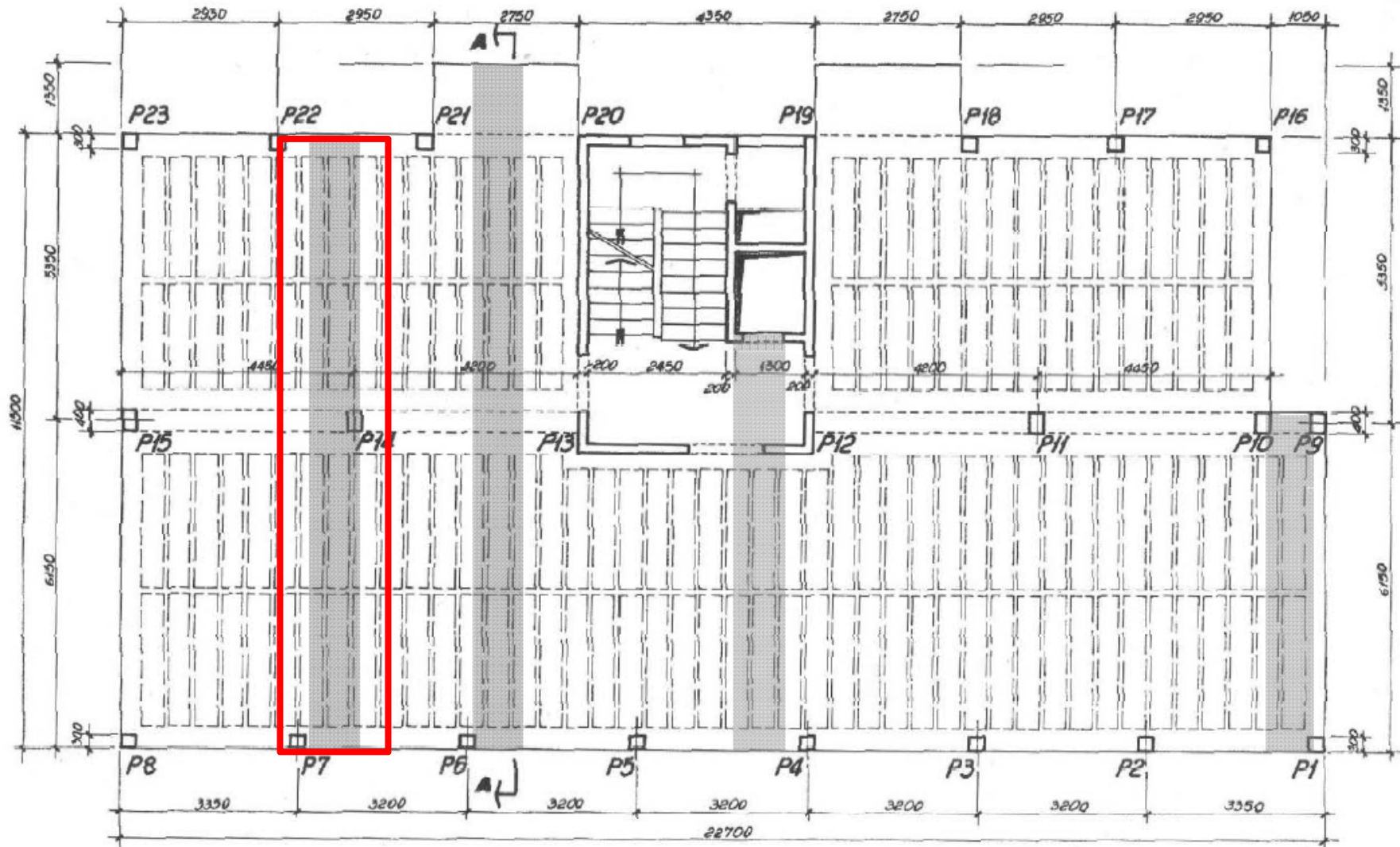


SOLAI DI PIANO

tav. 1 PIANTA PIANO TIPO



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Ci si riferisce alla zona di solaio costituita da due campate contigue di luci rispettivamente pari a 6,00 m e 5,20 m, compresa tra i pilastri P6-P8-P21-P23.

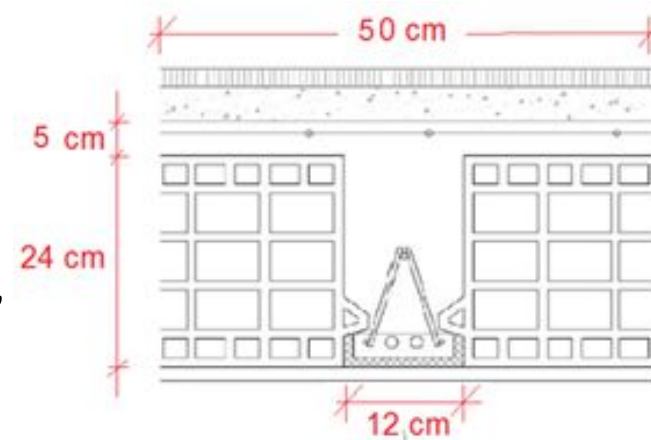
Dall'analisi dei carichi sui solai di interpiano:

-	Permanenti strutturali (solaio in laterocemento 24+5)	G_1	3,30	kN/m^2
-	Permanenti non strutturali (massetto 0,56 +pavimento 0,40 +intonaco 0,30 +tramezzi ripartiti 1,60 kN/m^2)	G_2	2,86	kN/m^2
-	Accidentali (carico di affollamento)	Q_k	2,00	kN/m^2

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si considera una striscia di solaio pari all'interasse tra i travetti (0,5 m).

I carichi per metro lineare di solaio sono, pertanto



$$- \quad g_{k1} \quad 3,30 \text{ kN/m}^2 * 0,5\text{m} \quad = \quad 1,65 \text{ kN/m}$$

$$- \quad g_{k2} \quad 2,86 \text{ kN/m}^2 * 0,5\text{m} \quad = \quad 1,43 \text{ kN/m}$$

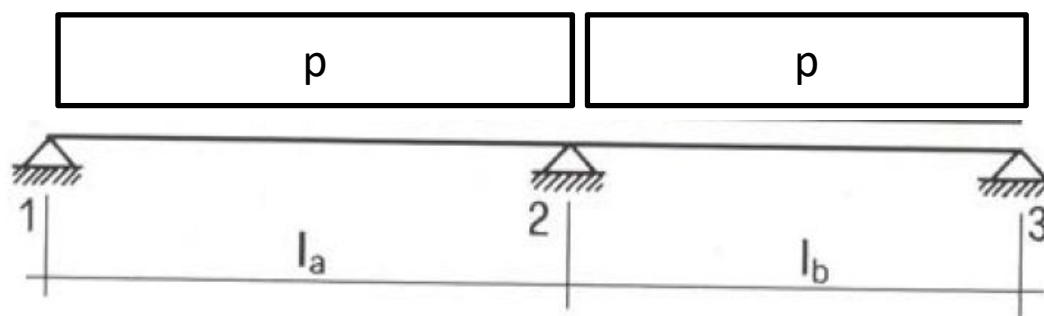
$$- \quad q_{1k} \quad 2,00 \text{ kN/m}^2 * 0,5\text{m} \quad = \quad 1,00 \text{ kN/m}$$

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

La striscia di solaio può essere schematizzata tramite un'asta vincolata in corrispondenza di travi o pareti di controvento.

La scelta del tipo di vincolo dipende dalla rigidezza torsionale di queste due tipologie di elementi strutturali verticali: in genere, per semplicità, si adotta un vincolo di appoggio in corrispondenza delle travi e un vincolo di incastro per i setti paralleli alla direzione del solaio.

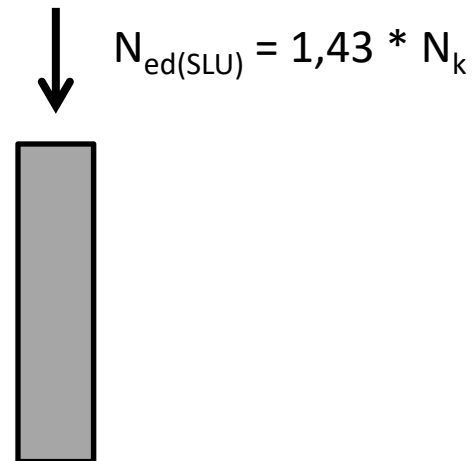
Per la striscia di solaio in esame: si è ipotizzato il seguente schema statico (solaio a due campate semplicemente appoggiato in corrispondenza delle travi principali).



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

N.B. Nell'analisi delle sollecitazioni, l'obiettivo è quello di calcolare l'entità massima delle sollecitazioni (momento, taglio, sforzo assiale) in tutte le sezioni di un elemento strutturale.

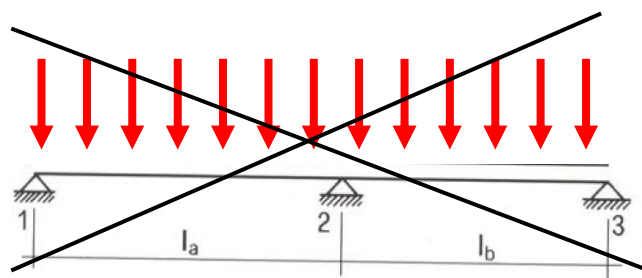
Nell'analisi delle sollecitazioni sui pilastri, dove si ricercavano le massime sollecitazioni assiali, l'obiettivo era raggiunto semplicemente sollecitando i pilastri con il carico totale massimo.



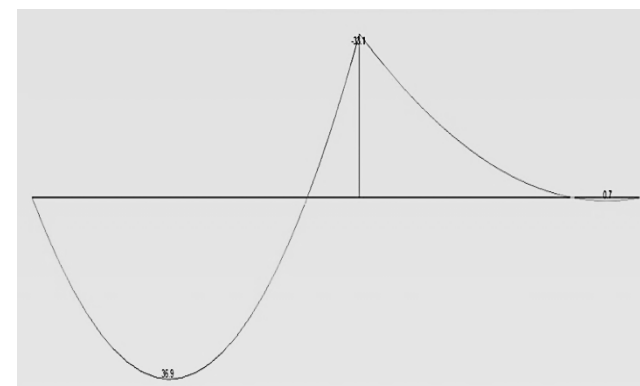
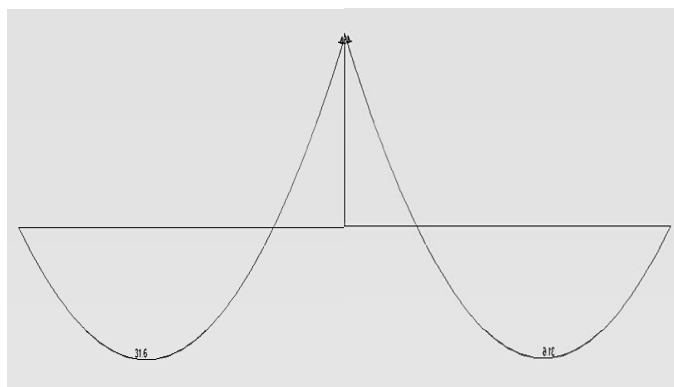
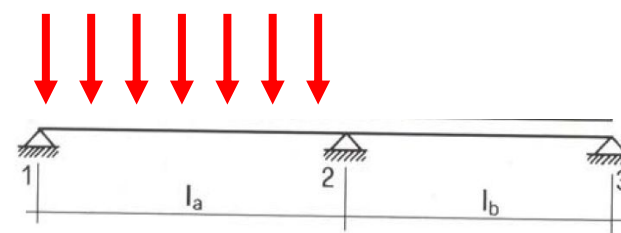
ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nei solai si ricercano le **massime sollecitazioni a momento e a taglio**, ma **non è detto che queste siano determinate da una distribuzione del carico totale massimo su tutte le campate.**

Es.



$$M^+_{a(1)} < M^+_{a(2)}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

È pertanto necessario considerare diverse combinazioni di carico, per tenere in conto che l'entità dei carichi può risultare variata da una campata all'altra rispetto al valore calcolato.

Questa variabilità dei carichi rispetto al valore calcolato viene tenuta in conto attraverso dei coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}).

Per le verifiche SLU, questi coefficienti valgono:

Permanenti strutturali	$\gamma_{fav,G1}$	1,00
	$\gamma_{sfav,G1}$	1,30
Permanenti non strutturali	$\gamma_{fav,G2}$	0,00
	$\gamma_{sfav,g2}$	1,50
Accidentali	$\gamma_{fav,Qk}$	0,00
	γ_{sfavQk}	1,50

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Pertanto si ha che:

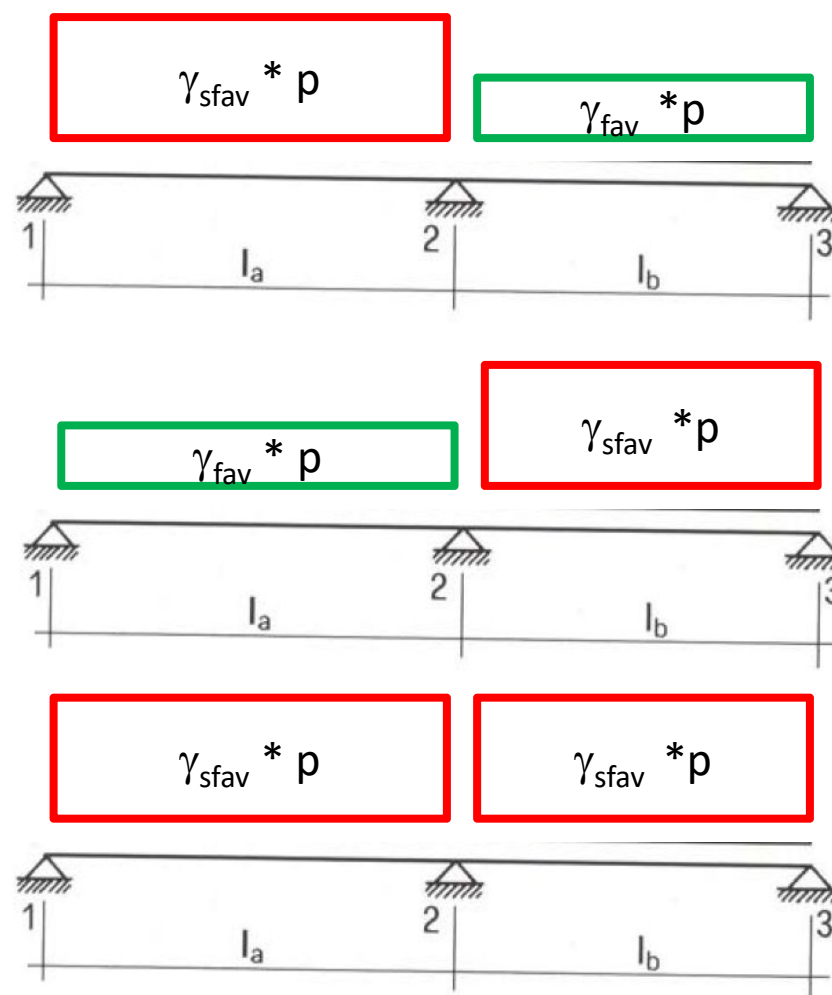
$$\begin{aligned}\gamma_{sfav} * \mathbf{p} &= \gamma_{sfav,G1} * \mathbf{g}_1 + \gamma_{sfav,G2} * \mathbf{g}_2 + \gamma_{sfav,Qk} * \mathbf{q}_k \\ &= 1,30 * 1,65 \text{ kN/m} + 1,50 * 1,43 \text{ kN/m} + 1,50 * 1,00 \text{ kN/m} \\ &= 2,15 \text{ kN/m} + 2,15 \text{ kN/m} + 1,50 \text{ kN/m} \\ &= \mathbf{5,79 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{fav} * \mathbf{p} &= \gamma_{fav,G1} * \mathbf{g}_1 + \gamma_{fav,G2} * \mathbf{g}_2 + \gamma_{fav,Qk} * \mathbf{q}_k \\ &= 1,00 * 1,65 \text{ kN/m} + 0,00 * 1,43 \text{ kN/m} + 0,00 * 1,00 \text{ kN/m} \\ &= 1,65 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\ &= \mathbf{1,65 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Combinazioni di carico:

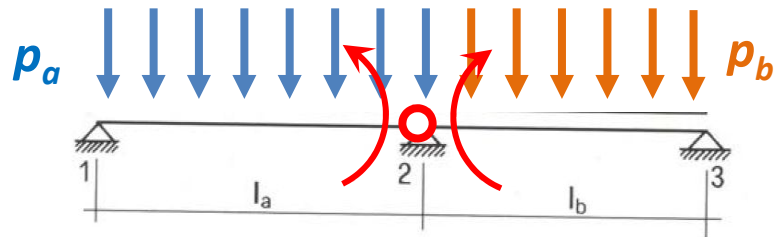
- **COMBINAZIONE 1**
(per massimizzare il momento in campata a)
- **COMBINAZIONE 2**
(per massimizzare il momento in campata b)
- **COMBINAZIONE 3**
(per massimizzare il momento all'appoggio 2)



Vedere APPENDICE 1 per combinazioni di carico di sistemi a più campate

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Soluzione dello schema statico (letterale):



- Sistema 1 volta iperstatico
- Introduzione incognita iperstatica nell'appoggio intermedio
- Risoluzione con il metodo delle forze

$$M^+_{max,a} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_a l_a^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a^2}{8}$$

$$M^+_{max,b} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_b l_b^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b^2}{8}$$

$$M^-_{max,2} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot (l_a + l_b)}$$

Vedere APPENDICE 2 per la risoluzione di sistemi a 3 o più campate (mediante l'equazione dei 3 momenti)

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

COMBINAZIONE 1

(per massimizzare il momento in campata a)

$$M^+_{max,a} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_a l_a^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a^2}{8}$$

$$= \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 5,79 \cdot 6^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 6^2}{8}$$

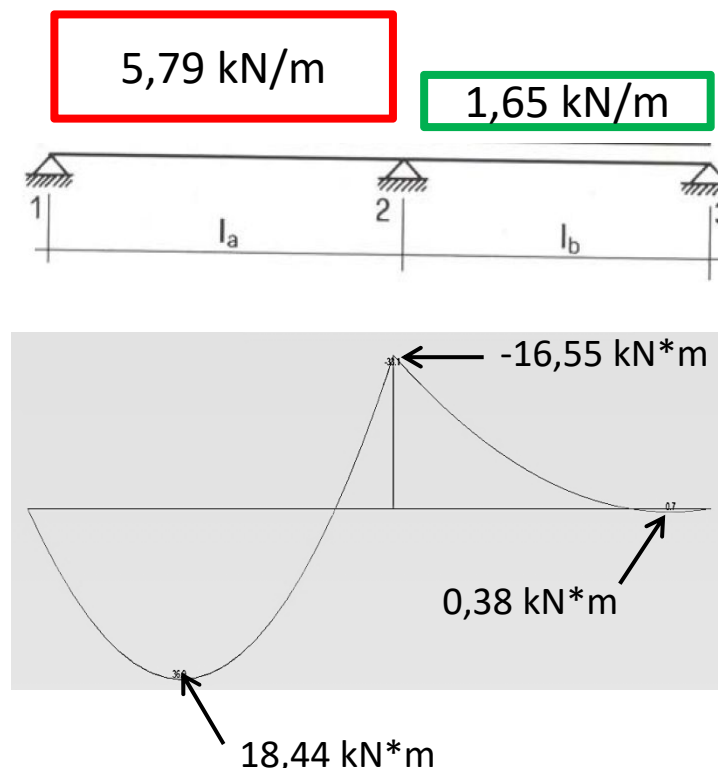
$$= 0,66 - 8,28 + 26,06 = \mathbf{18,44 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$M^+_{max,b} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_b l_b^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b^2}{8}$$

$$= \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 1,65 \cdot 5,2^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{1,65 \cdot 5,2^2}{8}$$

$$= 3,07 - 8,28 + 5,76 = \mathbf{0,38 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$M^-_{max,2} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot (l_a + l_b)} = -\frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot (6 + 5,2)} = \mathbf{-16,55 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

COMBINAZIONE 2

(per massimizzare il momento in campata b)

$$M^+_{max,a} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_a l_a^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a^2}{8}$$

$$= \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 1,65 \cdot 6^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{1,65 \cdot 6^2}{8}$$

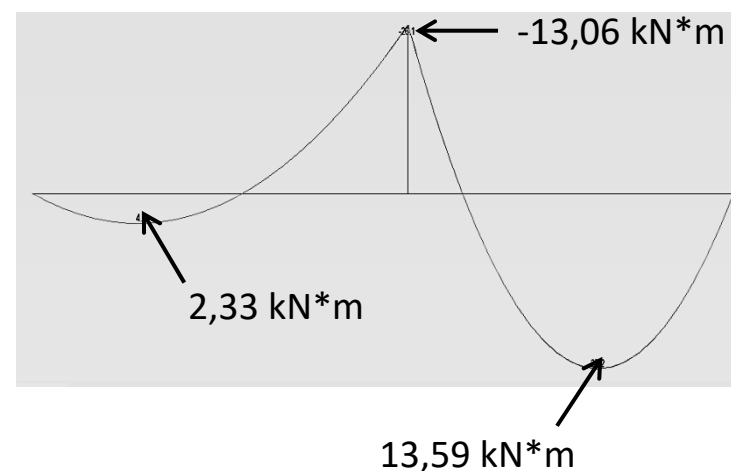
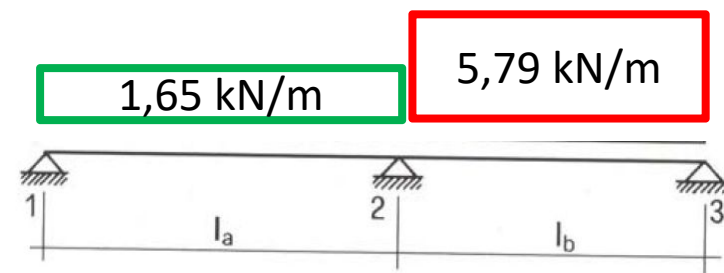
$$= 1,44 - 6,53 + 7,43 = \mathbf{2,33 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$M^+_{max,b} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_b l_b^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b^2}{8}$$

$$= \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 5,79 \cdot 5,2^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 5,2^2}{8}$$

$$= 0,55 - 6,53 + 19,57 = \mathbf{13,59 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$M^-_{max,2} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot (l_a + l_b)} = -\frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot (6 + 5,2)} = \mathbf{-13,06 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

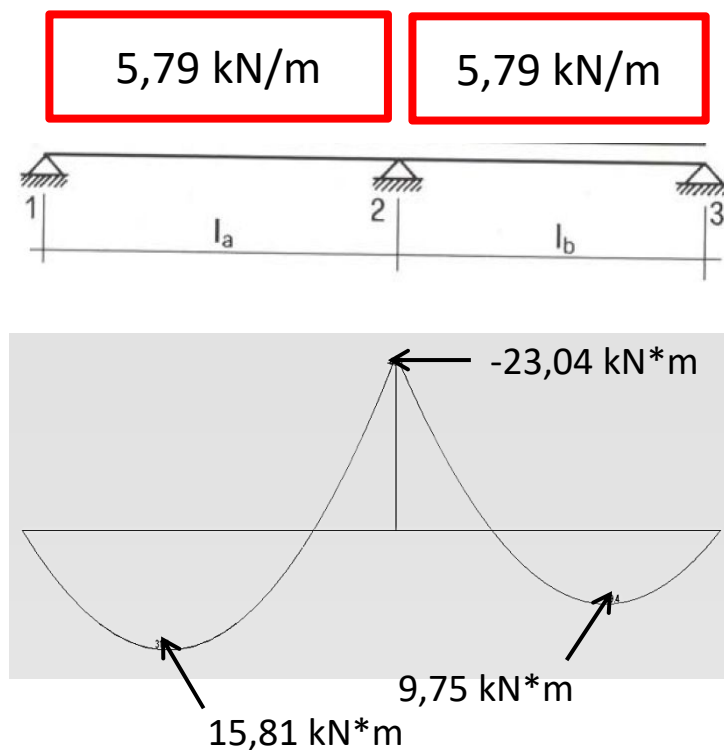
COMBINAZIONE 3

(per massimizzare il momento all'appoggio 2)

$$\begin{aligned}M^+_{max,a} &= \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_a l_a^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a^2}{8} \\&= \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 5,79 \cdot 6^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 6^2}{8} \\&= 1,28 - 11,52 + 26,06 = \mathbf{15,81 \text{ kN} \cdot \text{m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M^+_{max,b} &= \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_b l_b^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b^2}{8} \\&= \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 5,79 \cdot 5,2^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 5,2^2}{8} \\&= 1,70 - 11,52 + 19,57 = \mathbf{9,75 \text{ kN} \cdot \text{m}}\end{aligned}$$

$$M^-_{max,2} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot (l_a + l_b)} = -\frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot (6 + 5,2)} = \mathbf{-23,04 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

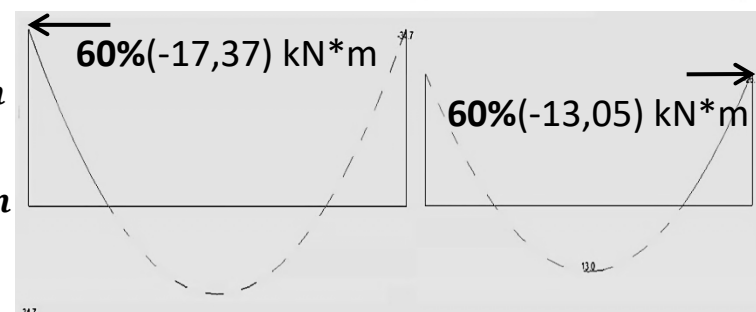
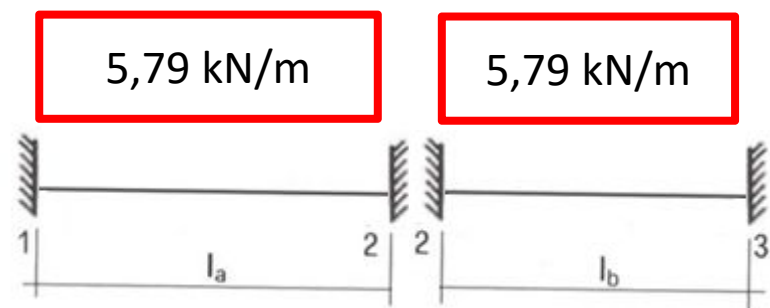
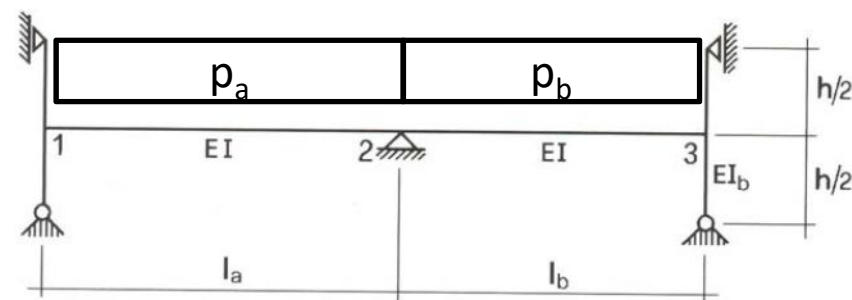
COMBINAZIONE 4

È inoltre necessario stimare il momento sollecitante alle due estremità del solaio (nell'esempio: 1 e 3), per tenere in conto di un parziale vincolo alla rotazione dato dalla presenza dei pilastri (fig. a lato)

Per una stima semplificata, è possibile considerare le aste d'estremità (a e b) come incastrate e valutare quindi i momenti di estremità come una quota parte (50-60%) dei momenti d'incastro:

$$M_{max,1}^- = 60\% \left(-\frac{p_a l_a^2}{12} \right) = 60\% \left(-\frac{5,79 \cdot 6^2}{12} \right) = -10,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

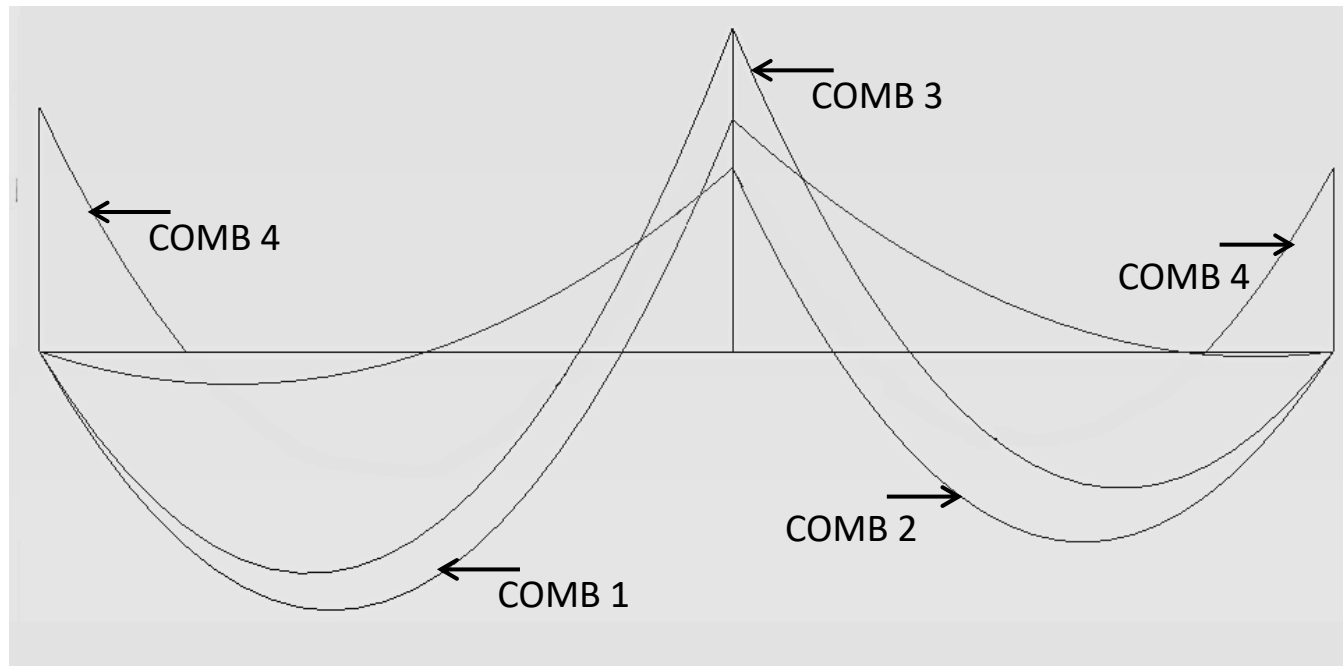
$$M_{max,3}^- = 60\% \left(-\frac{p_b l_b^2}{12} \right) = 60\% \left(-\frac{5,79 \cdot 5,2^2}{12} \right) = -7,83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEI MOMENTI:

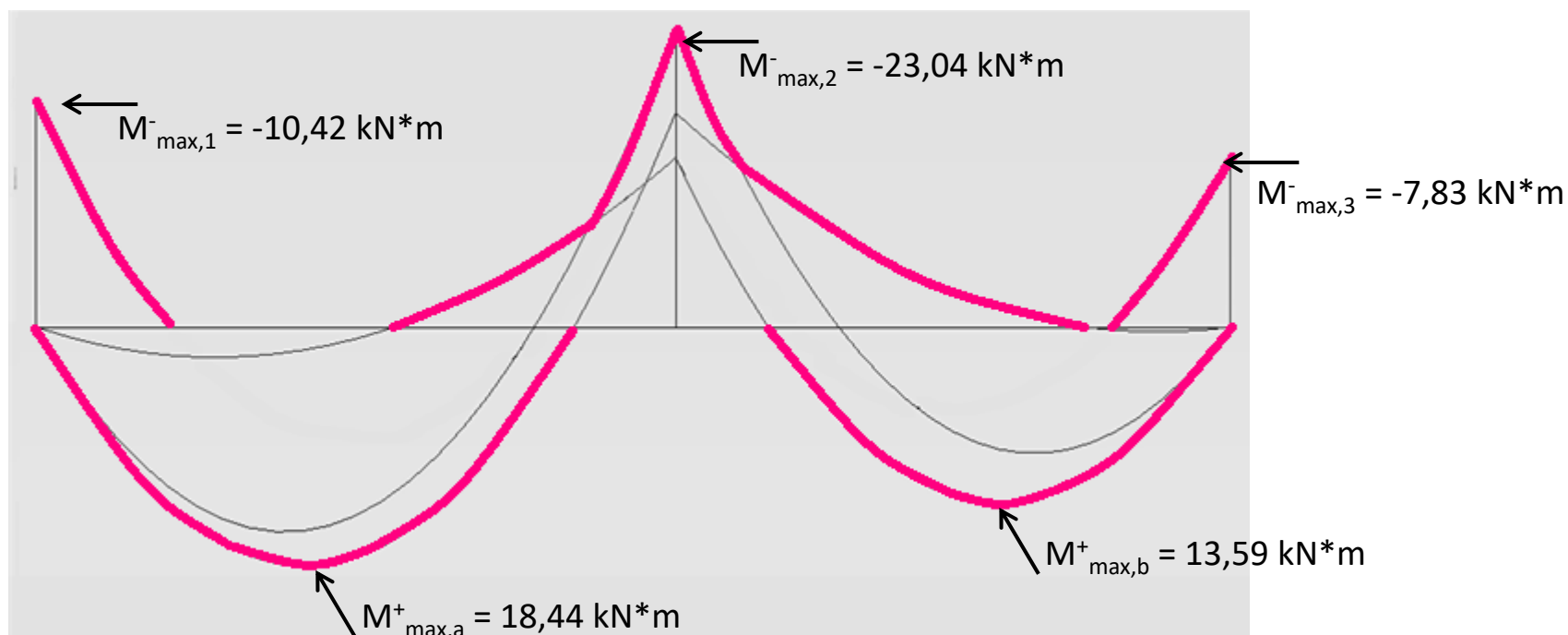
Si sovrappongono i 4 diagrammi dei momenti calcolati in precedenza, per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEI MOMENTI (LINEA FUCSIA):

Si sovrappongono i 4 diagrammi dei momenti calcolati in precedenza, per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Riassumendo:

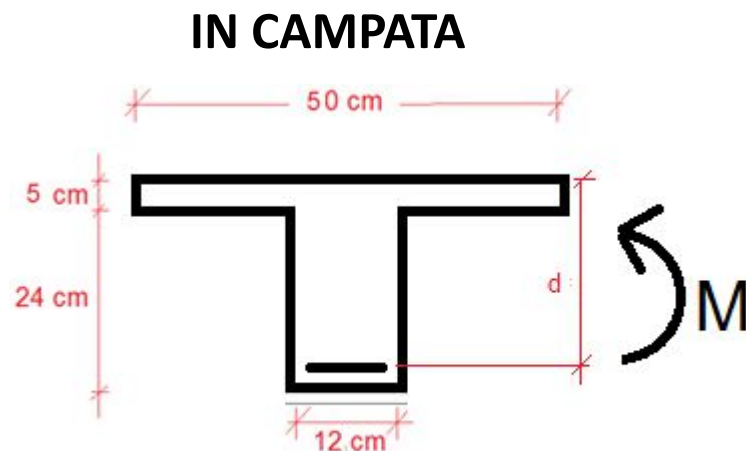
	$M^-_{\max,1}$	$M^+_{\max,a}$	$M^-_{\max,2}$	$M^+_{\max,b}$	$M^-_{\max,3}$
COMB 1	0	18,44	-16,55	0,38	0
COMB 2	0	2,66	-13,06	13,59	0
COMB 3	0	15,81	-23,04	9,75	0
COMB 4	-10,42	/	/	/	-7,83

DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE

Note le sollecitazioni, è possibile calcolare l'area di armatura richiesta attraverso:

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{z \cdot f_{yd}} \cong \frac{M_{Sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

dove M_{Sd} momento sollecitante, z braccio della coppia interna pari a circa $0,9d$ con d altezza utile della sezione (distanza dell'armatura tesa dal bordo compresso di calcestruzzo). f_{yd} tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio (per acciaio B450C pari a 391 MPa).



DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE

$$\text{Campata A} \quad A_s = \frac{18440000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 207,11 \text{ mm}^2$$

$$\text{Campata B} \quad A_s = \frac{13590000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 152,64 \text{ mm}^2$$

$$\text{Appoggio 2} \quad A_s = \frac{23040000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 258,79 \text{ mm}^2$$

$$\text{Appoggio 1} \quad A_s = \frac{10420000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 117,03 \text{ mm}^2$$

$$\text{Appoggio 3} \quad A_s = \frac{7830000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 87,95 \text{ mm}^2$$

OSS. d sarà pari all'altezza del solaio strutturale (240+50 mm) diminuita del copriferro netto (30 mm) e del raggio delle armature (7 mm).

DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE

Campata A con **2 ϕ 14** si ha $A_s^* = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 14^2}{4}\right) = 307,88 > 207,11 \text{ mm}^2$
(per ciascun travetto)

Campata B con **1 ϕ 14** si ha $A_s^* = \left(\frac{\pi \cdot 14^2}{4}\right) = 153,94 \text{ mm}^2 > 152,64 \text{ mm}^2$
(per ciascun travetto)

Appoggio 2 con **2 ϕ 14** si ha $A_s^* = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 14^2}{4}\right) = 307,88 \text{ mm}^2 > 258,79 \text{ mm}^2$
(per ciascun travetto)

Appoggio 1 con **1 ϕ 14** si ha $A_s^* = \left(\frac{\pi \cdot 14^2}{4}\right) = 153,94 \text{ mm}^2 > 116,58 \text{ mm}^2$
(per ciascun travetto)

Appoggio 3 con **1 ϕ 14** si ha $A_s^* = \left(\frac{\pi \cdot 14^2}{4}\right) = 153,94 \text{ mm}^2 > 87,95 \text{ mm}^2$
(per ciascun travetto)

OSS. Per semplicità esecutiva, è preferibile adottare un unico diametro per l'armatura dei solai. Solitamente nei solai ordinari si utilizzano ferri d'armatura $\phi 12$ o $\phi 14$.

In questo caso è stato scelto il diametro $\phi 14$.

VERIFICHE DI RESISTENZA SLU - FLESSIONE

Bisogna verificare che i momenti resistenti M_{Rd} relativi alle armature scelte siano superiori ai momenti sollecitanti M_{Sd} :

$$M_{Rd} = A_s^* \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} > M_{Sd}$$

Campata A $M_{Rd} = 307,88 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 27410772 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $= 27,41 \text{ kN} \cdot \text{m} > 18,44 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \checkmark \text{ VERIFICATO}$

Campata B $M_{Rd} = 153,94 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 13705000 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $= 13,71 \text{ kN} \cdot \text{m} > 13,59 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \checkmark \text{ VERIFICATO}$

Appoggio 2 $M_{Rd} = 307,88 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 27410000 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $= 27,41 \text{ kN} \cdot \text{m} > 23,04 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \checkmark \text{ VERIFICATO}$

Appoggio 1 $M_{Rd} = 153,94 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 13705000 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $= 13,71 \text{ kN} \cdot \text{m} > 10,42 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \checkmark \text{ VERIFICATO}$

Appoggio 3 $M_{Rd} = 153,94 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 253 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 13705000 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $= 13,71 \text{ kN} \cdot \text{m} > 13,05 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \checkmark \text{ VERIFICATO}$

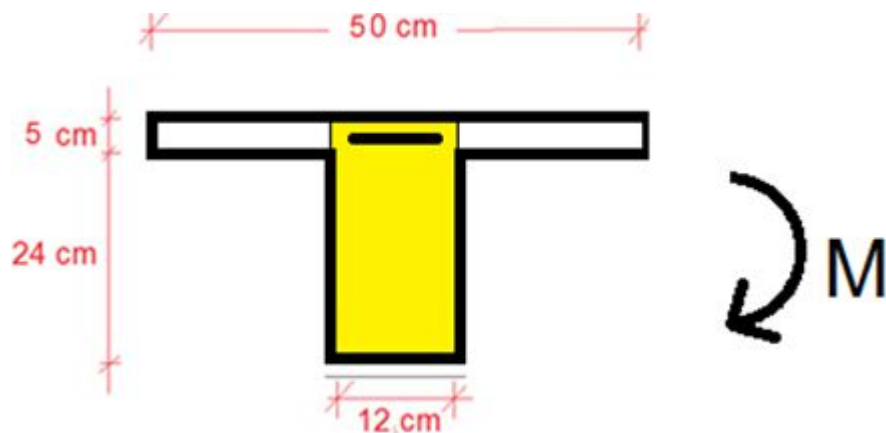
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU - FLESSIONE

Bisogna inoltre verificare che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata. La verifica può essere effettuata verificando che

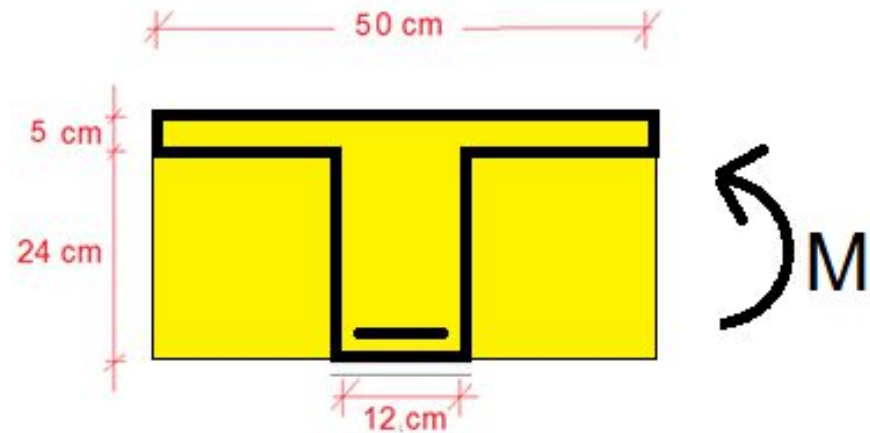
$$\omega_s = \frac{f_{yd} \cdot A_s^*}{f_{cd} \cdot b \cdot d} < \bar{\omega}_s = 0,52$$

con b larghezza dell'anima del travetto per le sezioni d'appoggio e larghezza dell'ala del travetto per le sezioni di campata

APPOGGIO



CAMPATA



VERIFICHE DI RESISTENZA SLU - FLESSIONE

Campata A $\omega_s = \frac{391 \text{ MPa} \cdot 307,88 \text{ mm}^2}{14,17 \text{ MPa} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 253 \text{ mm}} = 0,28 < \bar{\omega}_s = 0,52$ ✓ VERIFICATO

Campata B $\omega_s = \frac{391 \text{ MPa} \cdot 153,94 \text{ mm}^2}{14,17 \text{ MPa} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 253 \text{ mm}} = 0,03 < \bar{\omega}_s = 0,52$ ✓ VERIFICATO

Appoggio 2 $\omega_s = \frac{391 \text{ MPa} \cdot 307,88 \text{ mm}^2}{14,17 \text{ MPa} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 253 \text{ mm}} = 0,28 < \bar{\omega}_s = 0,52$ ✓ VERIFICATO

Appoggio 1 $\omega_s = \frac{391 \text{ MPa} \cdot 153,94 \text{ mm}^2}{14,17 \text{ MPa} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 253 \text{ mm}} = 0,14 < \bar{\omega}_s = 0,52$ ✓ VERIFICATO

Appoggio 3 $\omega_s = \frac{391 \text{ MPa} \cdot 153,94 \text{ mm}^2}{14,17 \text{ MPa} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 253 \text{ mm}} = 0,14 < \bar{\omega}_s = 0,52$ ✓ VERIFICATO

VERIFICHE SLE

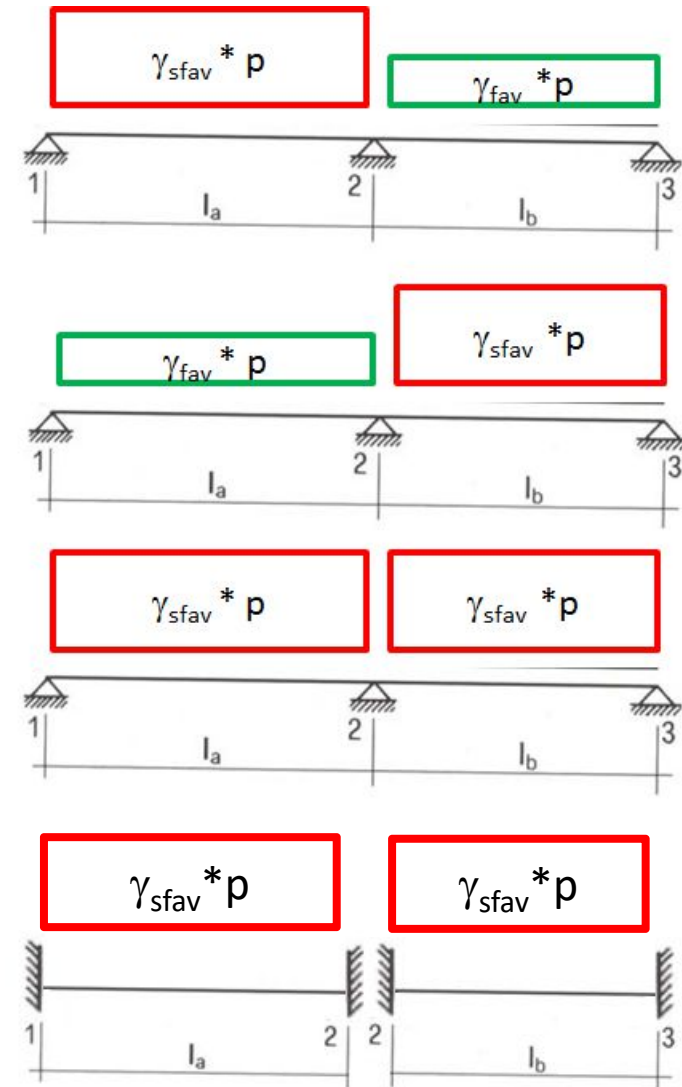
Anche per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) si considera il diagramma di involuppo delle 4 combinazioni viste in precedenza.

In questo caso, però, i coefficienti amplificativi γ_{sfav} valgono 1.0 mentre quelli riduttivi γ_{fav} valgono 1.0 per carichi g_1 e 0.0 per carichi g_2 e q_k

$$\begin{aligned}\gamma_{sfav} * p &= 1,00 * (g_1 + g_2 + q_k) \\ &= 1,00 * (1,65 + 1,43 + 2,00) = \mathbf{4,08 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{fav} * p &= 1,00 * g_1 + 0,0 * (g_2 + q_k) \\ &= 1,00 * 1,65 = \mathbf{1,65 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

Le sollecitazioni ricavate per gli SLE saranno, pertanto, più contenute rispetto a quelle relative allo stato limite ultimo



VERIFICHE SLE

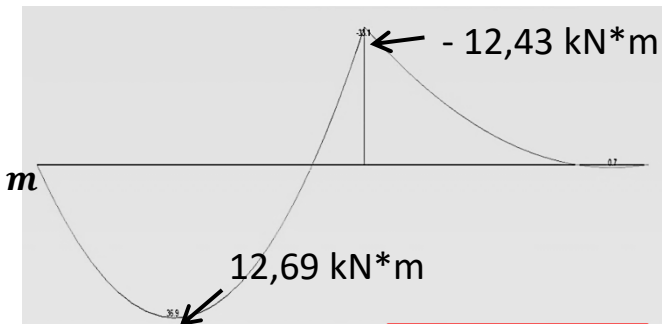
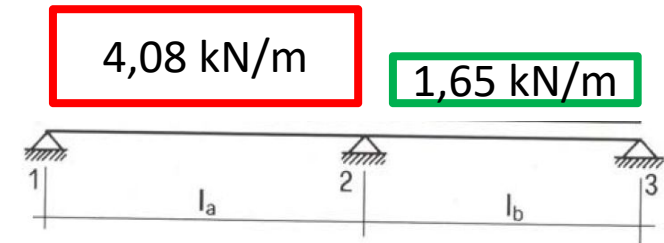
COMBINAZIONE 1

(per massimizzare il momento in campata a)

$$M^+_{max,a} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_a l_a^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a^2}{8}$$

$$= 0,54 - 6,21 + 18,36 = \mathbf{12,69 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$M^-_{max,2} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot (l_a + l_b)} = -\frac{(4,08 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot (6 + 5,2)} = \mathbf{-12,43 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$



COMBINAZIONE 2

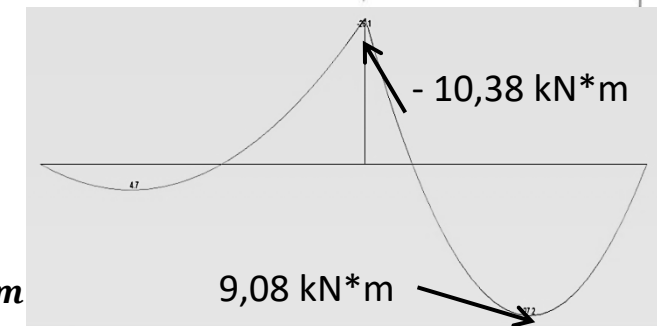
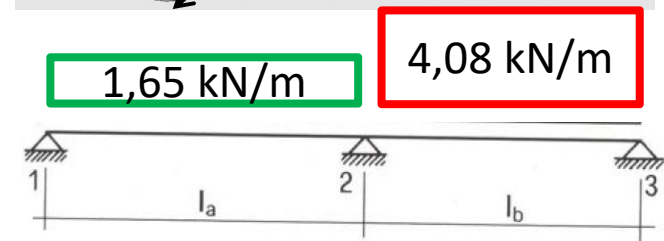
(per massimizzare il momento in campata b)

$$M^+_{max,b} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_b l_b^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b^2}{8}$$

$$= \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 4,08 \cdot 5,2^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{4,08 \cdot 5,2^2}{8}$$

$$= 0,48 - 5,19 + 13,79 = \mathbf{9,08 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$M^-_{max,2} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot (l_a + l_b)} = -\frac{(1,65 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot (6 + 5,2)} = \mathbf{-10,38 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$



VERIFICHE SLE

COMBINAZIONE 3

(per massimizzare il momento all'appoggio 2)

$$M^+_{max,a} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_a l_a^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a^2}{8}$$

$$= \frac{(4,08 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 4,08 \cdot 6^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(4,08 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{4,08 \cdot 6^2}{8} = 11,14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M^+_{max,b} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)^2}{128 \cdot p_b l_b^2 (l_a + l_b)^2} - \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{16 \cdot (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b^2}{8}$$

$$= \frac{(4,08 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)^2}{128 \cdot 4,08 \cdot 5,2^2 \cdot (6 + 5,2)^2} - \frac{(4,08 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)}{16 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{4,08 \cdot 5,2^2}{8} = 6,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

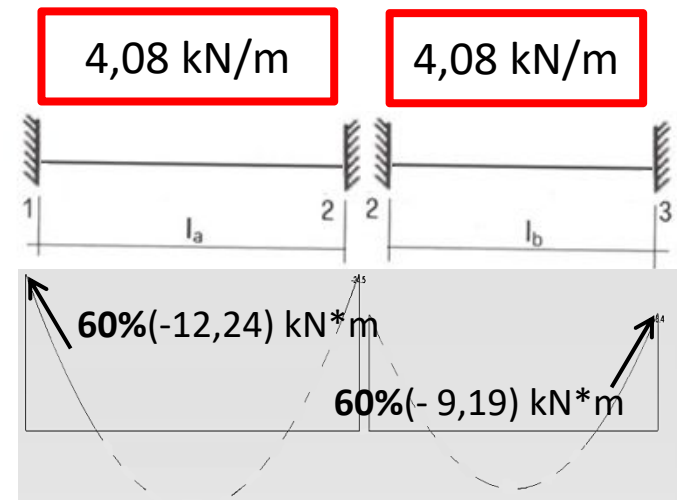
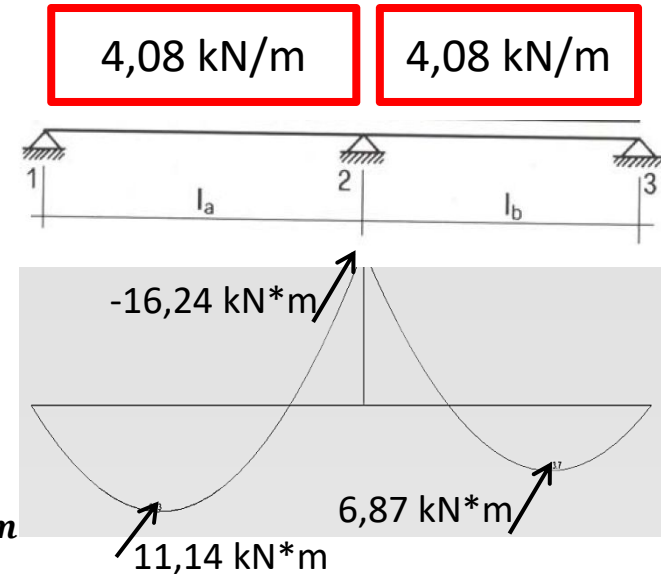
$$M^-_{max,2} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot (l_a + l_b)} = -\frac{(4,08 \cdot 6^3 + 4,08 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot (6 + 5,2)} = -16,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

COMBINAZIONE 4

(per una stima semplificata dei momenti di estremità)

$$M^-_{max,1} = 60\% \left(-\frac{p_a l_a^2}{12} \right) = 60\% \left(-\frac{4,08 \cdot 6^2}{12} \right) = -7,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

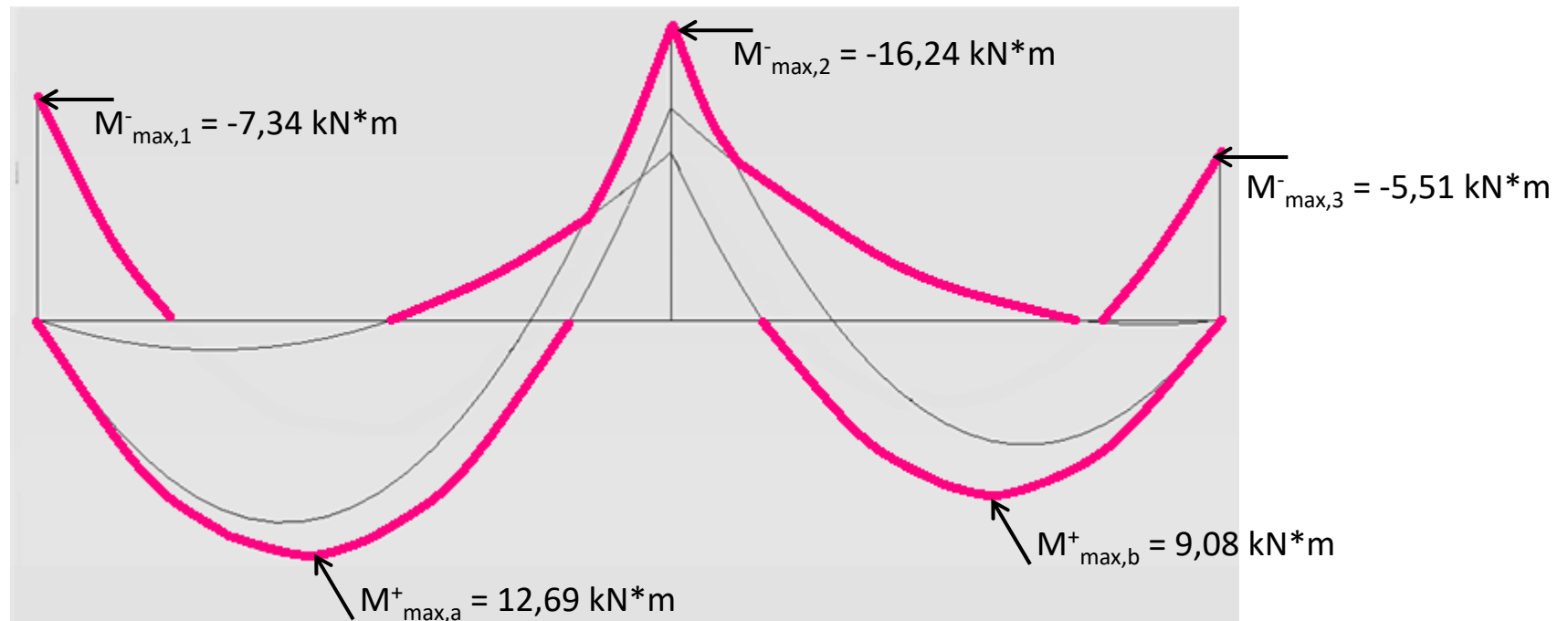
$$M^-_{max,3} = 60\% \left(-\frac{p_b l_b^2}{12} \right) = 60\% \left(-\frac{4,08 \cdot 5,2^2}{12} \right) = -5,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



VERIFICHE SLE

DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEI MOMENTI (LINEA FUCSIA):

Si sovrappongono i 4 diagrammi dei momenti calcolati in precedenza, per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave



VERIFICHE SLE

Riassumendo:

	$M^-_{\max,1}$	$M^+_{\max,a}$	$M^-_{\max,2}$	$M^+_{\max,b}$	$M^-_{\max,3}$
COMB 1	0	12,69	-12,43	--	0
COMB 2	0	--	-10,38	9,08	0
COMB 3	0	11,14	-16,24	6,87	0
COMB 4	-7,34	/	/	/	-5,51

VERIFICHE SLE - TENSIONI

VERIFICA DELLE TENSIONI MASSIME:

- di compressione, nel cls compresso

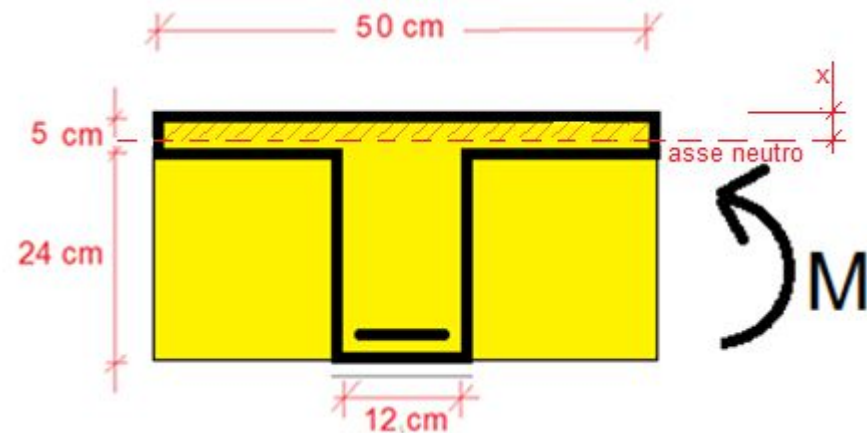
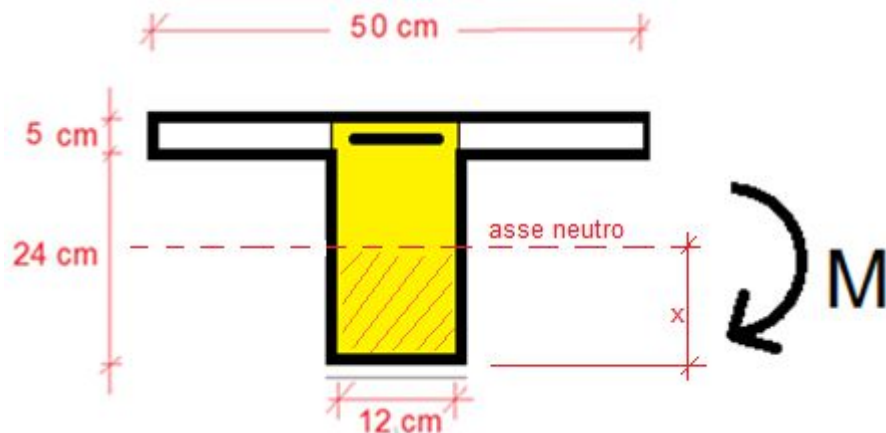
- di trazione, nell'armatura tesa

$$\sigma_c = \frac{2M}{bxz} < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z} < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Con $z = d - \frac{x}{3}$ e con $x = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right\}$ ($\alpha_e = 15$)

Si ipotizza che l'asse neutro tagli l'anima nelle sezioni i prossimità degli appoggi e l'ala nelle sezioni di campata. Allora b è larghezza dell'anima nel primo caso, la larghezza dell'ala nel secondo



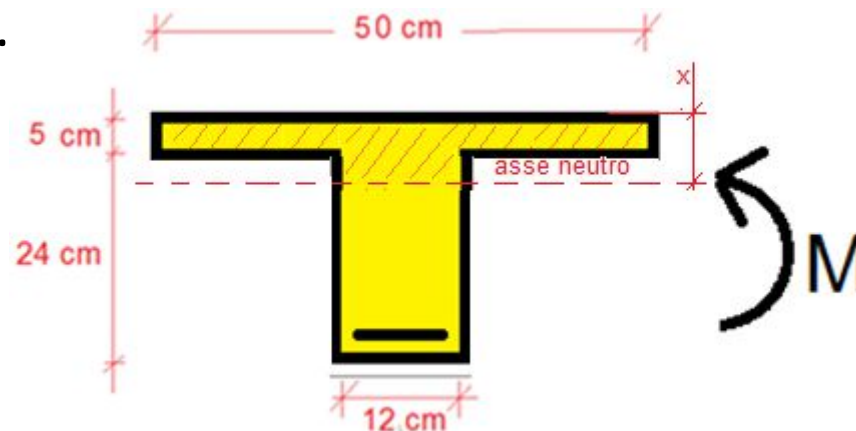
VERIFICHE SLE - TENSIONI

	M [kN·m]	A _s [mm]	b [mm]	x [mm]	z [mm]	σ _c [MPa]	< 15 MPa?	σ _s [MPa]	< 360 MPa?
CAMPATA A	12,69	307,88	500,00	<u>60,81*</u>	240,73	3,46	✓	171,4	✓
CAMPATA B	9,08	153,94	500,00	44,61	238,35	3,29	✓	238,4	✓
APPOGGIO 2	16,24	307,88	120,00	106,27	217,58	11,71	✓	242,58	✓
APPOGGIO 1	7,34	153,94	120,00	81,29	225,90	6,66	✓	211,07	✓
APPOGGIO 3	5,51	153,94	120,00	81,29	225,90	5,00	✓	264,55	✓

VERIFICHE SLE - TENSIONI

* N.B.

Si osserva che, in campata a, l'asse neutro non taglia l'ala ma l'anima (infatti $x = 60,81 \text{ mm} > s = 50 \text{ mm}$ spessore soletta), pertanto x dovrebbe essere ricalcolato, tenendo conto che la sezione di calcestruzzo reagente a compressione non è più rettangolare ma a T (in fig.: area con campitura).



Tuttavia, siccome la differenza $x-s$ ($=10,81 \text{ mm}$) non è elevata rispetto all'altezza della sezione e che le tensioni σ_c e σ_s calcolate sono abbondantemente inferiori ai valori limite, le verifiche possono essere considerate soddisfatte senza procedere con calcoli più rigorosi.

VERIFICHE SLE - FESSURAZIONE

(VERIFICA INDIRETTA)

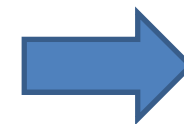
La verifica a fessurazione può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese e la loro spaziatura non superino determinati limiti.

Tali limiti dipendono dallo stato tensionale delle armature in condizione di esercizio e dall'apertura massima delle fessure consentita (w).

L'apertura massima delle fessure dipende dalle condizioni ambientali cui è esposta la struttura e dalla tipologia di armatura.

Per l'edificio in esempio:

- Condizioni ambientali ordinarie (XC1-XC2-XC3);
- Armature poco sensibili (acciaio ordinario).



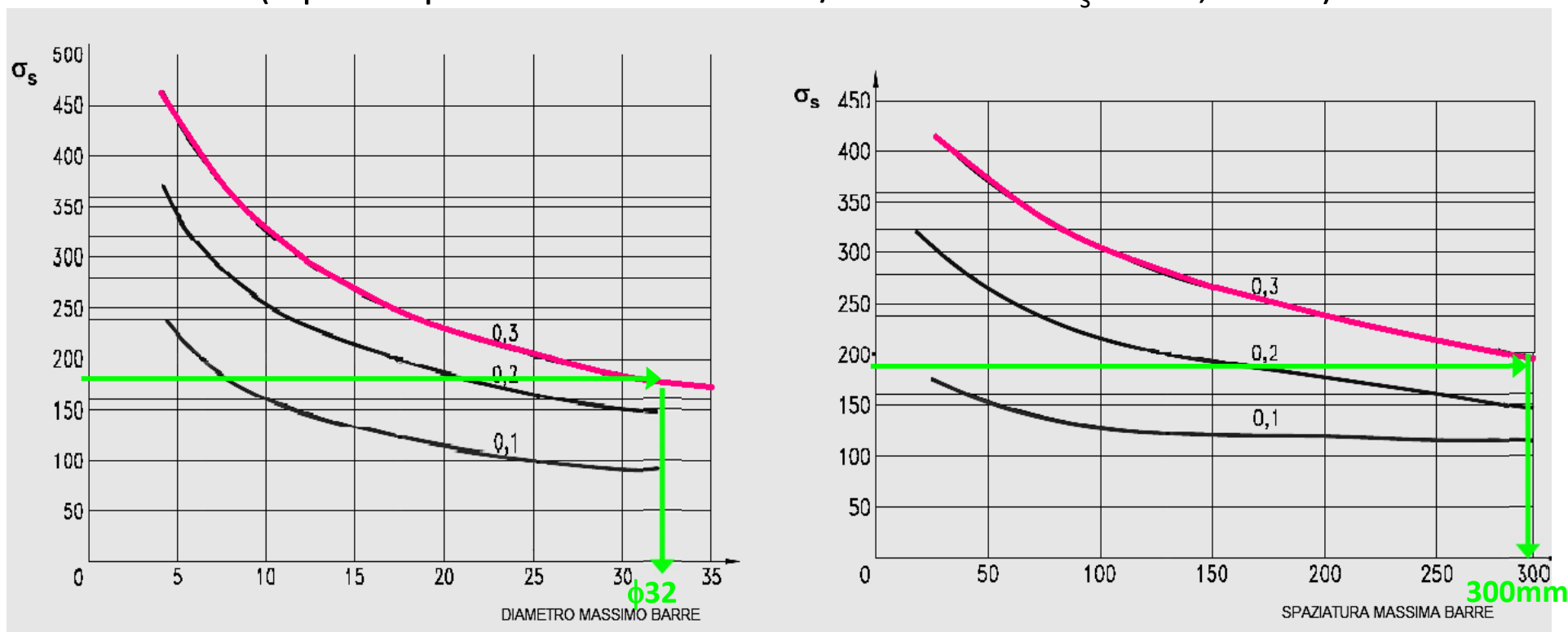
$w_2 = 0,3 \text{ mm}$

VERIFICHE SLE - FESSURAZIONE

(VERIFICA INDIRETTA)

CAMPATA A

($2\phi 14$ – spaziatura barre $i = 120/3 = 40$ mm - $\sigma_s = 171,4$ MPa)



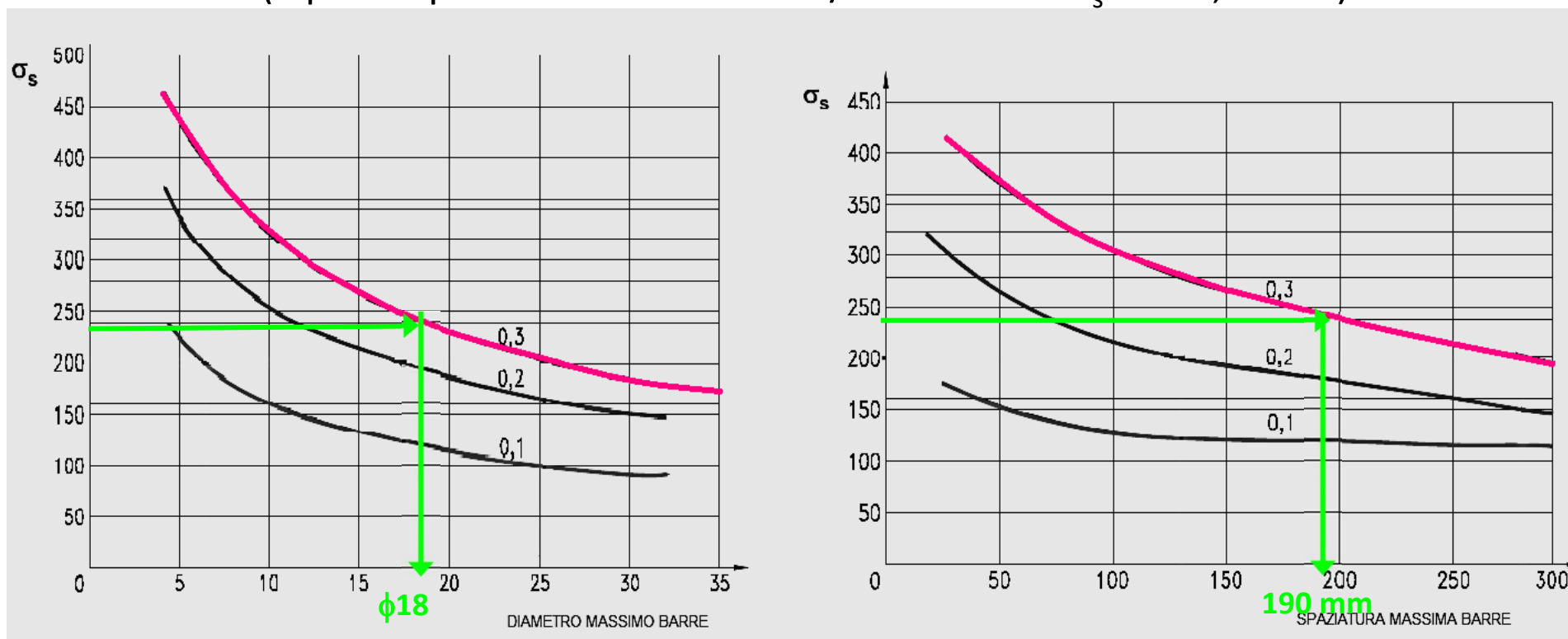
$\phi 14 < \phi 32$ e 40 mm $<$ 300 mm ✓ VERIFICATO

VERIFICHE SLE - FESSURAZIONE

(VERIFICA INDIRETTA)

CAMPATA B

(1 ϕ 14 – spaziatura barre $i = 120/2 = 60$ mm - $\sigma_s = 238,4$ MPa)



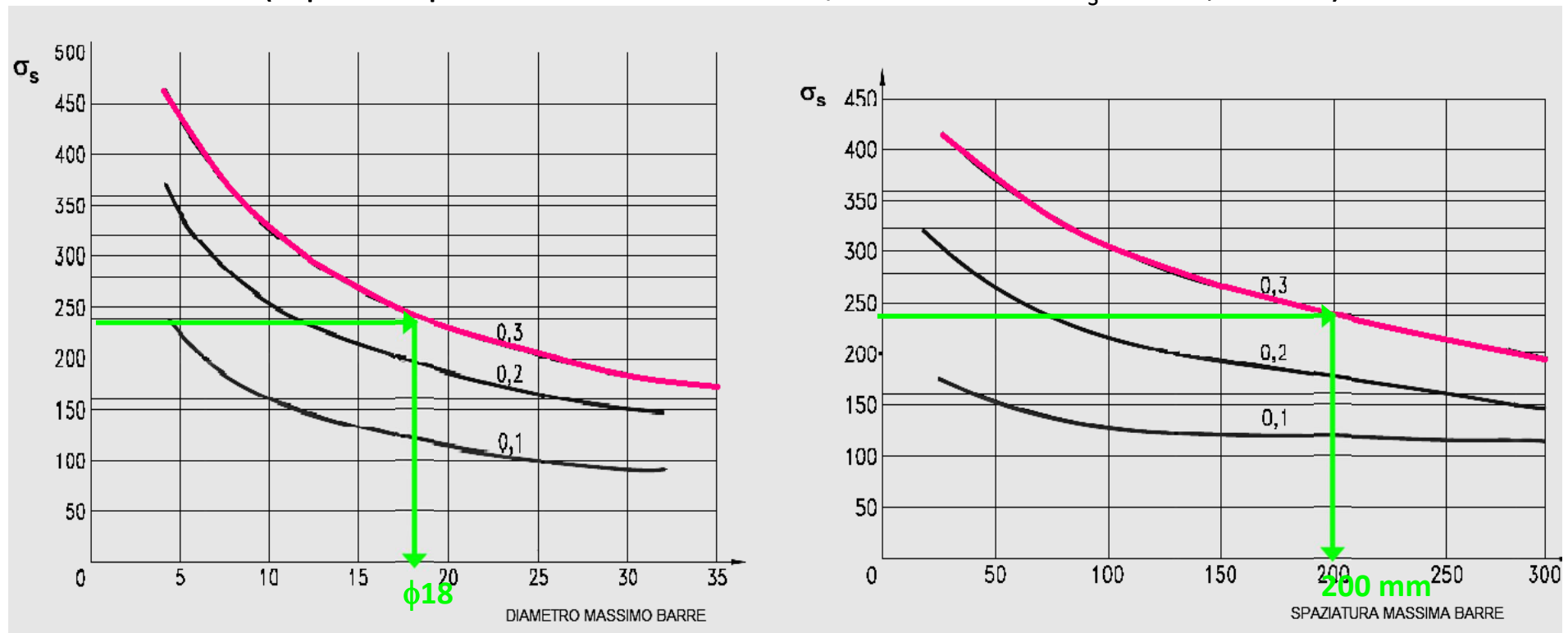
$\phi 14 \leq \phi 18$ e $60 \text{ mm} < 190 \text{ mm}$ ✓ VERIFICATO

VERIFICHE SLE - FESSURAZIONE

(VERIFICA INDIRETTA)

APPOGGIO 2

($2\phi 14$ – spaziatura barre $i = 120/3 = 40$ mm - $\sigma_s = 242,6$ MPa)



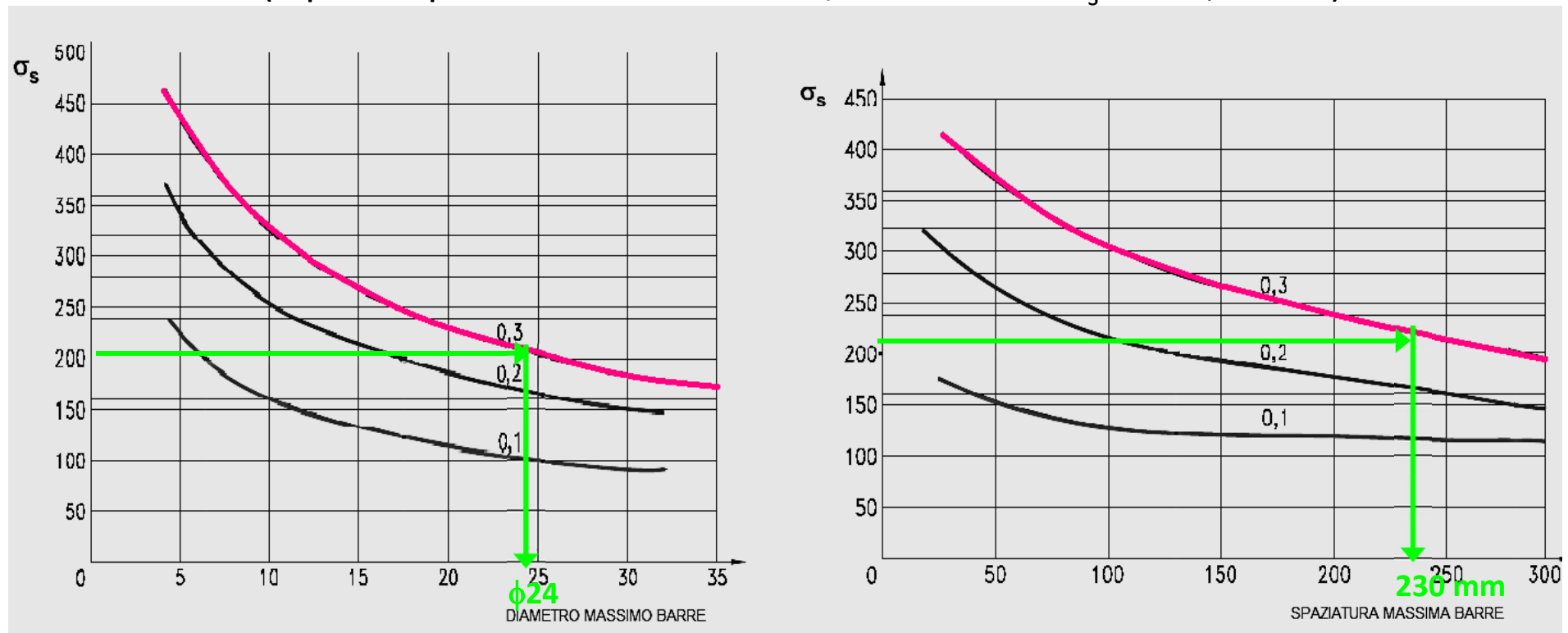
$\phi 14 < \phi 18$ e 40 mm $<$ 200 mm ✓ VERIFICATO

VERIFICHE SLE - FESSURAZIONE

(VERIFICA INDIRETTA)

APPOGGIO 1

(1 ϕ 14 – spaziatura barre $i = 120/2 = 60$ mm - $\sigma_s = 211,1$ MPa)



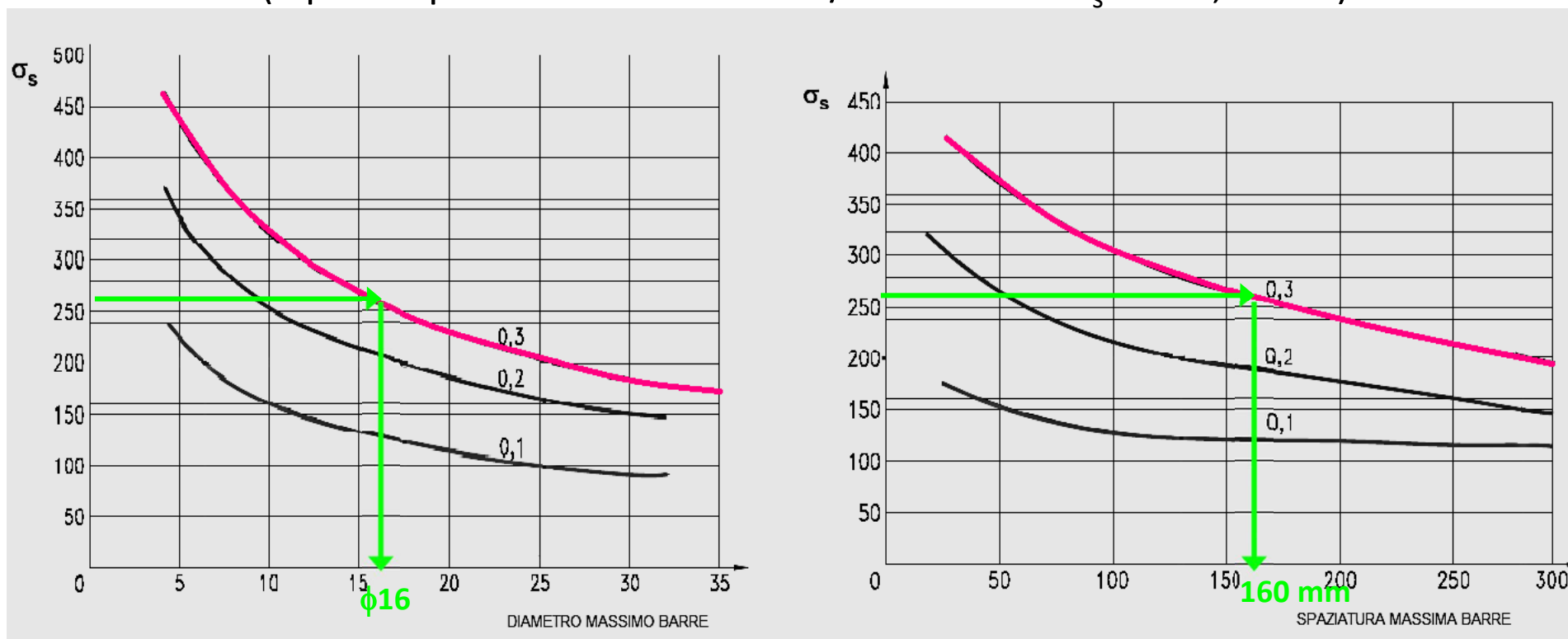
$\phi 14 < \phi 24$ e $60 \text{ mm} < 230 \text{ mm}$ ✓ VERIFICATO

VERIFICHE SLE - FESSURAZIONE

(VERIFICA INDIRETTA)

APPOGGIO 3

(1 ϕ 14 – spaziatura barre $i = 120/2 = 60$ mm - $\sigma_s = 264,6$ MPa)



$\phi 14 < \phi 16$ e $60 \text{ mm} < 160 \text{ mm}$ ✓ VERIFICATO

VERIFICHE SLE - FESSURAZIONE

Riassumendo:

	Armatura tesa	σ_s [MPa]	ϕ [mm]	ϕ_{max} [mm]	$\phi \leq \phi_{max}$?	i [mm]	i_{max} [mm]	$i \leq i_{max}$?
CAMPATA A	2 ϕ 14	171,4	14	32	✓	40	300	✓
CAMPATA B	1 ϕ 14	238,4	14	18	✓	60	190	✓
APPOGGIO 2	2 ϕ 14	242,6	14	18	✓	40	200	✓
APPOGGIO 1	1 ϕ 14	211,1	14	24	✓	60	230	✓
APPOGGIO 3	1 ϕ 14	264,6	14	16	✓	60	160	✓

VERIFICHE SLE - DEFORMAZIONE

(VERIFICA INDIRETTA)

Per solai con luci fino a 10m la verifica di deformazione può essere eseguita indirettamente controllando che il rapporto tra luce altezza (l/h) non superi un determinato limite.

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{0.0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]^{\frac{1}{1}}$$

Il secondo termine tra parentesi quadre può essere assunto unitario.

Per travi a T con larghezza dell'ala superiore a 3 volte quella dell'anima, i valori così calcolati vanno ridotti del 20%.

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24

VERIFICHE SLE – DEFORMAZIONE

con $f_{ck} = 25$ MPa

	A_s [mm ²]	$(l/h)_{max}$	l [mm]	h [mm]	(l/h)	$(l/h) \leq (l/h)_{max}$?
CAMPATA A	307,88	$0,8 * 26 = \mathbf{20,8}$	6000	290	20,69	✓
CAMPATA B	153,94	$0,8 * 26 = \mathbf{20,8}$	5200	290	17,93	✓

POSIZIONAMENTO PRELIMINARE DELLE ARMATURE A FLESSIONE (dopo la traslazione del diagramma dei momenti)

$$M_{Rd(2\phi 14)} = -27,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

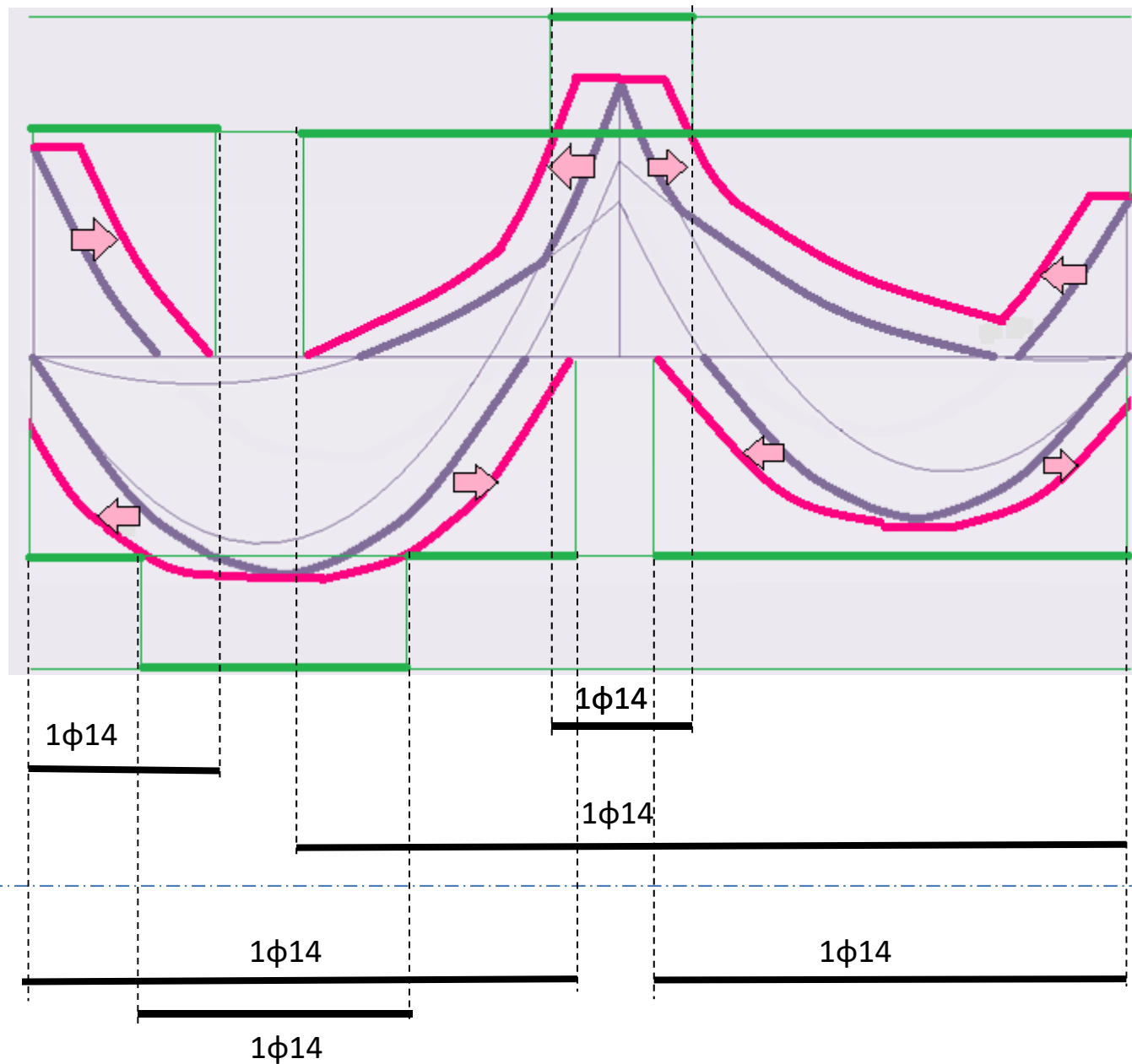
$$M_{Rd(1\phi 14)} = -13,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd(1\phi 14)} = 13,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd(2\phi 14)} = 27,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Estradosso

Intradosso

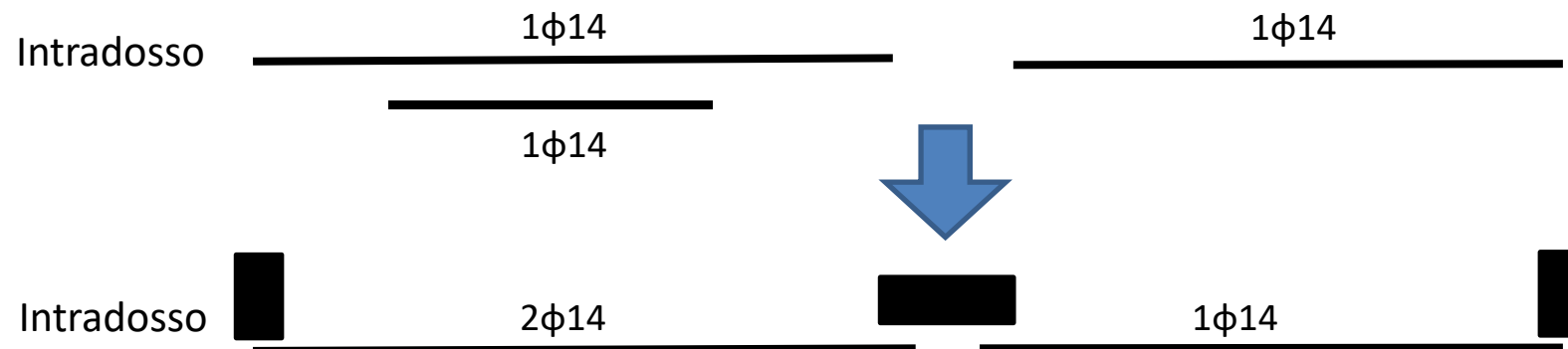


NOTE ESECUTIVE

Nei solai semi-prefabbricati (es. latero-cemento tipo Omnia Bausta, Predalles, ecc.) l'armatura inferiore esce dal fondello/lastra per circa 10-15 cm.

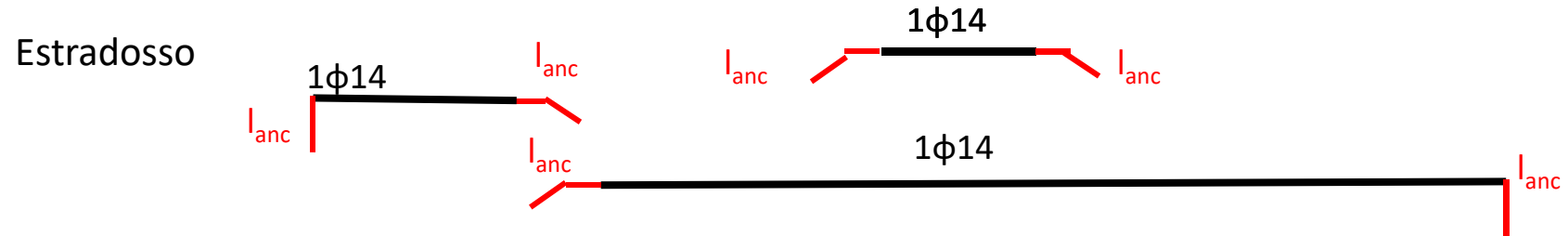


L'armatura di intradosso è solitamente costante su tutta la lunghezza del travetto e si interrompe in prossimità degli appoggi



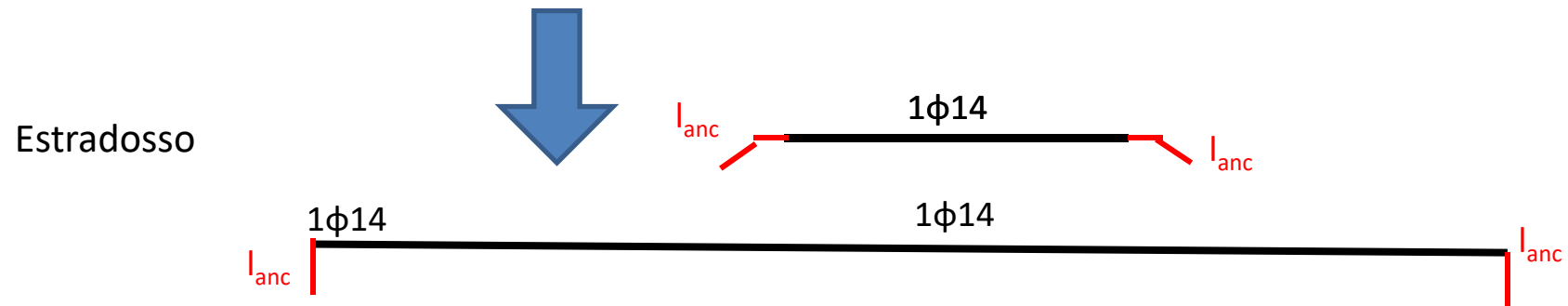
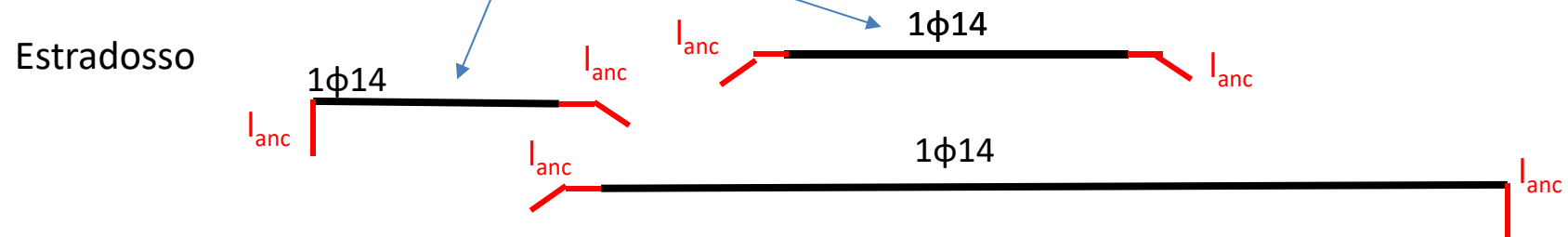
NOTE ESECUTIVE

All'estradosso, alle lunghezze delle armature derivanti dall'analisi vanno sommate le lunghezze di ancoraggio (indicativamente, 40ϕ)



Operativamente, è opportuno prevedere:

- per i ferri agli appoggi intermedi una lunghezza pari ad almeno ad $1/3$ della luce
- per i ferri agli appoggi d'estremità una lunghezza pari ad almeno ad $1/4$ della luce



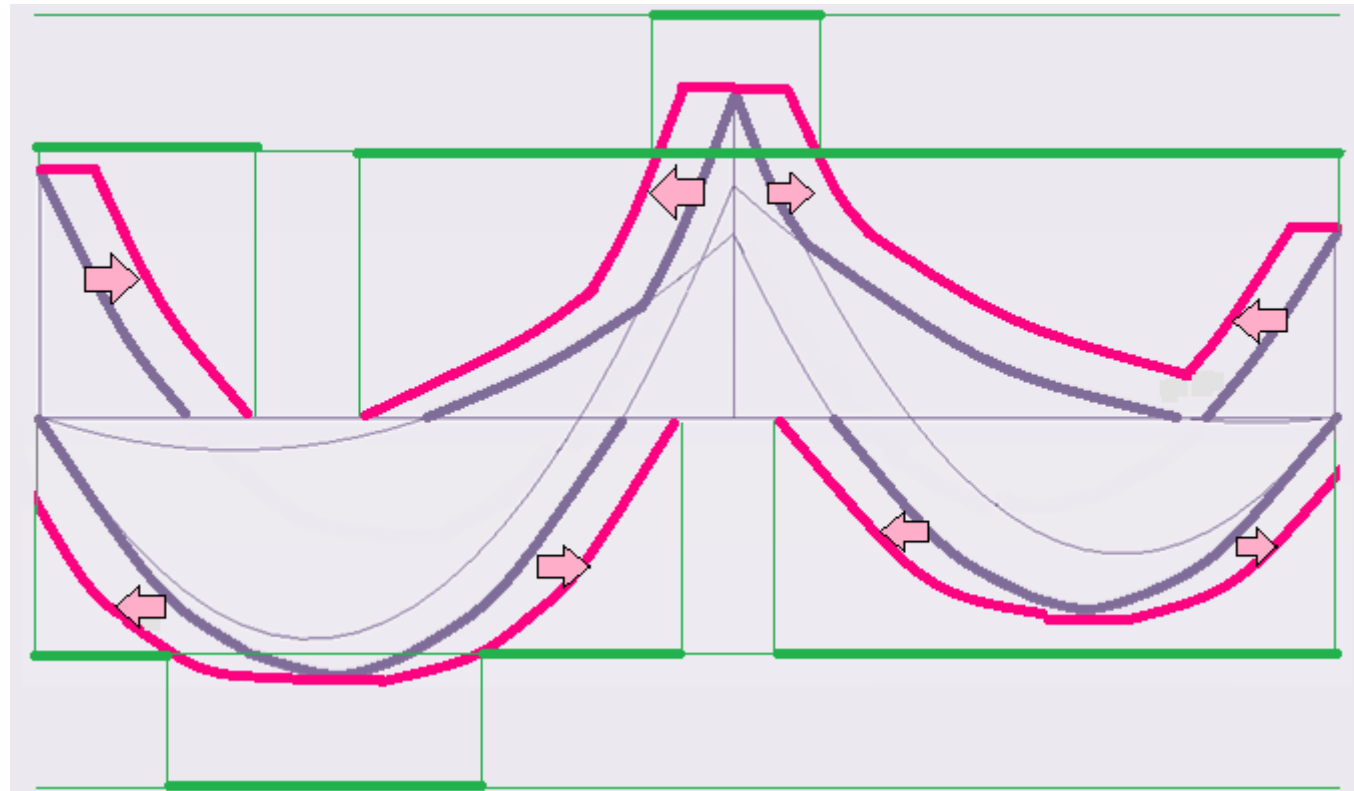
POSIZIONAMENTO DEFINITIVO DELLE ARMATURE A FLESSIONE (dopo la traslazione del diagramma dei momenti)

$$M_{Rd(2\phi 14)} = -27,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

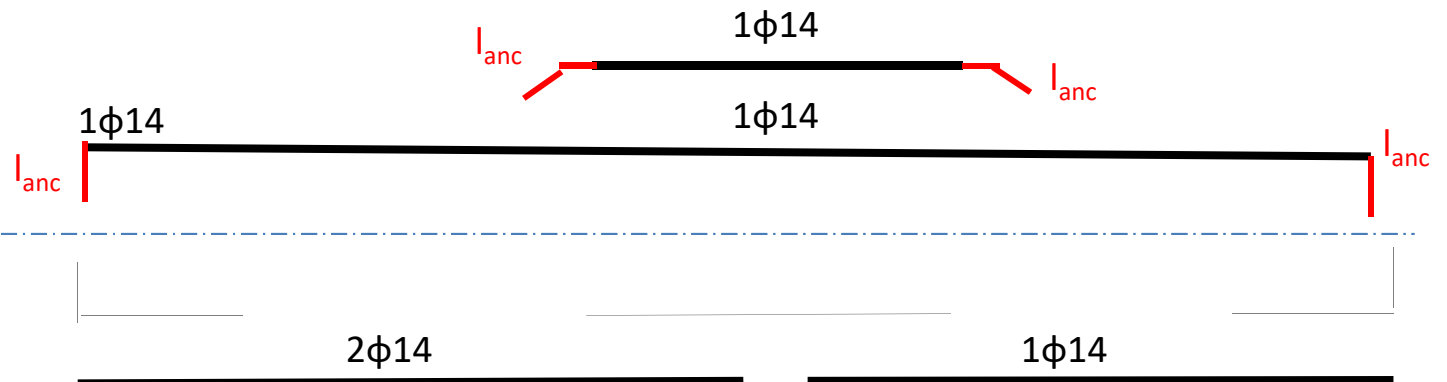
$$M_{Rd(1\phi 14)} = -13,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd(1\phi 14)} = 13,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd(2\phi 14)} = 27,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Estradosso



Intradosso

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI – taglio

(è una verifica SLU)

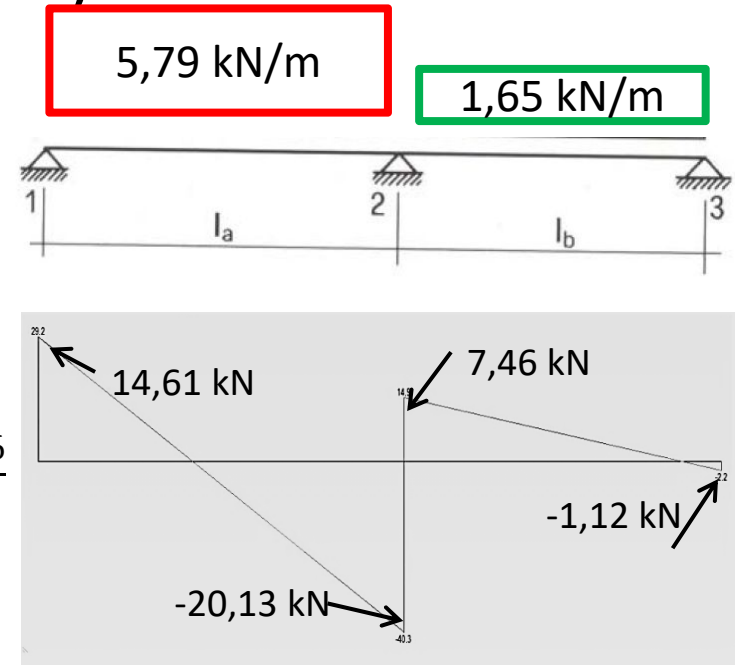
COMBINAZIONE 1

$$V_1 = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_a (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a}{2} = -\frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 6 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 6}{2}$$
$$= -2,76 + 17,37 = \mathbf{14,61 \text{ kN}}$$

$$V_{2(a)} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_a (l_a + l_b)} - \frac{p_a l_a}{2} = -\frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 6 \cdot (6 + 5,2)} - \frac{5,79 \cdot 6}{2}$$
$$= -2,76 - 17,37 = \mathbf{-20,13 \text{ kN}}$$

$$V_{2(b)} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_b (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b}{2} = \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 5,2 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{1,65 \cdot 5,2}{2}$$
$$= 3,17 + 4,29 = \mathbf{7,46 \text{ kN}}$$

$$V_3 = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_b (l_a + l_b)} - \frac{p_b l_b}{2} = \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 1,65 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 5,2 \cdot (6 + 5,2)} - \frac{1,65 \cdot 5,2}{2}$$
$$= 3,17 - 4,29 = \mathbf{-1,12 \text{ kN}}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI - taglio

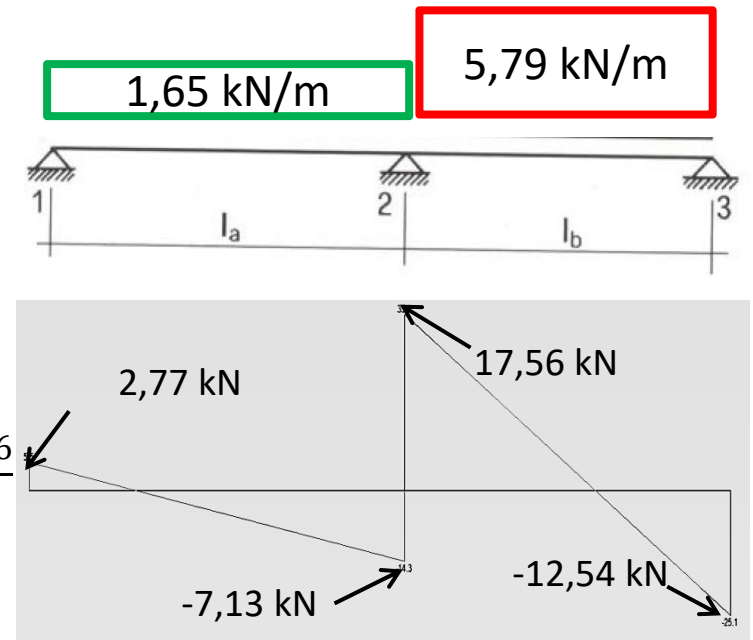
COMBINAZIONE 2

$$V_1 = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_a (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a}{2} = -\frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 6 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{1,65 \cdot 6}{2}$$
$$= -2,18 + 4,95 = \mathbf{2,77 \text{ kN}}$$

$$V_{2(a)} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_a (l_a + l_b)} - \frac{p_a l_a}{2} = -\frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 6 \cdot (6 + 5,2)} - \frac{1,65 \cdot 6}{2}$$
$$= -2,18 - 4,95 = \mathbf{-7,13 \text{ kN}}$$

$$V_{2(b)} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_b (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b}{2} = \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 5,2 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 5,2}{2}$$
$$= 2,51 + 15,05 = \mathbf{17,56 \text{ kN}}$$

$$V_3 = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_b (l_a + l_b)} - \frac{p_b l_b}{2} = \frac{(1,65 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 5,2 \cdot (6 + 5,2)} - \frac{5,79 \cdot 5,2}{2}$$
$$= 2,51 - 15,05 = \mathbf{-12,54 \text{ kN}}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI - taglio

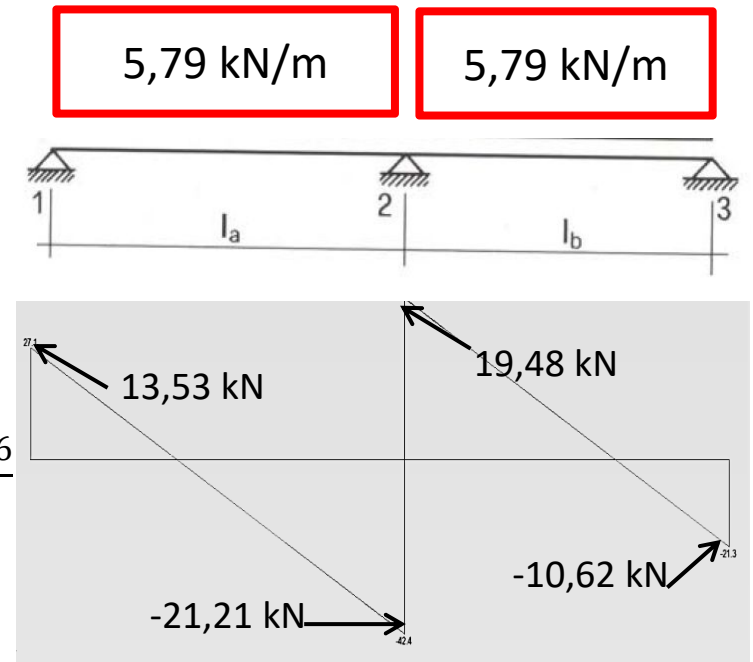
COMBINAZIONE 3

$$V_1 = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_a (l_a + l_b)} + \frac{p_a l_a}{2} = -\frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 6 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 6}{2}$$
$$= -3,84 + 17,37 = \mathbf{13,53 \text{ kN}}$$

$$V_{2(a)} = -\frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_a (l_a + l_b)} - \frac{p_a l_a}{2} = -\frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 6 \cdot (6 + 5,2)} - \frac{5,79 \cdot 6}{2}$$
$$= -3,84 - 17,37 = \mathbf{-21,21 \text{ kN}}$$

$$V_{2(b)} = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_b (l_a + l_b)} + \frac{p_b l_b}{2} = \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 5,2 \cdot (6 + 5,2)} + \frac{5,79 \cdot 5,2}{2}$$
$$= 4,43 + 15,05 = \mathbf{19,48 \text{ kN}}$$

$$V_3 = \frac{(p_a l_a^3 + p_b l_b^3)}{8 \cdot l_b (l_a + l_b)} - \frac{p_b l_b}{2} = \frac{(5,79 \cdot 6^3 + 5,79 \cdot 5,2^3)}{8 \cdot 5,2 \cdot (6 + 5,2)} - \frac{5,79 \cdot 5,2}{2}$$
$$= +4,43 - 15,05 = \mathbf{-10,62 \text{ kN}}$$

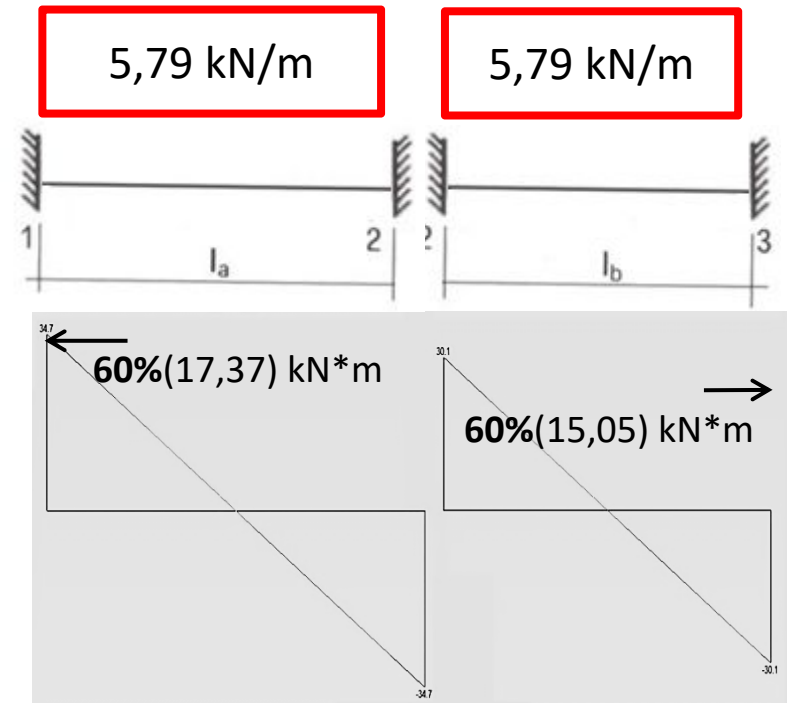


ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI - taglio

COMBINAZIONE 4

$$V_1 = 60\% \left(\frac{p_a l_a}{2} \right) = 60\% \left(\frac{5,79 \cdot 6}{2} \right) = 10,42 \text{ kN}$$

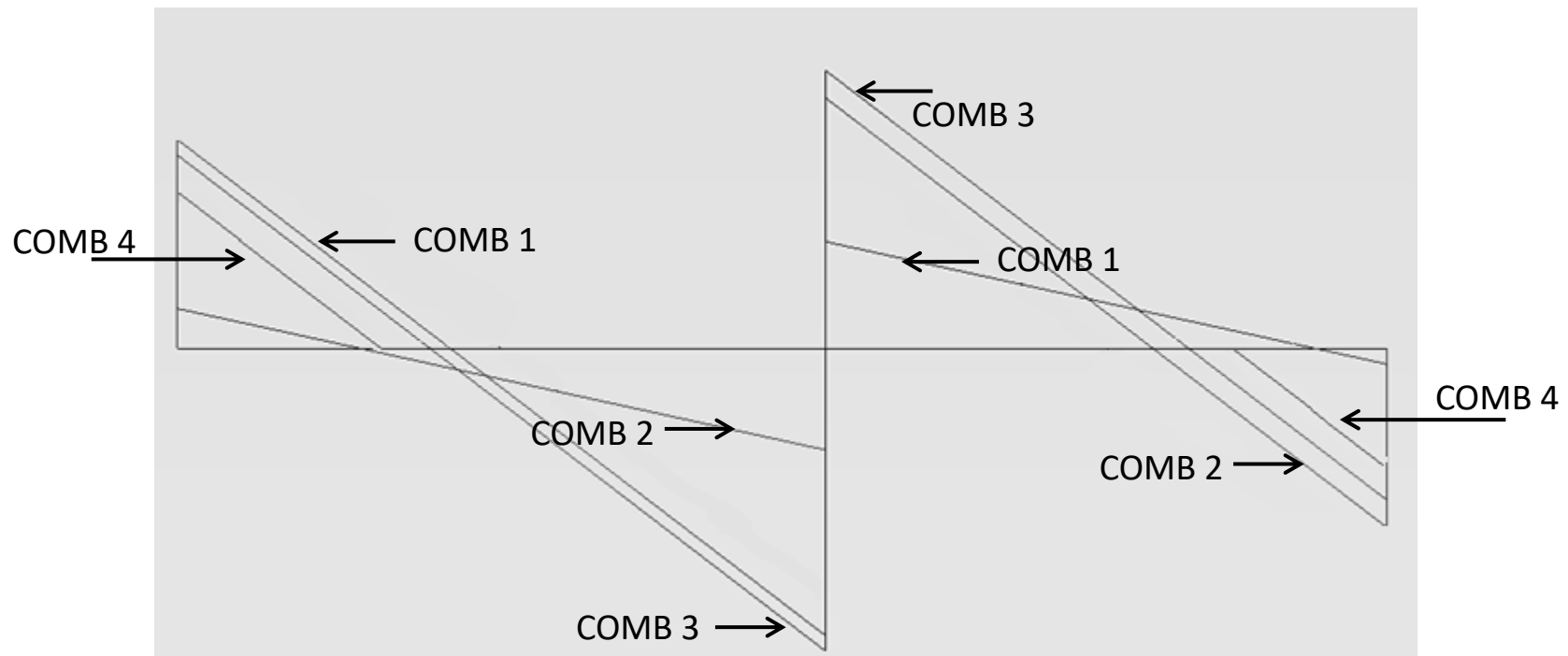
$$V_3 = 60\% \left(\frac{p_b l_b}{2} \right) = 60\% \left(\frac{5,79 \cdot 5,2}{2} \right) = 9,03 \text{ kN}$$



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEI TAGLI:

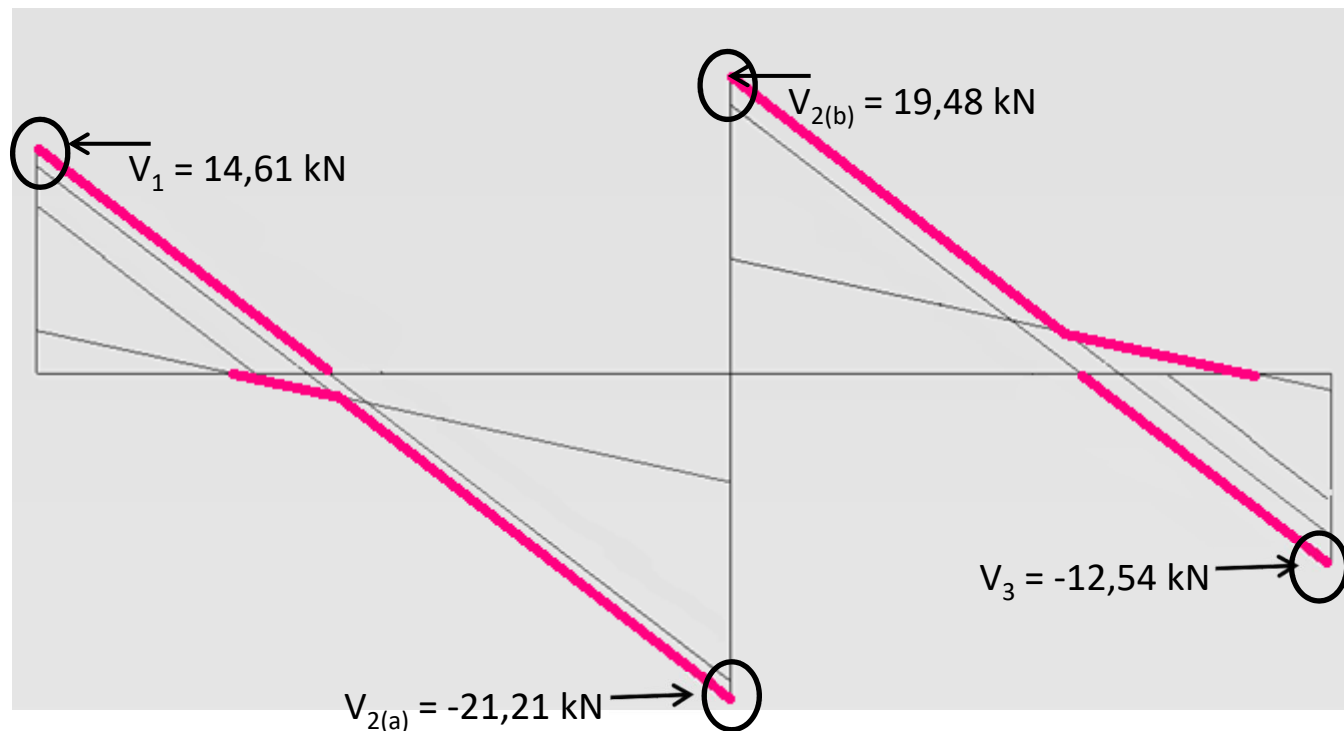
Si sovrappongono i 4 diagrammi dei tagli calcolati in precedenza, per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEI TAGLI (LINEA FUCSIA):

Si sovrappongono i 4 diagrammi dei tagli calcolati in precedenza, per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

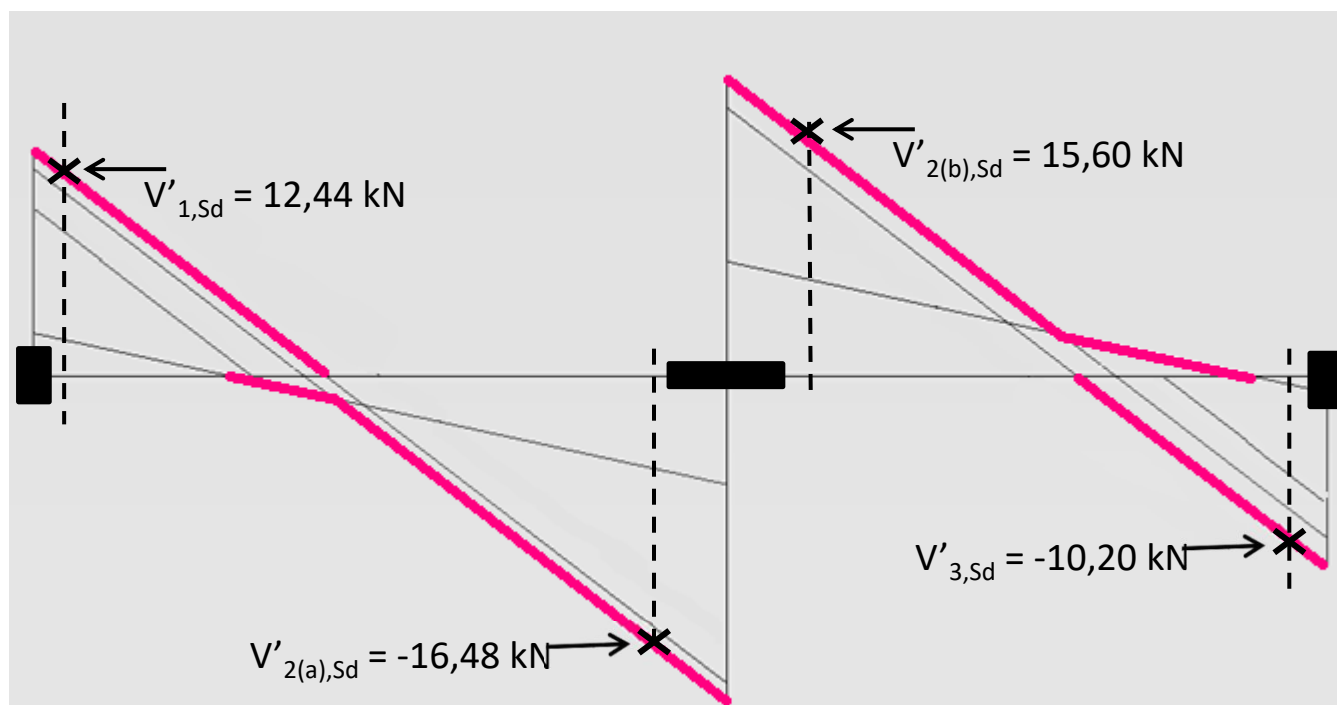
Riassumendo:

	V_1	$V_{2(a)}$	$V_{2(b)}$	V_3
COMB 1	14,61	20,13	7,46	1,12
COMB 2	2,77	7,13	17,56	12,54
COMB 3	13,53	21,21	19,48	10,62
COMB 4	10,42	/	/	9,03

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

N.B. Agli appoggi, la sezione resistente a taglio è costituita da una sezione rettangolare piena in c.a. (per la presenza delle travi). La sezione piena in calcestruzzo non risentirà, pertanto, di particolari carenze a taglio (b è pari all'interasse tra i travetti).

Problemi a taglio potrebbero, invece, verificarsi nelle sezioni a T situate nelle immediate vicinanze delle travi (dove b è pari alla larghezza dell'anima del travetto).



ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

In combinazione 1 $V_1 = 14,61 \text{ kN}$ $V_{2(a)} = -20,13 \text{ kN}$ pertanto

$$V'_{1,sd} = V_1 - (V_1 - V_{2(a)}) \cdot \frac{[(B_{t1}/2) + 0,9d]}{l_a} = 14,61 - \left[[14,16 - (-20,13)] \cdot \frac{0,15 + 0,23}{6} \right] =$$
$$= 14,61 - 2,17 = \mathbf{12,44 \text{ kN}}$$

In combinazione 2 $V_3 = -12,54 \text{ kN}$ $V_{2(b)} = 17,56 \text{ kN}$ pertanto

$$V'_{3,sd} = V_3 - (V_3 - V_{2(b)}) \cdot \frac{[(B_{t3}/2) + 0,9d]}{l_b} = -12,54 - \left[[-12,54 - 17,56] \cdot \frac{0,15 + 0,23}{5,2} \right] =$$
$$= -12,54 + 2,20 = \mathbf{-10,34 \text{ kN}}$$

In combinazione 3 $V_1 = 13,53 \text{ kN}$ $V_{2(a)} = -21,21 \text{ kN}$ $V_{2(b)} = 19,48 \text{ kN}$ $V_3 = -10,62 \text{ kN}$

$$V'_{2(a),sd} = V_{2(a)} - (V_{2(a)} - V_1) \cdot \frac{[(B_{t2}/2) + 0,9d]}{l_a} = -21,21 - \left[[-21,21 - 13,53] \cdot \frac{0,45 + 0,23}{6} \right] =$$
$$= -21,21 + 3,94 = \mathbf{-17,27 \text{ kN}}$$

$$V'_{2(b),sd} = V_{2(b)} - (V_{2(b)} - V_3) \cdot \frac{[(B_{t2}/2) + 0,9d]}{l_b} = 19,48 - \left[[19,48 - (-10,62)] \cdot \frac{0,45 + 0,23}{5,2} \right] =$$
$$= 19,48 - 3,94 = \mathbf{15,54 \text{ kN}}$$

(B_t è la larghezza della trave)

VERIFICHE SLU - TAGLIO

CALCOLO DEL TAGLIO RESISTENTE PER ELEMENTI PRIVI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO

$$V_{Rd} = 0.18 b d \kappa \frac{(100 \rho_s f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 b d \sigma_c$$

Con un minimo

$$V_{Rd} \geq b d v_{\min} + 0.15 b d \sigma_c$$

Negli elementi semplicemente inflessi il secondo termine è nullo

Dove

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$
$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Quella che attraversa la fessura (quindi quella all'intradosso)

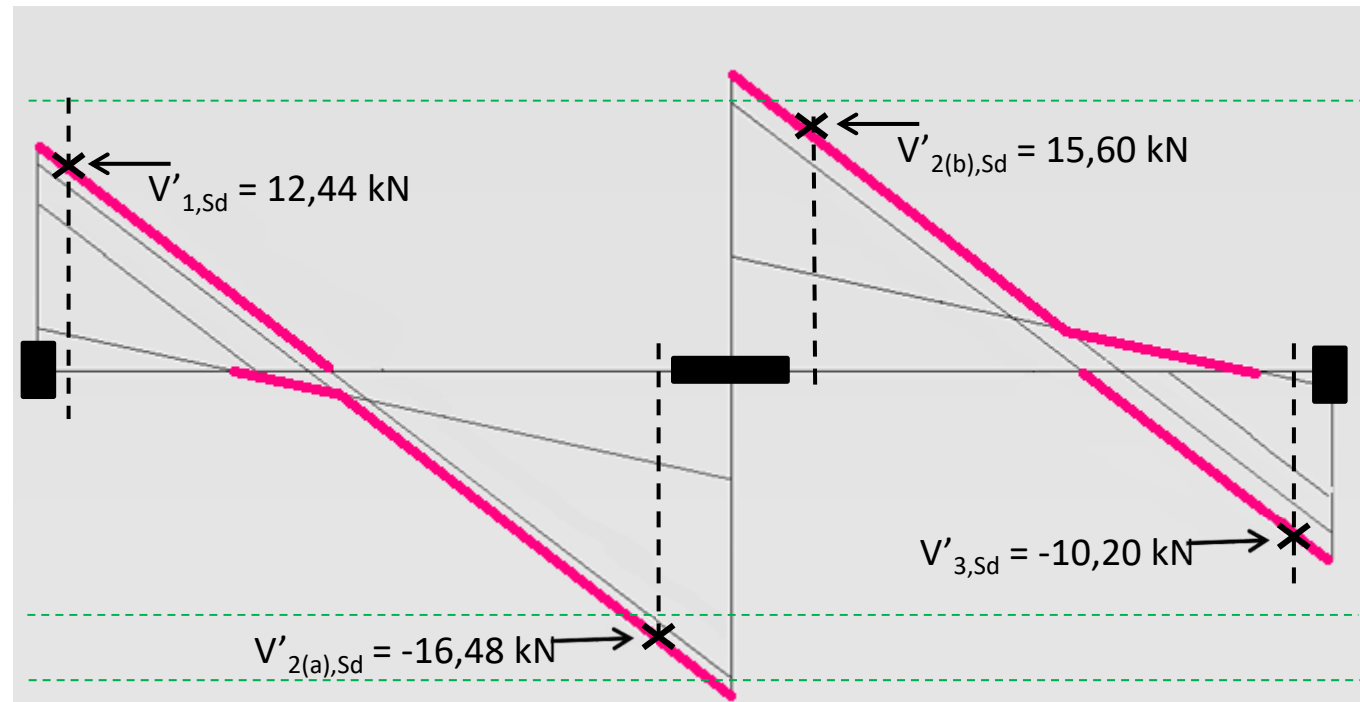


VERIFICHE SLU - TAGLIO

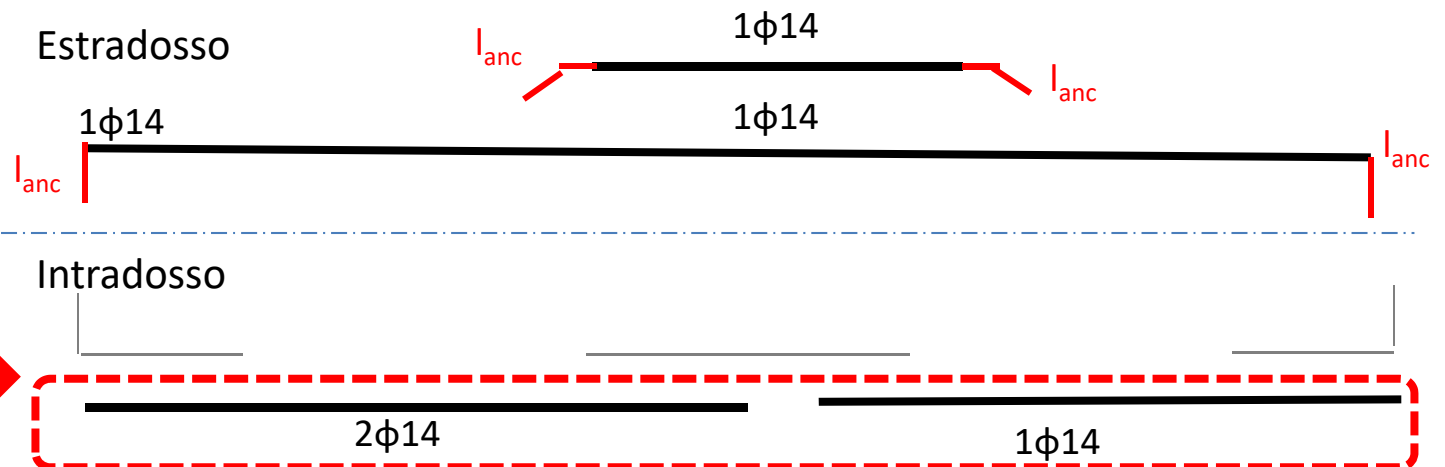
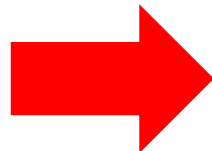
$$V_{Rd(1\phi 14)} = 16,06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd(1\phi 14)} = -16,06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd(2\phi 14)} = -20,23 \text{ kN}$$



A_{sl}



VERIFICHE SLU - TAGLIO

con $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ e $\gamma_c = 1,5$

	V_{Sd} [kN]	b [mm]	d [mm]	k	< 2 ?	A_{sl} [mm ²]	ρ_s	V_{Rd} [kN]	$V_{Rd,min}$ [kN]	$V_{Rd} > V_{Rd,min}?$	$V_{Rd} > V_{Sd}?$
SEZIONE 1'	12,44	120	253	1,89	✓	307,88	0,0101	20,23	13,80	✓	✓
SEZIONE 2' (a)	16,19	120	253	1,89	✓	307,88	0,0101	20,23	13,80	✓	✓
SEZIONE 2' (b)	15,29	120	253	1,89	✓	153,94	0,0051	16,06	13,80	✓	✓
SEZIONE 3'	10,20	120	253	1,89	✓	153,94	0,0051	16,06	13,80	✓	✓

VERIFICHE SLU - TAGLIO

Come già osservato in precedenza, nei solai semi-prefabbricati l'armatura inferiore esce dal fondello/lastra per circa 10-15 cm. Tale lunghezza non è sufficiente a garantire l'ancoraggio dell'armatura alla trave

È necessario inserire, in opera, delle armature aggiuntive alle estremità, per ripristinare la continuità dell'armatura del solaio.

Dimensionamento: l'armatura aggiuntiva deve essere in grado di resistere ad uno sforzo di trazione pari al taglio. $A_{agg} * f_{yd} = T_{Rd} \geq V_{Sd}$

con $f_{yd} = 391$ MPa

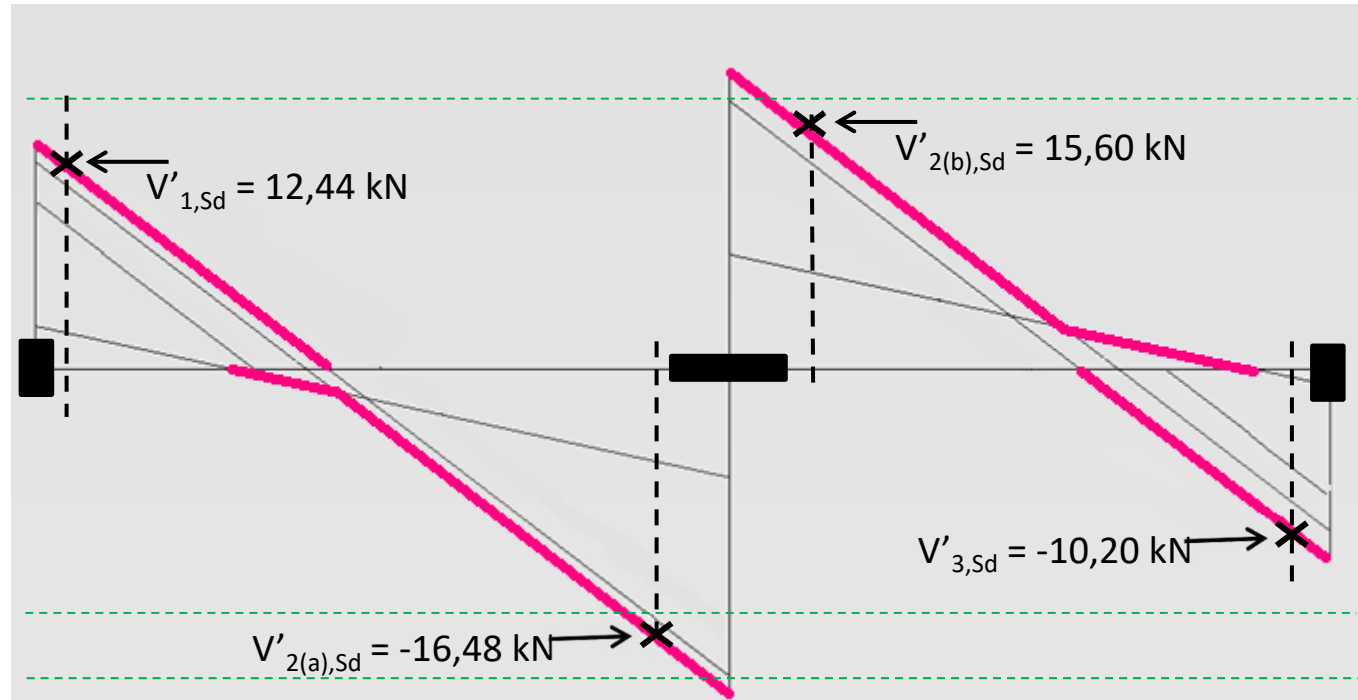
	V_{Sd} [kN]	A_{agg} [mm ²]	T_{Rd} [kN]	$T_{Rd} >$ V_{Sd} ?
SEZIONE 1'	12,44	153,94 (1φ14)	60,19	✓
SEZIONE 2' (a)	16,19	153,94 (1φ14)	60,19	✓
SEZIONE 2' (b)	15,29	153,94 (1φ14)	60,19	✓
SEZIONE 3'	10,20	153,94 (1φ14)	60,19	✓

VERIFICHE SLU - TAGLIO

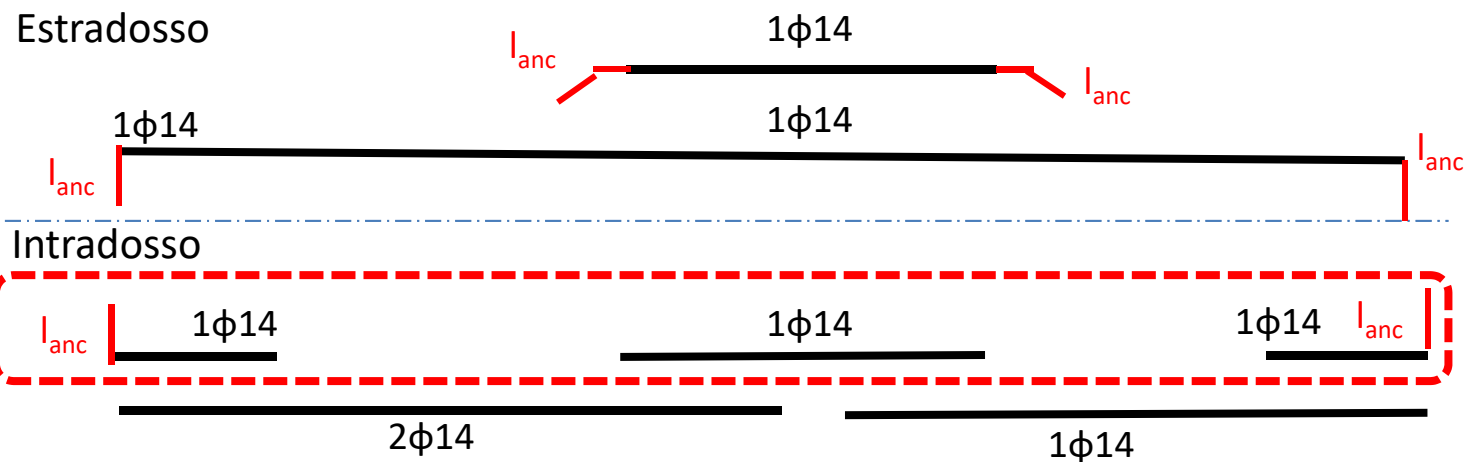
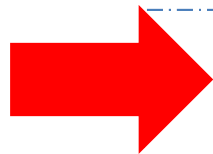
$$V_{Rd(1\phi 14)} = 16,06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd(1\phi 14)} = -16,06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd(2\phi 14)} = -20,23 \text{ kN}$$

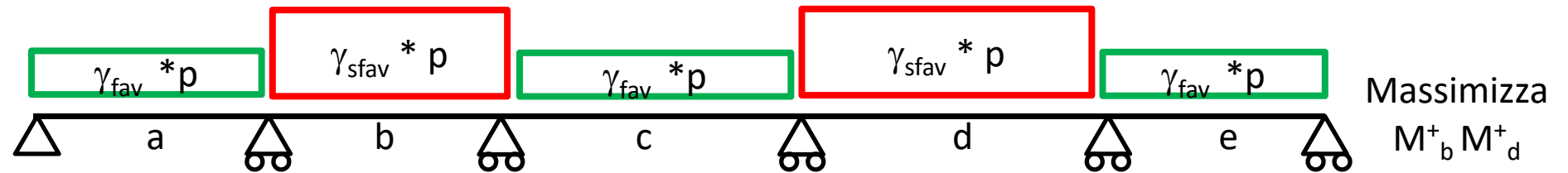
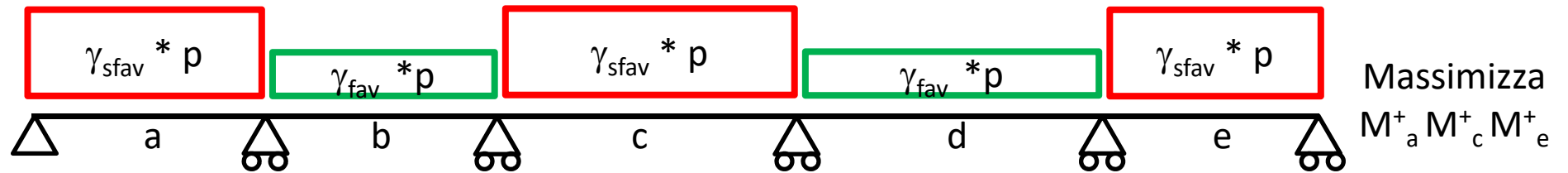


A_{agg}



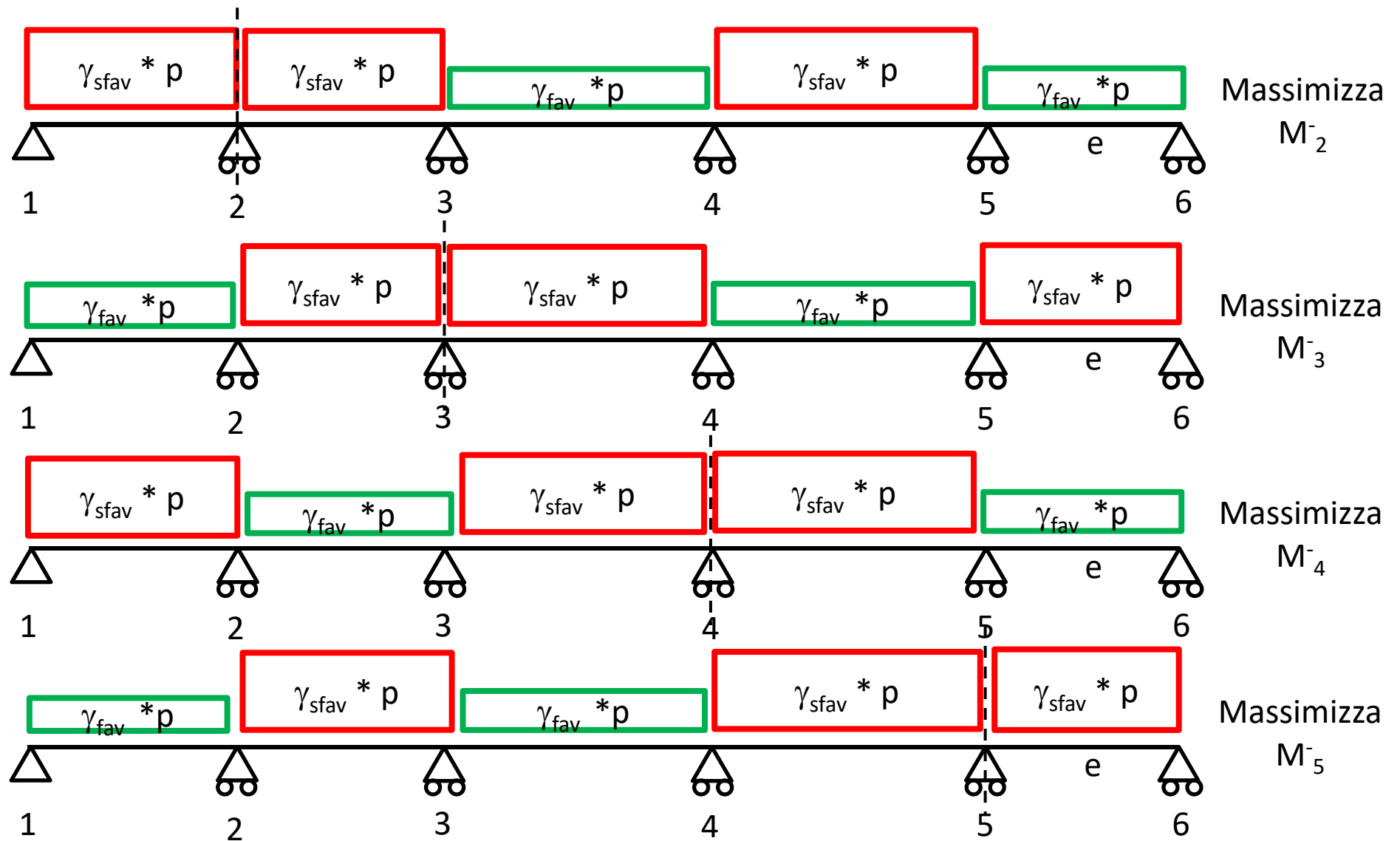
APPENDICE 1 – Combinazioni di carico

COMBINAZIONI A SCACCHIERA PER MASSIMIZZARE I MOMENTI IN CAMPATA



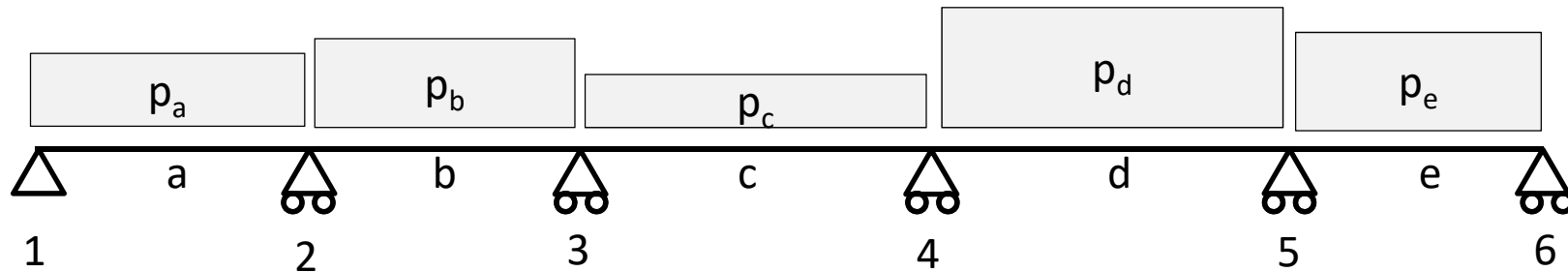
APPENDICE 1 – Combinazioni di carico

COMBINAZIONI A SCACCHIERA «SPECCHIATA» PER MASSIMIZZARE I MOMENTI AGLI APPOGGI

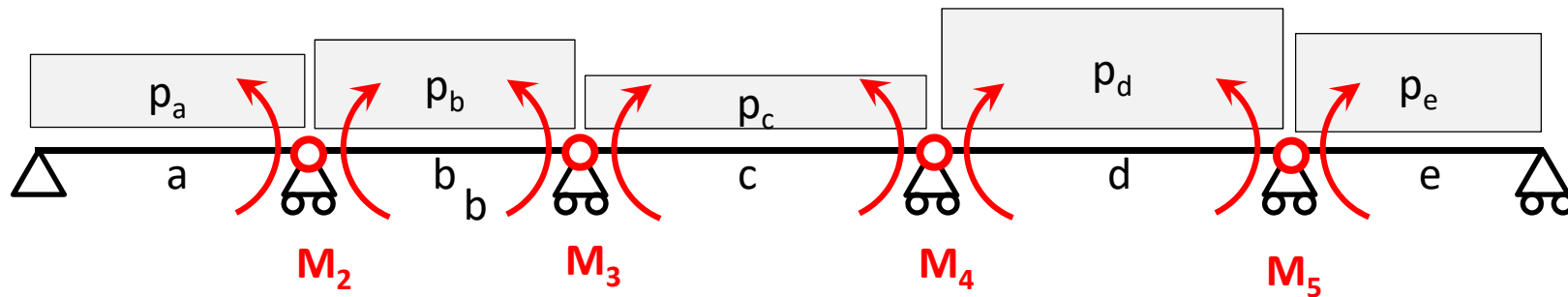


APPENDICE 2 – Equazione dei tre momenti

Si consideri il seguente schema a «n» campate, che è «n-1» volte iperstatico.



Si introducano quindi le «n-1» incognite iperstatiche in corrispondenza degli appoggi intermedi.



La risoluzione con il metodo delle forze è laboriosa. Si consideri allora la generica campata «j»: le rotazioni agli estremi possono essere ottenute mediante SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI, considerando separatamente 3 condizioni di carico:

- I) Carico verticale p_j II) Momento iperstatico di sinistra M_j III) Momento iperstatico di destra M_{i+1}



APPENDICE 2 – Equazione dei tre momenti

Si esprima quindi la rotazione θ alle due estremità (coefficienti tabellati)

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_i = \theta_{i(I)} + \theta_{i(II)} + \theta_{i(III)} = p_j l_j^3 / 24EJ + M_i l_j / 3EJ + M_{i+1} l_j / 6EJ \\ \theta_{i+1} = \theta_{i+1(I)} + \theta_{i+1(II)} + \theta_{i+1(III)} = -p_j l_j^3 / 24EJ - M_i l_j / 6EJ - M_{i+1} l_j / 3EJ \end{array} \right.$$

Per congruenza, in ciascun appoggio la rotazione di sinistra deve essere uguale a quella di destra:

$$\theta_{i,sx} = \theta_{i,dx}$$

Cioè: $p_j l_j^3 / 24EJ + M_i l_j / 3EJ + M_{i+1} l_j / 6EJ = -p_{j-1} l_{j-1}^3 / 24EJ - M_{i-1} l_{j-1} / 6EJ - M_i l_{j-1} / 3EJ$

Pertanto: $\boxed{M_{i-1} l_{j-1} + 2 M_i (l_j + l_{j-1}) + M_{i+1} l_j = -\frac{1}{4} (p_j l_j^3 + p_{j-1} l_{j-1}^3)}$

Per lo schema a 6 appoggi dell'esempio, ricordando che il momento è nullo negli appoggi d'estremità, si può scrivere quindi:

$$\left\{ \begin{array}{l} \cancel{M_1} l_a + 2 M_2 (l_b + l_a) + M_3 l_b = -\frac{1}{4} (p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\ M_2 l_b + 2 M_3 (l_c + l_b) + M_4 l_c = -\frac{1}{4} (p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \\ M_3 l_c + 2 M_4 (l_d + l_c) + M_5 l_d = -\frac{1}{4} (p_d l_d^3 + p_c l_c^3) \\ M_4 l_d + 2 M_5 (l_e + l_d) + \cancel{M_6} l_e = -\frac{1}{4} (p_e l_e^3 + p_d l_d^3) \end{array} \right.$$

Sistema determinato
(4 equazioni in 4 incognite:
 M_2, M_3, M_4, M_5)