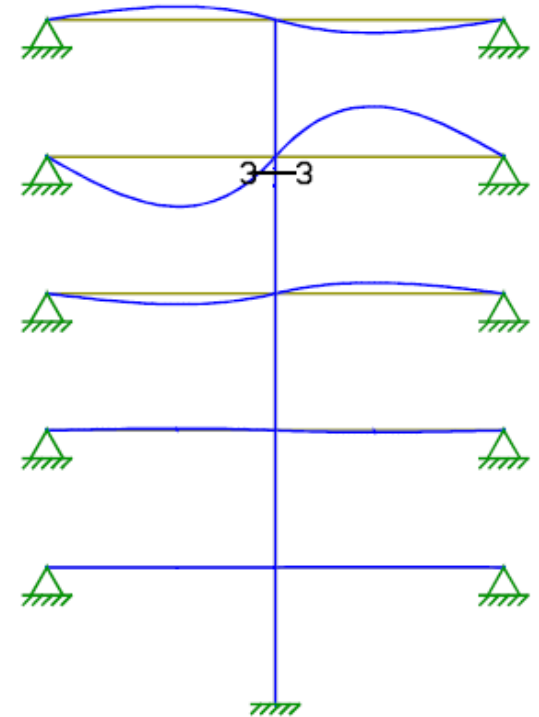
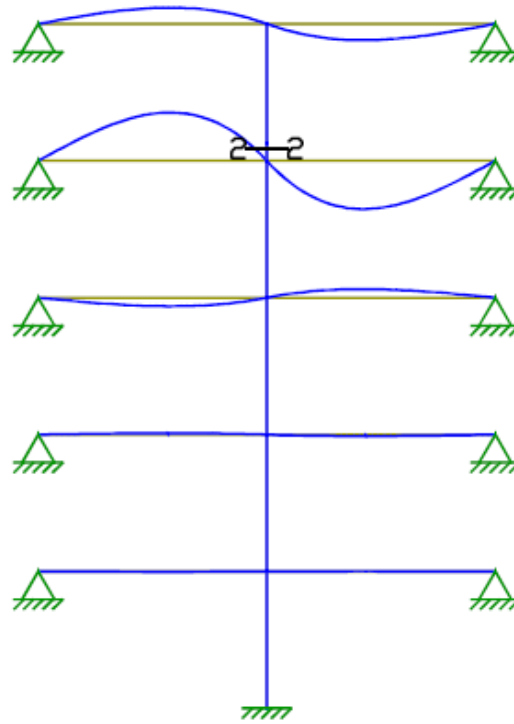
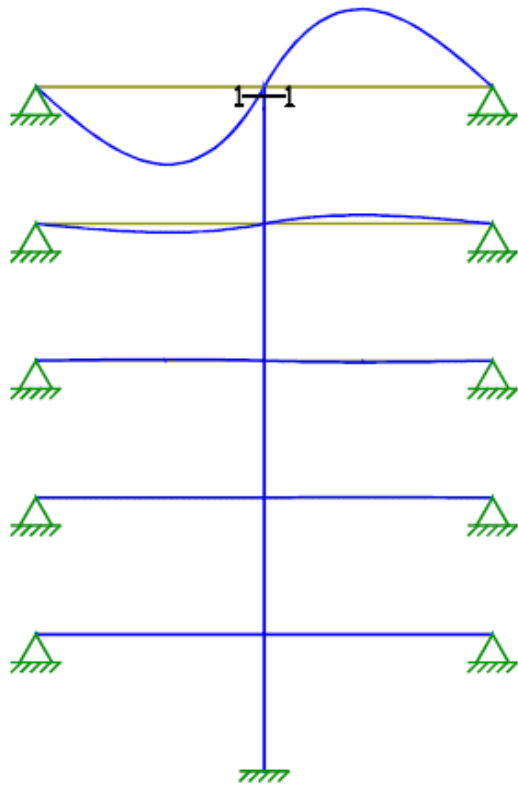
# PILASTRO



**N[kN]**

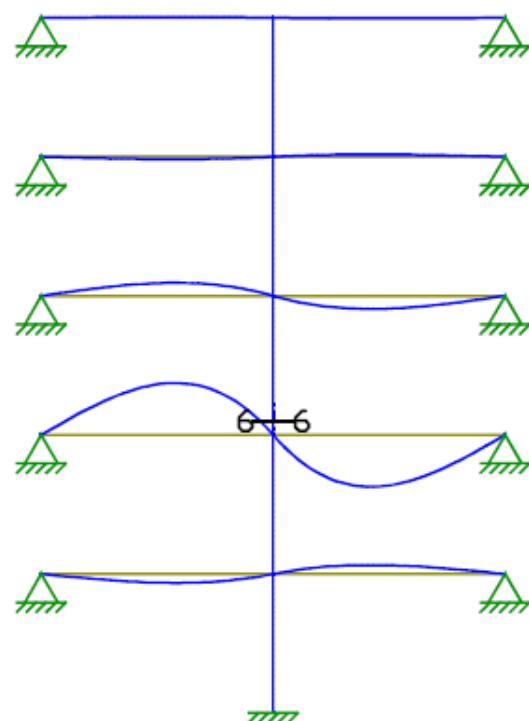
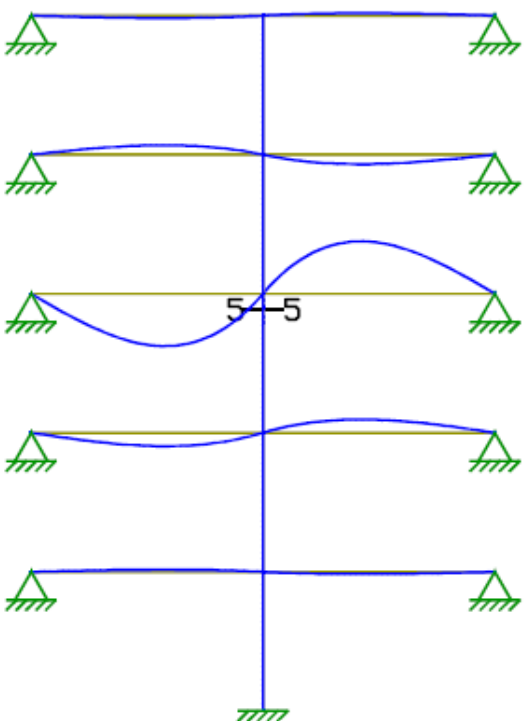
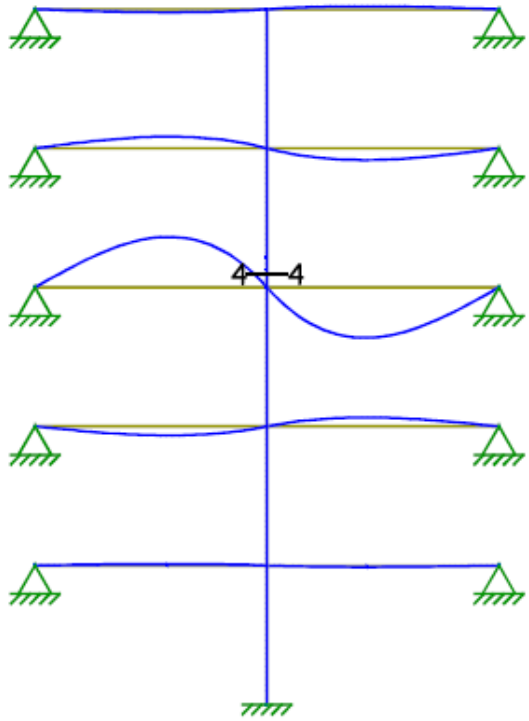


# PILASTRO



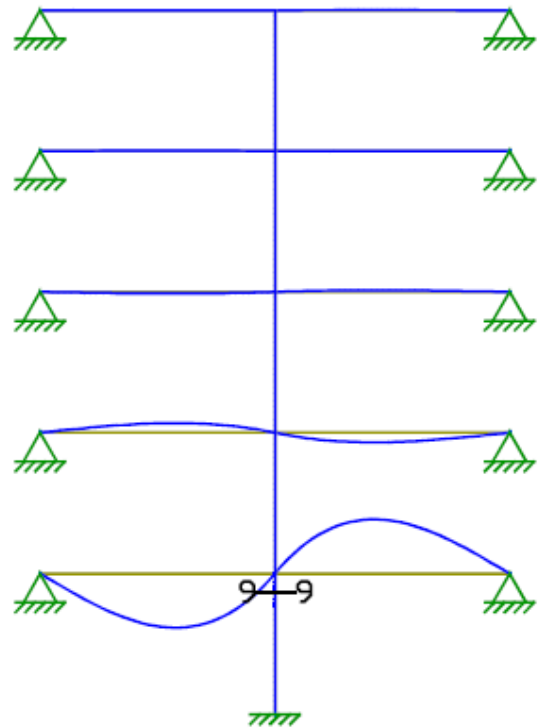
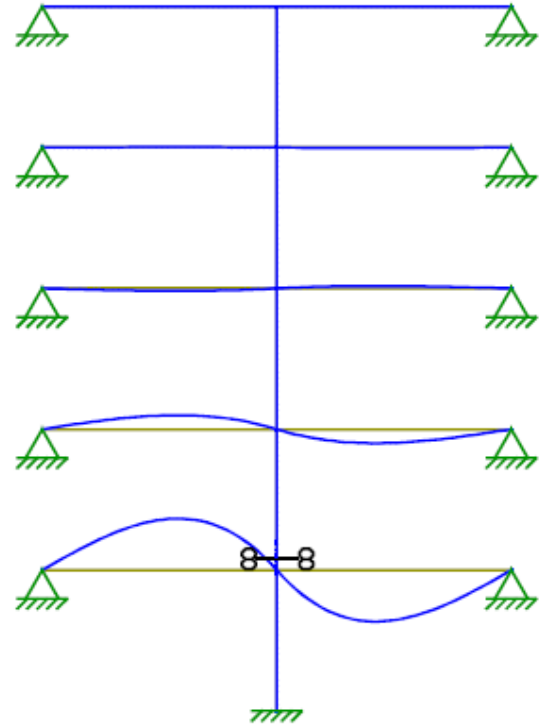
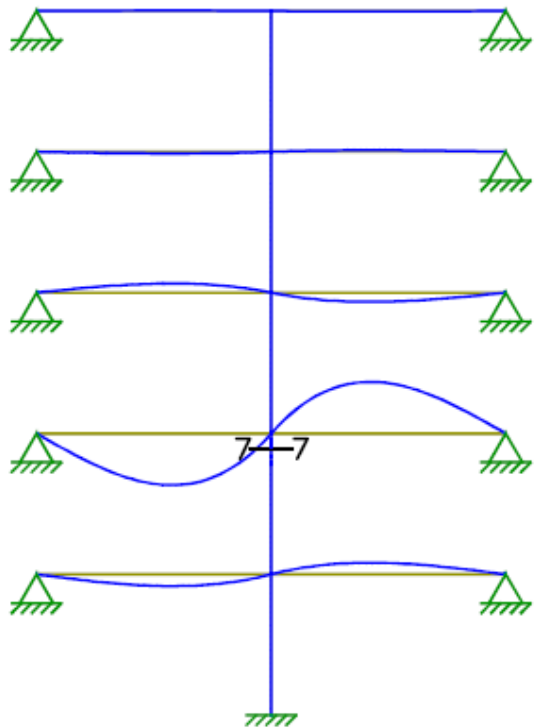


# PILASTRO



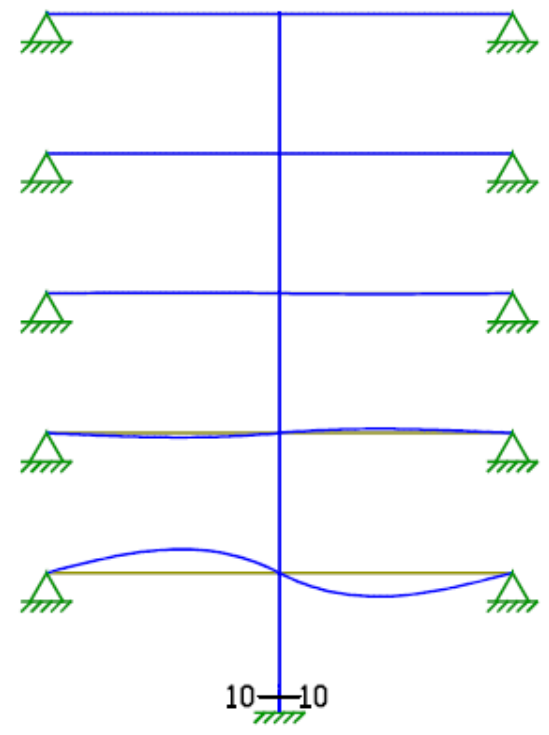


# PILASTRO

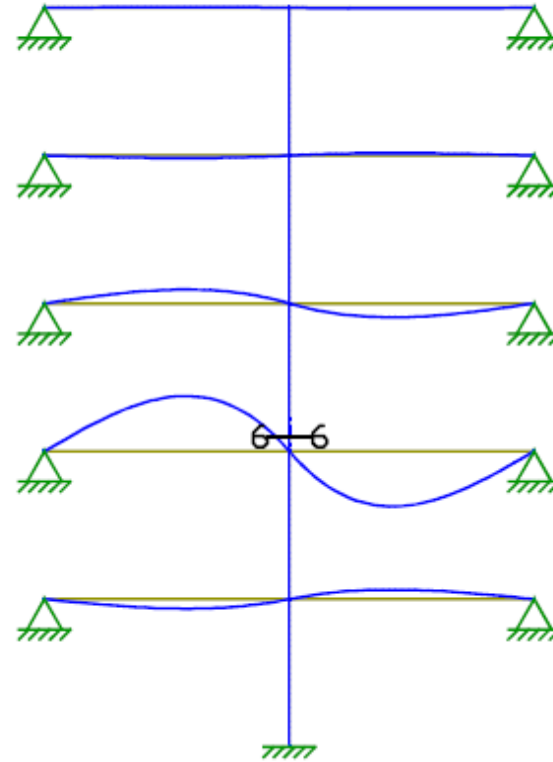
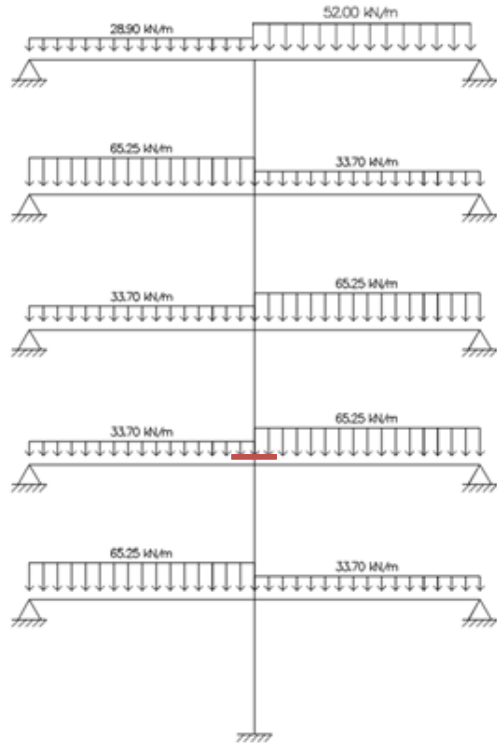




# PILASTRO

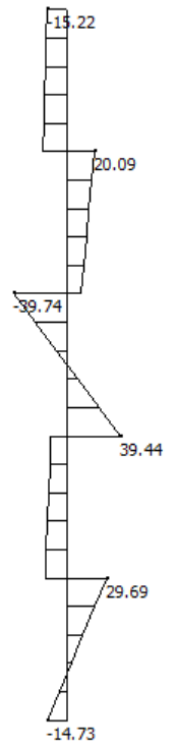
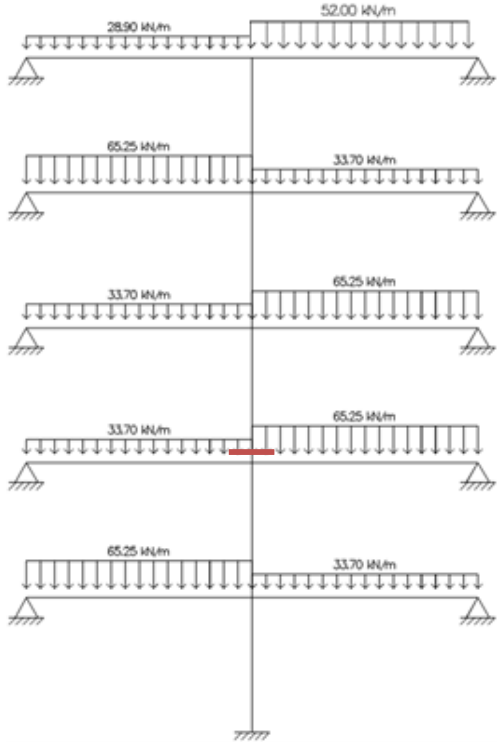




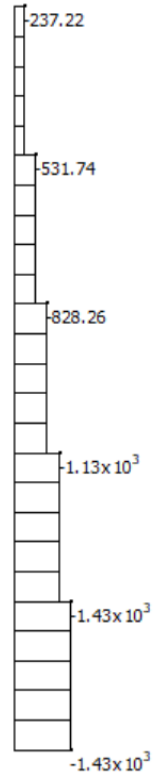




# PILASTRO



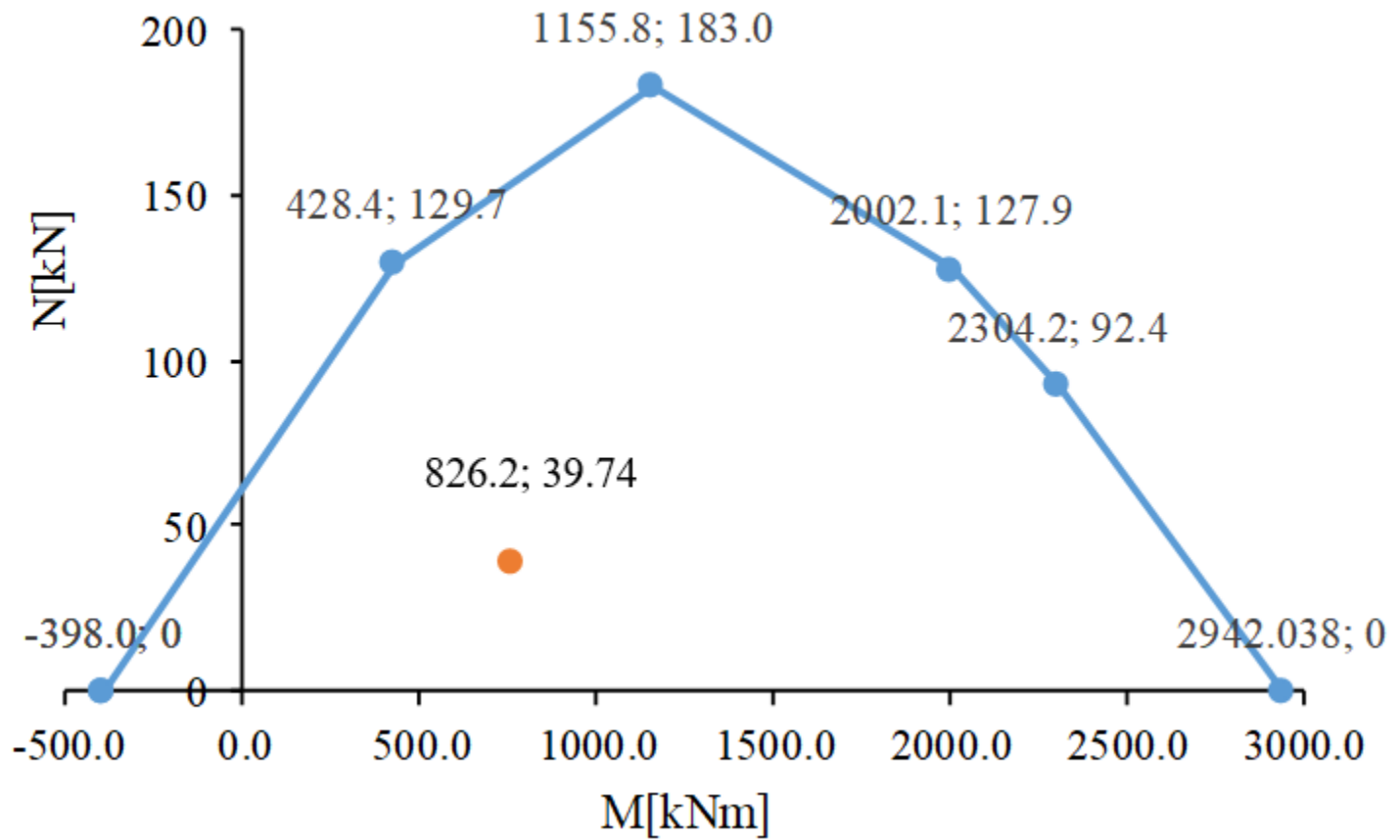
M[kN m]



N[kN]



# PILASTRO



Si consideri il carico centrato  $N_{Ed} = 1.3 \times 1958 \text{ kN} = 2545 \text{ kN}$ , il meccanismo resistente, può essere idealizzato con la formazione di puntoni compressi di calcestruzzo e da tiranti orizzontali di armatura tesa posti alla base del plinto, come nella figura a seguire.

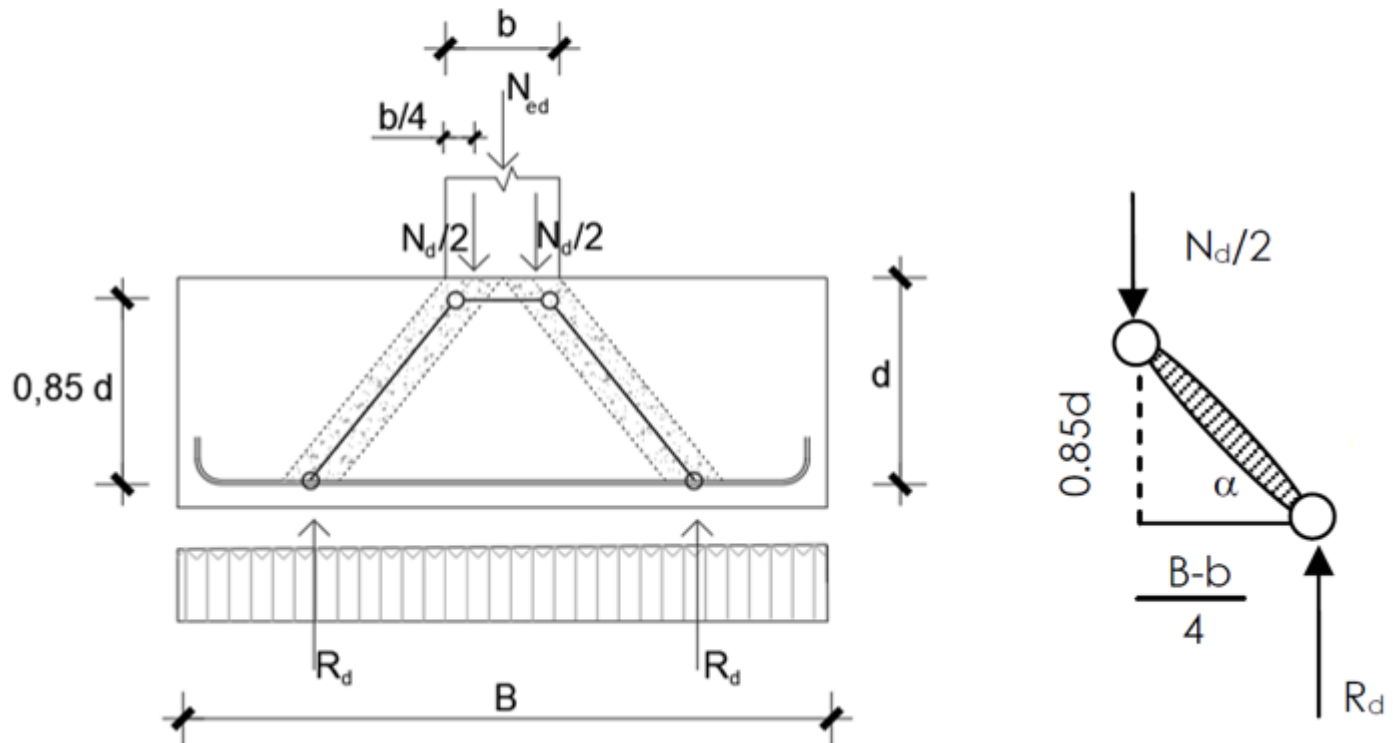


Figura 50: Meccanismo resistente tirante-puntone



# PLINTO

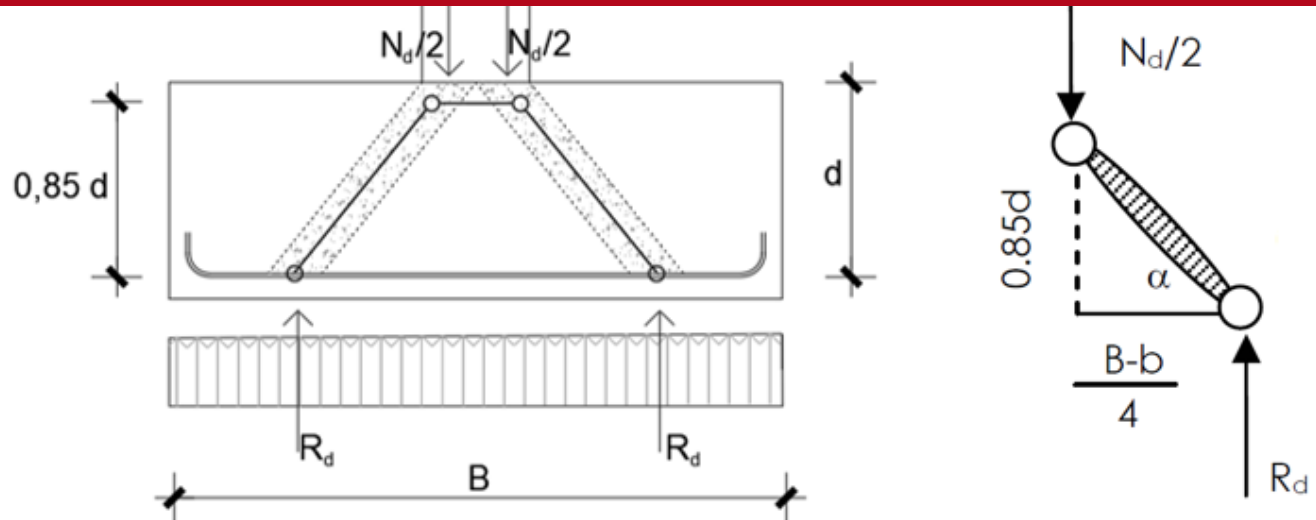


Figura 50: Meccanismo resistente tirante-puntone

L'armatura necessaria è proprio quella che dovrà assorbire la sollecitazione di trazione  $T_d$  che si manifesta nel tirante.

Si consideri il nodo (cerniera) in basso a destra:

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{B - b}{0,85 d} = \frac{3200 - 400}{0,85 \cdot 950} = 0,867$$

$R_d$  è la risultante delle azioni del terreno e per equilibrio alla traslazione è pari a  $N_d/2$  e si trova baricentrica rispetto al diagramma delle tensioni di contatto terreno-semiplinto (quindi, con tensioni uniformi, a  $B/2$  da asse medio del plinto).



Si consideri l'equilibrio nel nodo, se con  $B_d$  si indica la compressione nella biella di cls:

$$\begin{cases} R_d = B_d \cdot \sin \alpha \\ T_d = B_d \cdot \cos \alpha \end{cases} \rightarrow \frac{R_d}{T_d} = \tan \alpha$$

Quindi:

$$T_d = R_d \cdot \tan^{-1} \alpha = 1272 \text{ kN} \cdot 0,867 = 1103 \text{ kN}$$
$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1103 \times 10^3}{391} = 2820 \text{ mm}^2$$

Si sceglie di utilizzare 15 $\emptyset$ 18 con  $A_s = 3817 \text{ mm}^2$ .

Lo sforzo di compressione sul puntone di calcestruzzo si ricava considerando l'equilibrio al nodo visto in precedenza.

L'angolo di inclinazione  $\alpha$  della biella compressa rispetto all'orizzontale

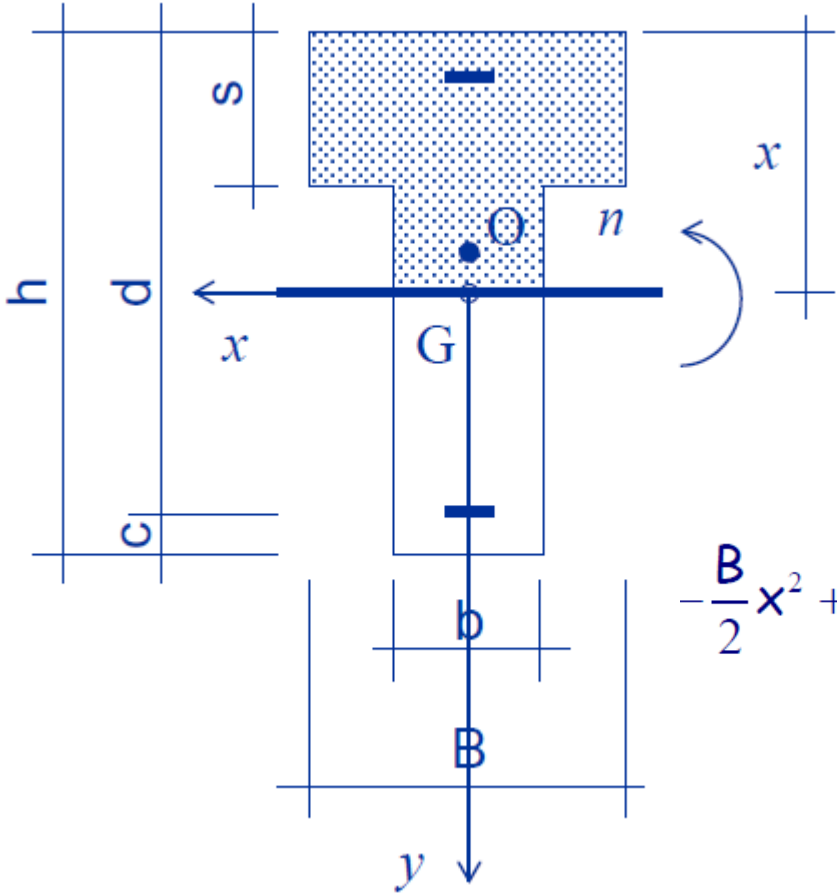
risulta essere pari a  $\alpha = \arctan\left(\frac{0,85 d}{\frac{B-b}{4}}\right) = 49,08^\circ$ .

Si ottiene:

$$B_d = \frac{T_d}{\cos \alpha} = \frac{1272 \text{ kN}}{\cos 49,08^\circ} = 1942 \text{ kN}$$
$$B_{Rd,c} = 0,8 f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{1 + \tan^2(\alpha)} = 0,8 \cdot 15,9 \cdot 400 \cdot 950 \cdot \frac{1}{1 + 0,867^2}$$
$$= 2759,4 \text{ kN} > B_d$$



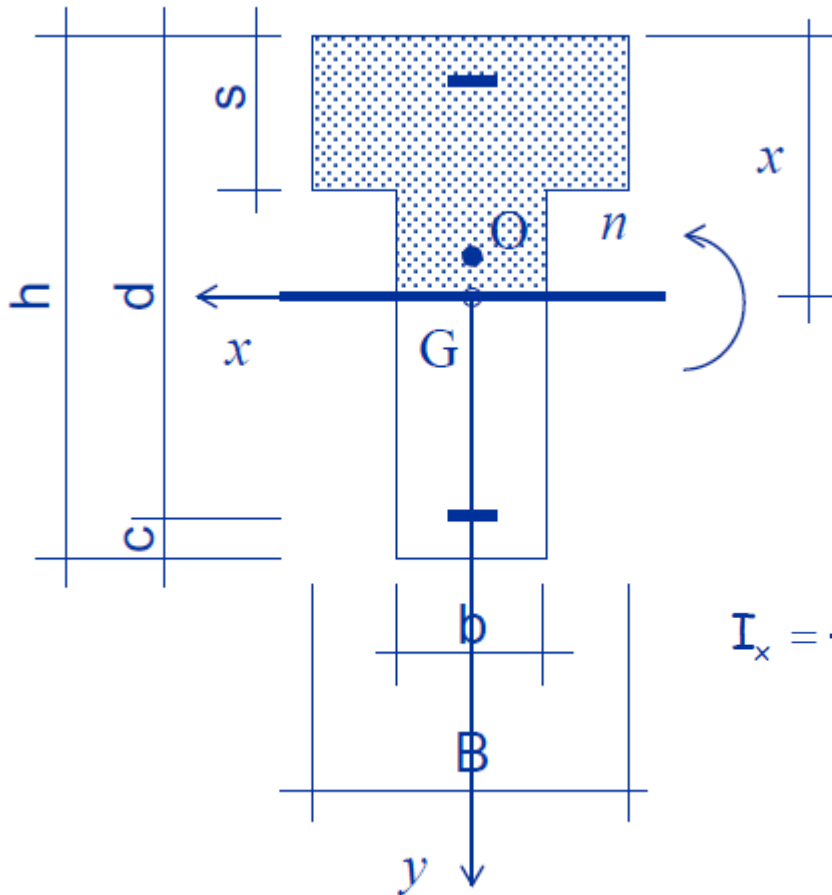
Flessione semplice (SLE)



In caso di flessione semplice, nel calcolo tensionale elastico, l'asse neutro si ottiene imponendo che la sommatoria dei momenti statici sia nulla oppure dall'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$-\frac{B}{2}x^2 + \frac{(B-b)(x-s)^2}{2} - nA'_s(x-c) + nA_s(d-x) = 0$$

Flessione semplice (SLE)



In caso di flessione semplice, nel calcolo tensionale elastico, le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio di armatura si ricavano dall'equazione di Navier definito il momento di inerzia come:

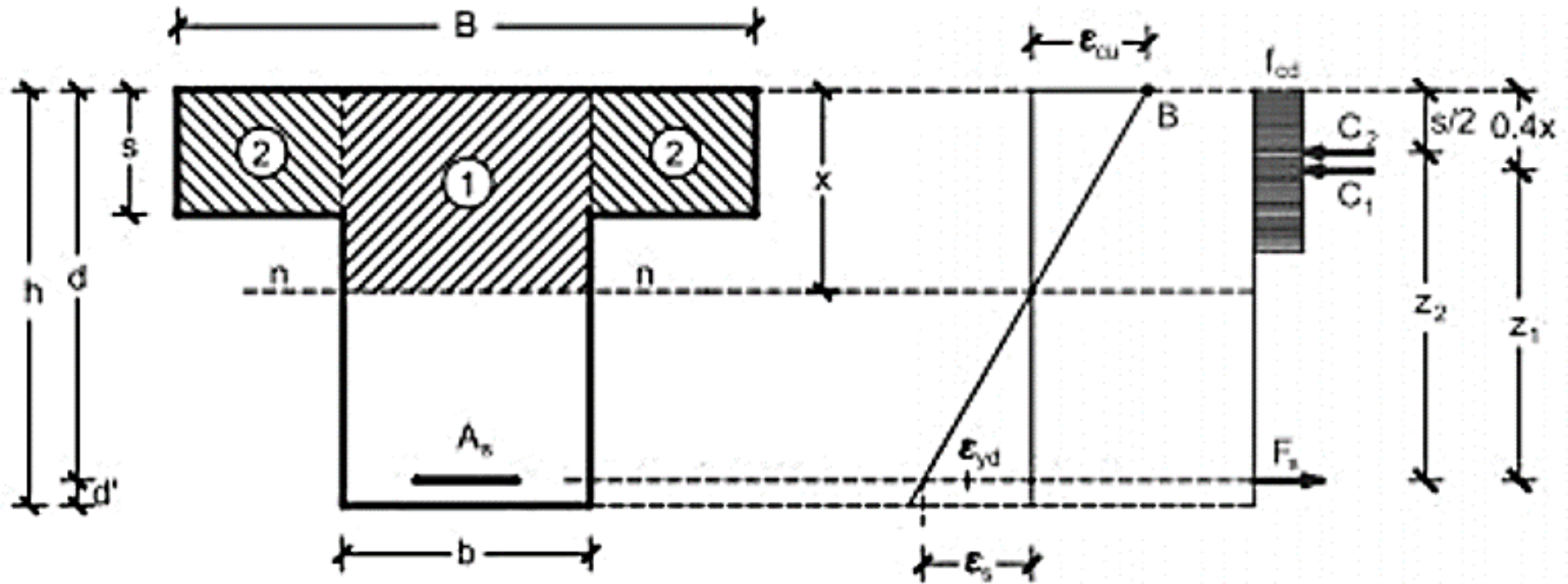
$$I_x = \frac{Bx^3 - (B-b)(x-s)^2}{3} + nA_s(d-x)^2 + nA'_s(x-c)^2$$





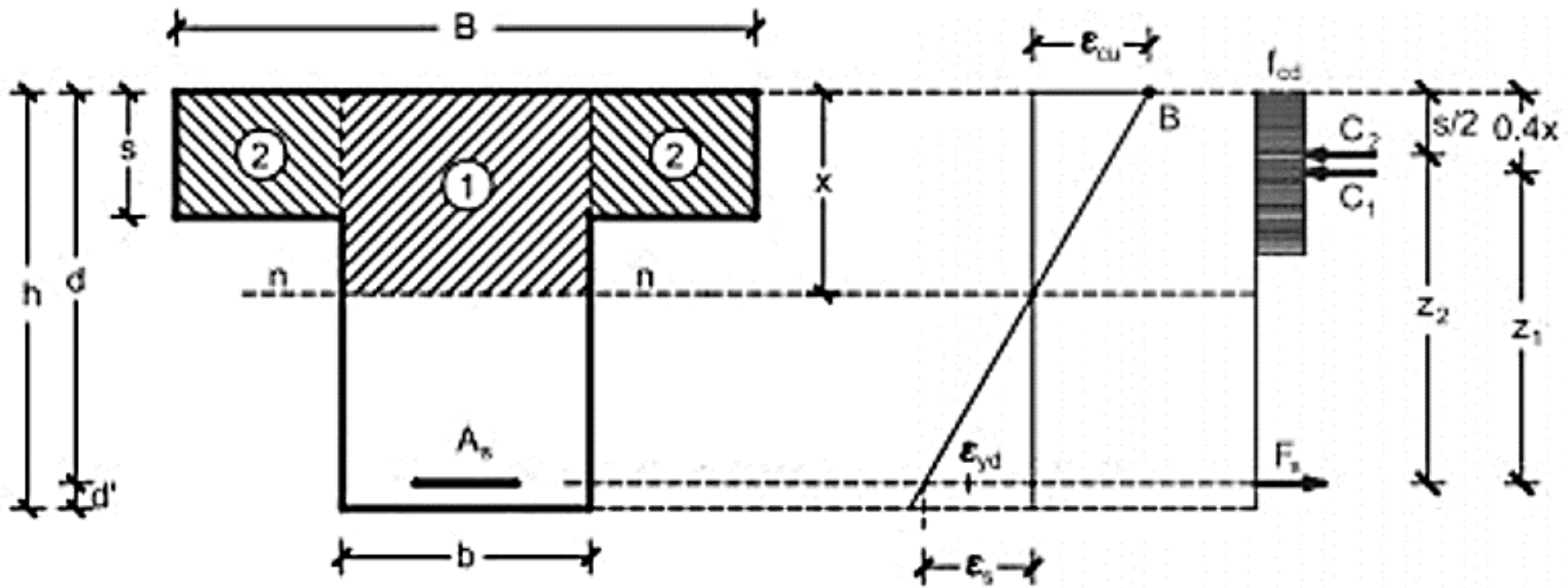
# PARENTESI: LA SEZIONE A T

Flessione semplice (SLU)



$$C_1 + C_2 + F_s = 0 \longrightarrow X$$

Flessione semplice (SLU)



$$M_{RD} = |C_1|(h/2 - 0.4x) + |C_2|(h/2 - s/2) + |F_s|(h/2 - d)$$