

Alma Mater Studiorum Università di Bologna
Facoltà di Ingegneria

Corso di Tecnica delle Costruzioni
A.A. 2003-2004
Prof. Claudio Ceccoli
Assistente G. Gasparini

**PROGETTO DI UNA
STRUTTURA IN
CEMENTO ARMATO**

Lerose Salvino 0000126539

01/06/2004

INDICE

	Pg.
1 Relazione generale	3
2 Dati di calcolo	4
3 Materiali utilizzati	4
4 Solaio	6
4.1 <i>Analisi dei carichi</i>	7
4.2 <i>Calcolo delle caratteristiche della sollecitazione</i>	8
4.3 <i>Dimensionamento</i>	9
4.4 <i>Verifica alle Tensioni Ammissibili (TA)</i>	10
4.5 <i>Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	12
4.6 <i>Verifica a Taglio (TA e SLU)</i>	14
4.7 <i>Verifica della freccia</i>	14
5 Trave	15
5.1 <i>Analisi dei carichi</i>	15
5.2 <i>Combinazioni di carico</i>	17
5.3 <i>Metodo di Cross</i>	18
5.4 <i>Calcolo delle reazioni vincolari, dei momenti in mezzeria e dei momenti massimi</i>	24
5.5 <i>Verifica alle Tensioni Ammissibili (TA)</i>	31
5.6 <i>Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	36
5.7 <i>Verifica a Taglio alle Tensioni Ammissibili</i>	38
5.8 <i>Verifica della freccia</i>	38
5.9 <i>Verifica a taglio agli Stati Limite Ultimi</i>	41

1 Relazione generale

Oggetto dell'esercitazione è una struttura in cemento armato.

Sono forniti come dati di progetto le distanze tra le varie travi e la lunghezza dei due sbalzi. La lunghezza del solaio sarà invece scelta pari a 5m.

La destinazione d'uso del prefabbricato è quella di un ristorante, di ciò se ne terrà conto nell'analisi dei carichi accidentali.

Bisognerà determinare le azioni agenti sulla costruzione e la capacità resistente dell'elemento trave, solaio e pilastro.

Per fare ciò oltre agli usuali metodi della Scienza delle costruzioni ci si avvarrà di normative specifiche in materia.

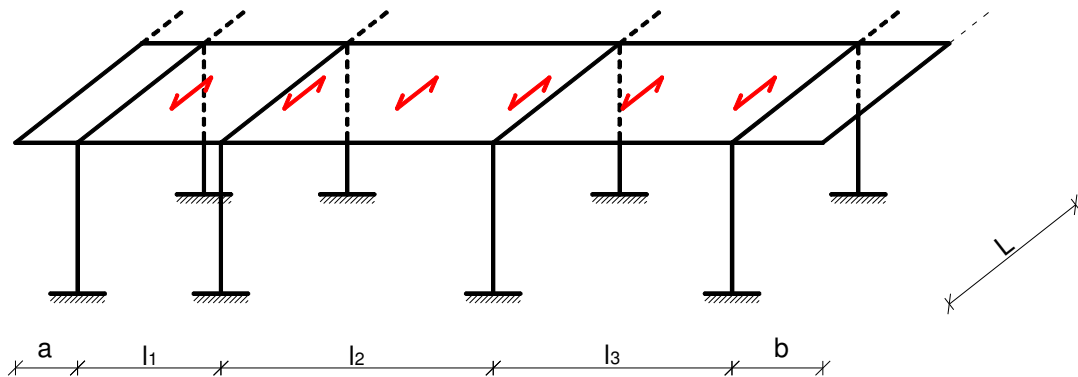
Secondo quanto previsto nel D.M. 9.1.96 il metodo che si userà nel dimensionamento è il "metodo delle tensioni ammissibili", per le verifiche si utilizzerà il metodo degli stati limite ultimi (SLU), che fanno riferimento alle seguenti normative specifiche:

-D.M. 16.1.96 "Norme tecniche relative ai carichi e sovraccarichi sulle costruzioni".

-D.M. 14.2.92 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"

2 Dati di calcolo

- distanza trave	$l_1 = 3,0 \text{ m}$
- distanza trave	$l_2 = 5,7 \text{ m}$
- distanza trave	$l_3 = 5,0 \text{ m}$
- sbalzo 1	$a = 1,3 \text{ m}$
- sbalzo 2	$b = 1,9 \text{ m}$
- lunghezza solaio	$L = 6 \text{ m}$



3 Materiali utilizzati

La struttura è realizzata in cemento armato, con calcestruzzo di classe $R_{ck}=300\text{Kg/cm}^3$ ed acciaio FeB44k.

γ Per il calcolo con le tensioni ammissibili si avrà:

$$R_{ck} = 300 \text{ Kg/cm}^3 \rightarrow \bar{\sigma}_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FeB44K \rightarrow \bar{\sigma}_s = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

γ Per il calcolo con gli stati limite ultimi si avrà:

il calcestruzzo ha un valore caratteristico della resistenza cubica di 300Kg/cm^3 ed un valore caratteristico della resistenza cilindrica pari a:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot 300 = 249 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore di calcolo della resistenza è: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{249}{1,6} = 155,625 \text{ Kg/cm}^2$

Nella progettazione si utilizzerà però ai fini della sicurezza un valore pari a:

$$\alpha \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 155,625 = 132,2 \text{ Kg/cm}^2$$

L'acciaio Feb44k ha un valore caratteristico della tensione di snervamento:

$$f_{yk} = 4300 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore della resistenza da utilizzare nella progettazione è però:

$$f_{yd} = \frac{4300}{1,15} = 3739 \text{ Kg/cm}^2$$

4 Solaio

Il solaio dell'edificio in esame è realizzato in cemento armato gettato in opera e laterizi e presenta due travetti per metro.

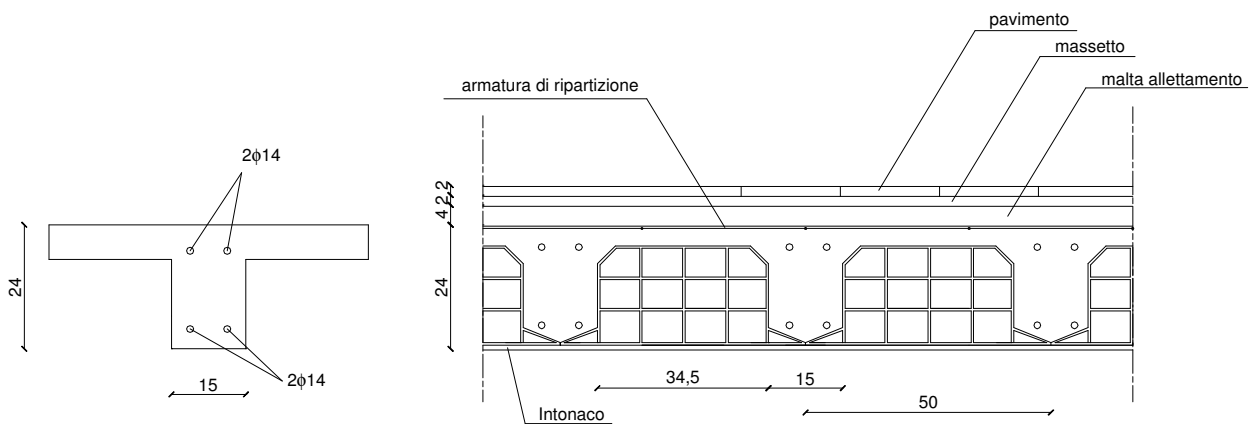
N.B. (l'uso di tre travetti per metro è caratteristico delle regioni del Sud Italia in particolare Sicilia e Calabria, escluso il caso di travetti precompressi; nel resto d'Italia si usano due travetti per metro).

Lo spessore del solaio è stato scelto in modo da mantenere limitate le inflessioni in esercizio, secondo il D.M. 9.1.1996 dovrà risultare un rapporto tra luce del solaio e spessore dello stesso non superiore a 25.

$$h \geq \frac{L}{25} = \frac{600\text{cm}}{25} = 24\text{cm}$$

Il solaio sarà realizzato come in figura con:

- pignatte di alleggerimento aventi lunghezza pari a 40cm, larghezza pari a 34,5 cm (incluse le alette inferiori) e altezza 20cm;
- travetti di lunghezza 15cm;
- soletta di 4 cm.



4.1. Analisi dei carichi

Peso proprio

soletta	$0,04 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	= 1,00 kN/m ²
travetti	$3 \times (0,08 \times 0,20) \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	= 1,20 kN/m ²
laterizi	$8 \times 0,082 \text{ kN/m}^3$	= 0,66 kN/m ²
	totale	= 2,86 kN/m²

Sovraccarichi permanenti

massetto	$0.03 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	= 0,54 kN/m ²
pavimento in granito	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 27 \text{ kN/m}^3$	= 0,54 kN/m ²
intonaco	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 20 \text{ kN/m}^3$	= 0,40 kN/m ²
incidenza tramezzi		= 1,00 kN/m ²
	totale	= 2,48 kN/m²

L'incidenza dei tramezzi è considerata approssimativamente, supponendo che la distribuzione è di un tramezzo ogni 3-4 metrie che il peso di un tramezzo è circa 0,3-0,4 kN/m.

Carichi totali permanenti

$$g_k = 5,34 \text{ kN/m}^2$$

Carichi variabili

per ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti):

$$q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

CARICO TOTALE

- Per tensioni ammissibili si ha:
su una fascia di 0,5m, (larghezza della sezione a T del travetto)

$$q_{tot} = (g_k + q_k) \cdot 0,5 = (5,34 + 3,00) \cdot 0,5 = 4,17 \text{ kN/m}$$

- Per stati limite ultimi si avrà:

$$q_{tot} = (1,5 \cdot g_k + 1,4 \cdot q_k) \cdot 0,5 = (1,5 \cdot 5,34 + 1,4 \cdot 3,00) \cdot 0,5 = 6,105 \text{ kN/m}$$

4.2. Calcolo delle caratteristiche della sollecitazione

Lo schema geometrico utilizzato è quello di trave tra due incastri perfetti.

Tale schema limite deriva dalla relazione tra il solaio e le travi su cui esso si scarica, dal fatto che in realtà la trave ha comunque una qualche rigidità torsionale, che non è trascurabile in prossimità degli estremi della trave (dove si collega ai pilastri).

Il procedimento usato per l'analisi della struttura è il metodo delle forze:

Il momento massimo negativo è agli estremi:

$$M_{ta}^- = -\frac{q_{tot} \cdot L^2}{12} = -\frac{417 \cdot 6^2}{12} = -1251 \text{Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{slu}^- = -\frac{q_{tot} \cdot L^2}{12} = -\frac{610,5 \cdot 6^2}{12} = -1831,5 \text{Kg} \cdot \text{m}$$

Il momento massimo positivo è in mezzeria:

$$M_{ta}^+ = \frac{q_{tot} \cdot L^2}{12} = \frac{417 \cdot 6^2}{12} = 1251 \text{Kg} \cdot \text{m}$$

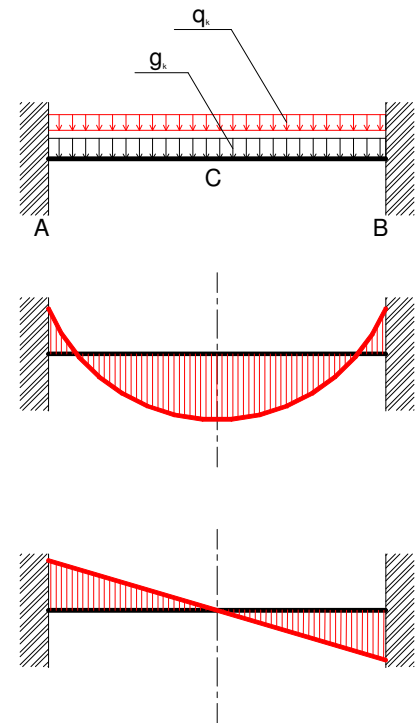
$$M_{slu}^+ = \frac{q_{tot} \cdot L^2}{12} = \frac{610,5 \cdot 6^2}{12} = 1831,5 \text{Kg} \cdot \text{m}$$

Il taglio è nullo in mezzeria, mentre agli appoggi vale:

$$T_{A,ta} = T_{B,ta} = \frac{q_{tot} \cdot L}{2} = \frac{417 \cdot 6}{2} = 1251 \text{Kg}$$

$$T_{A,slu} = T_{B,slu} = \frac{q_{tot} \cdot L}{2} = \frac{610,5 \cdot 6}{2} = 1831,5 \text{Kg}$$

$$T_C = 0$$



4.3. Dimensionamento

Poiché il calcestruzzo è incapace di resistere a trazione, si usano delle barre d'acciaio disposte, di norma, al lembo teso, con opportuna copertura, copriferro, (la superficie dell'armatura deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno 2 cm). Nel nostro progetto il copriferro sarà pari a 4cm.

$$h \geq \frac{L}{25} = \frac{600cm}{25} = 24cm$$

Per quanto riguarda l'area dell'acciaio dovrà risultare:

$$A_s \geq \frac{M_{ta}^+}{0,9 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = 2,67cm^2$$

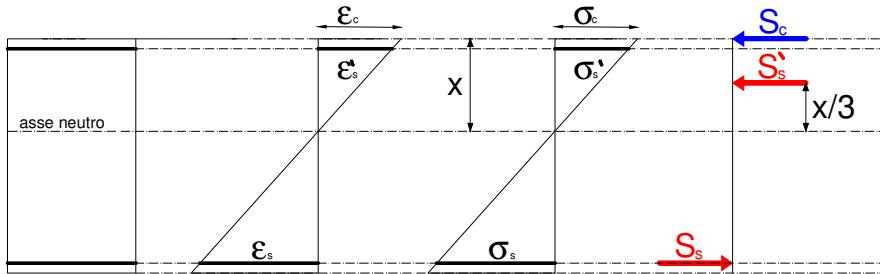
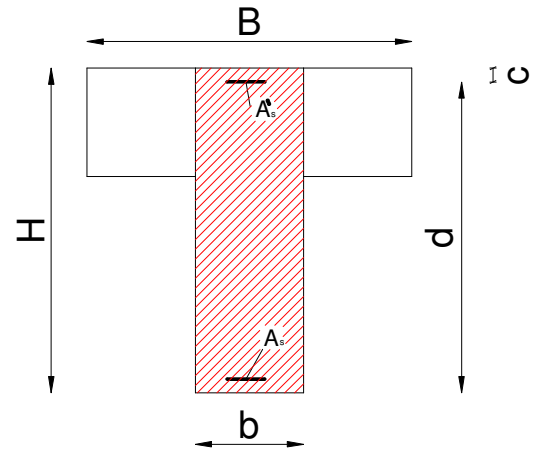
avendo posto $d = H - c = 24 - 4 = 20cm$

Per poter coprire un'area di $2,67cm^2$ useremo allora $2\Phi 14$ con are pari a $3,07cm^2$.

4.4. Verifica alle Tensioni Ammissibili (TA)

DATI DELLA SEZIONE

H= 24cm
 B= 50cm
 b= 15cm
 c= 4cm
 d= 20cm



l'incognita è $\sigma_{c,max}$ mentre le tensioni del ferro sono:

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{d-x}{x} \right) \quad \sigma'_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{x-c}{x} \right)$$

per quanto riguarda le forze invece:

$$S_s = n \cdot A_s \cdot \sigma_s \quad S'_s = n \cdot A'_s \cdot \sigma'_s \quad S_c = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot b}{2}$$

bisogna ora trovare la posizione dell'asse neutro, utilizzo l'equilibrio alla traslazione:

$$S_c + S'_s = S_s$$

$$\frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot b}{2} + n \cdot A'_s \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{x-c}{x} \right) = n \cdot A_s \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{d-x}{x} \right)$$

$$\frac{b \cdot x}{2} + n \cdot A'_s \cdot (x-c) - n \cdot A_s \cdot (d-x) = 0$$

$$x = n \cdot \left(\frac{A_s + A'_s}{b} \right) \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot c}{n(A_s + A'_s)^2}} \right)$$

ottengo allora

$$x = 7,46 \text{ cm}$$

VERIFICA DELLA SEZIONE

EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE



L'equilibrio alla rotazione si fa intorno al punto A:

$$M = S_c \left(d - \frac{x}{3} \right) + S'_s (d - c)$$

$$M = \frac{\sigma_{c,\max} \cdot x \cdot b}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + \sigma_{c,\max} \cdot n \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x - c}{x} \right) \cdot (d - c)$$

da questa si ricava :

$$\sigma_{c,\max} = \frac{M_{ta}^+}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x - c}{x} \right) \cdot (d - c)} = 94,5 \text{ Kg/cm}^2$$

tale valore è minore dell' $R_{ck}=97,5$, quindi la nostra armatura è verificata.

Una volta noto $\sigma_{c,\max}$ posso trovare le tensioni delle barre

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \left(\frac{d - x}{x} \right) = 2378,46 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = n \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \left(\frac{x - c}{x} \right) = 658,30 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

sono entrambi verificate.

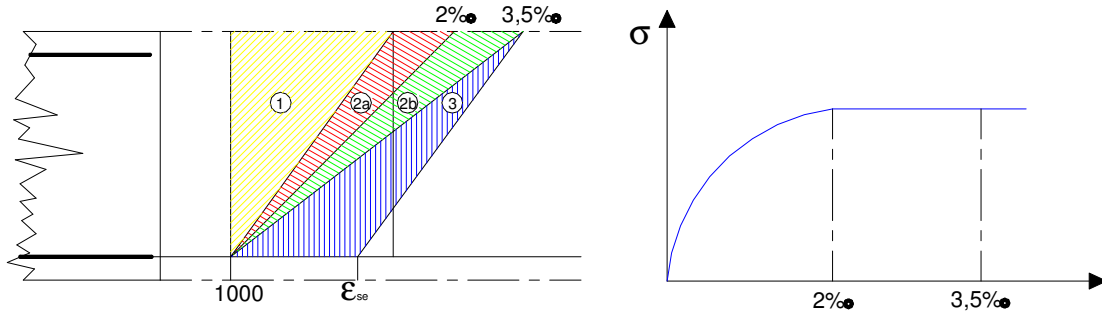
Ora controlliamo momento resistente del calcestruzzo:

$$M_{c, \text{res}} = \frac{\bar{\sigma}_c \cdot x \cdot b}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot \bar{\sigma}_c \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x - c}{x} \right) \cdot (d - c) = 129071,2 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \geq 125100 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

anche il momento resistente è verificato.

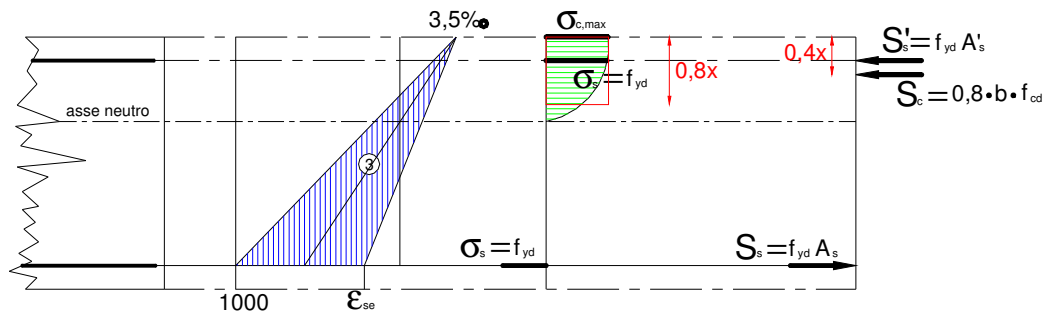
4.5. Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Bisogna per prima cosa scegliere come ipotesi principale uno dei quattro campi di rottura (in realtà sono cinque 1,2a,2b,3,4, ma la normativa esclude il campo 4).



Se si ipotizza un campo 3 si avrà:

$$M_{slu} = -\frac{q_{tot} \cdot L^2}{12} = -\frac{610,5 \cdot 6^2}{12} = -1831,5 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



posizione asse neutro:

EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE

$$S_c + S'_s = S_s \rightarrow 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} - A'_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = 0$$

poiché deve risultare $0,259 \leq \frac{x}{d} \leq 0,45$ tale campo non va bene¹.

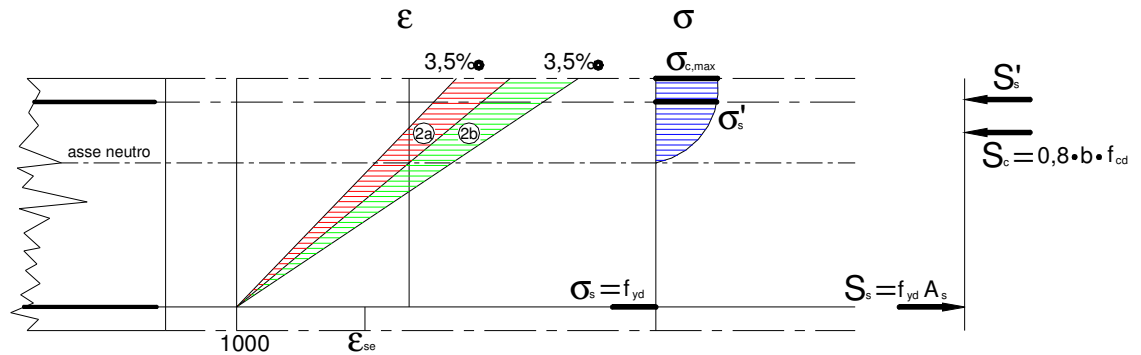
¹ se andava bene, si faceva l'equilibrio alla rotazione:

$$M = A'_s \cdot f_{yd} (d - 0,4 \cdot x) + 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{yd} \cdot (d - c)$$

tale valore dovrà risultare maggiore di

$$M_{slu} = -\frac{q_{tot} \cdot L^2}{12}$$

Si ipotizza un campo 2b



per quanto riguarda il calcolo di σ'_s si pone:

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \varepsilon'_s$$

dai triangoli simili si ottiene:

$$\frac{\varepsilon'_s}{x-c} = \frac{10\text{‰}}{d-x} \rightarrow \varepsilon'_s = \frac{x-c}{d-x} \cdot 0,01$$

allora avremo le seguenti forze:

$$S_s = A_s \cdot f_{yd} \quad S'_s = A'_s E_s \cdot \frac{x-c}{d-x} \cdot 0,01 \quad S_c = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}$$

si trova l'asse neutro imponendo l'equilibrio alla traslazione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot E_s \cdot \frac{x-c}{d-x} \cdot 0,01 - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 4,87$$

$$\xi = \frac{x}{d} = 0,24 \quad \text{che è compreso nell'intervallo } 0,166 \leq \xi \leq 0,259$$

VERIFICA DELLA SEZIONE

VERIFICA ALLA ROTAZIONE

$$M = S_c \cdot (d - 0,4 \cdot x) + S'_s \cdot (d - c) =$$

$$M = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) + A'_s \cdot E_s \cdot 0,01 \cdot \frac{x-c}{d-x} \cdot (d - c) = 199004,5 \text{ Kg/cm}^2$$

tale valore rivelata minore di $M_{stu} = \frac{q_{tot} \cdot L^2}{12} = 1831,5 \text{ Kg} \cdot m$ quindi è verificato.

4.6. Verifica a Taglio

TENSIONI AMMISSIBILI

Non è richiesta la verifica delle armature a taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di

$$\bar{\tau}_{c0} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} = \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Nella zona dove le tensioni tangenziali superano $\bar{\tau}_{c0}$, gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle stasse non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento.

La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore¹

$$\bar{\tau}_{c1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} = \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

La $\bar{\tau}_{max}$ della nostra sezione è pari a:

$$\tau_{max} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot b} = \frac{1251}{0,9 \cdot 20 \cdot 15} = 4,63 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\bar{\tau}_{c0} = 4 + \frac{300 - 150}{75} = 6 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\bar{\tau}_{c1} = 14 + \frac{300 - 150}{35} = 18,28 \frac{Kg}{cm^2}$$

Non c'è bisogno di armare a taglio poiché risulta: $\tau_{max} < \bar{\tau}_{c0} < \bar{\tau}_{c1}$

STATI LIMITE ULTIMI

Bisognerà verificare che risulti:

$$T_{slu} \leq 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot b \cdot d \cdot \delta = T_{ver}$$

essendo:

Il valore della resistenza a trazione per flessione di calcolo

$$f_{ctd} = \alpha \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = \alpha \cdot \frac{1,2 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \alpha \cdot \frac{1,2 \cdot 0,58 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}}{\gamma_c} = 16,57 \frac{Kg}{cm^2}$$

¹ così dice la normativa - D.M. 14.2.92 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".

avendo posto:

f_{cfm} = il valore della resistenza a trazione per flessione

f_{ctm} = il valore della resistenza a trazione semplice

essendo poi:

$r = (1,6 - d)$ con d espresso in metri

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d}$ con A_{sl} = area dell'armatura longitudinale

si ottiene:

$$T_{slu} = 1831,5Kg \leq 3673,98Kg$$

quindi non c'è bisogno di armare a taglio.

4.7. Verifica della freccia

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} - \frac{2}{16} \cdot \frac{M \cdot l^2}{E \cdot J} < \frac{l}{500}$$

$$J = \frac{2}{3} \cdot J_{sez_rett} = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{b \cdot h^3}{12} \right) = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{50 \cdot 24^3}{12} \right) = 38400cm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,17 \frac{Kg}{cm} \cdot (600cm)^4}{2 \cdot 10^5 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 38400cm^4} - \frac{2}{16} \cdot \frac{125100Kg \cdot cm \cdot (600cm)^2}{2 \cdot 10^5 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 38400cm^4} < \frac{600cm}{500}$$

$$f = 0,916cm < 1,2cm \quad \text{VERIFICATA}$$

5 Trave

5.1 Analisi dei carichi

Per determinare i carichi che agiscono sulla trave si è valutato il carico che il solaio trasmette alla trave ed il peso proprio della trave.

<u>Peso proprio solaio</u>		
soletta	$0,04 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	= 1,00 kN/m ²
travetti	$3 \times (0,08 \times 0,20) \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	= 1,20 kN/m ²
laterizi	$8 \times 0,082 \text{ kN/m}^3$	= 0,66 kN/m ²
	totale	= 2,86 kN/m²
<u>Sovraccarichi permanenti</u>		
massetto	$0,03 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	= 0,54 kN/m ²
pavimento in granito	$0,02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 27 \text{ kN/m}^3$	= 0,54 kN/m ²
intonaco	$0,02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 20 \text{ kN/m}^3$	= 0,40 kN/m ²
incidenza tramezzi		= 1,00 kN/m ²
	totale	= 2,48 kN/m²
<u>Carichi dovuti al solaio</u>		
	$P_{\text{solaio}} = 5,34 \text{ kN/m}^2$	
<u>Peso proprio della trave</u>		
	$P_{\text{trave}} = h \cdot b \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 0,3 \cdot 0,50 \cdot 2500 = 3,75 \text{ KN/m}^2$	
<u>Carichi variabili</u>		
per ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti):		
	$q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$	

Carico totale per Tensioni Ammissibili:

$$q_p = P_{\text{solai}} \cdot l + P_{\text{trave}} = 5,34 \cdot 6 + 3,75 = 35,79 \text{ KN/m} = 3579 \text{ Kg/m}$$

$$q_a = q_k \cdot l = 3 \cdot 6 = 18 \text{ KN/m} = 1800 \text{ Kg/m}$$

$$q_{\text{tot}} = q_p + q_a = 3579 + 1800 = 5379 \text{ Kg/m}$$

CARICO TOTALE PER STATI LIMITE ULTIMI:

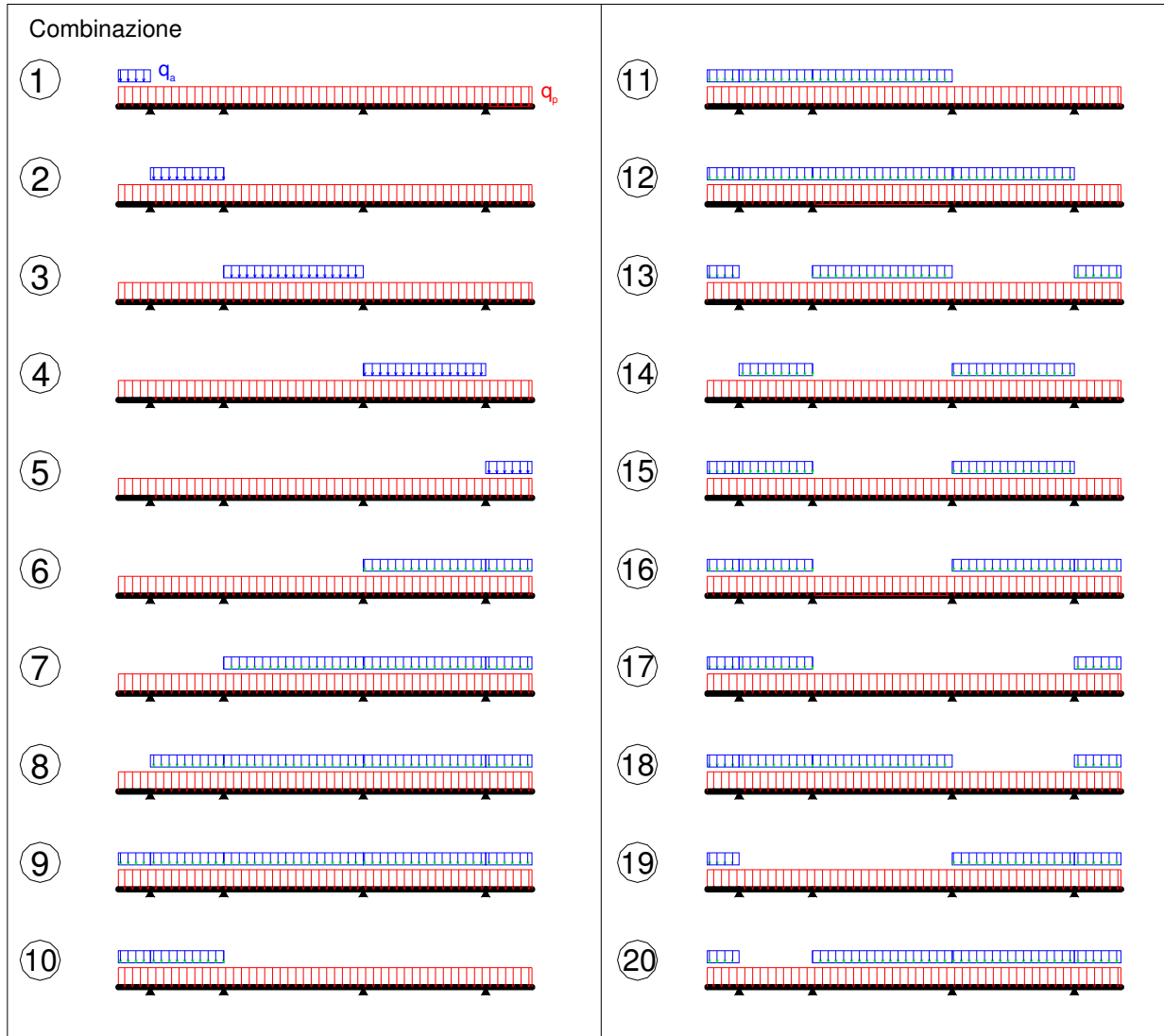
$$q_{p,slu} = q_{p,sta} \cdot 1,5 = 3579 \cdot 1,5 = 5368,5 \text{ Kg/m}$$

$$q_{a,slu} = q_k \cdot l \cdot 1,5 = 3 \cdot 6 \cdot 1,5 = 27 \text{ KN/m} = 2700 \text{ Kg/m}$$

$$q_{\text{tot,slu}} = q_{p,slu} + q_{a,slu} = 5368,5 + 2700 = 8068,5 \text{ Kg/m}$$

5.2 Combinazioni di carico

Considerando i carichi accidentali e i carichi permanenti separatamente, si hanno 20 condizioni di carico.

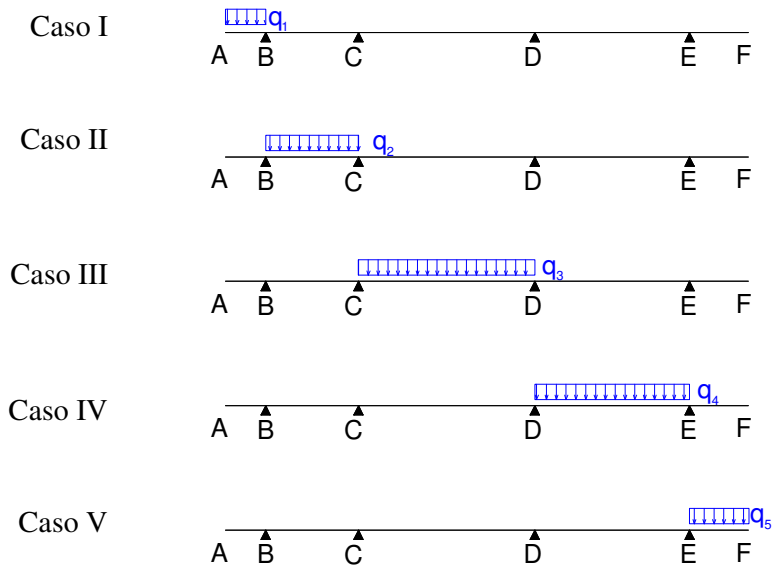


5.3 Metodo di Cross

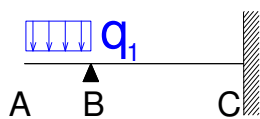
Si applica il principio di sovrapposizione degli effetti; Si considerano tre sistemi caricati ognuno su una sola campata con un carico distribuito unitario.

$$q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q_5 = 1 \text{ Kg/m}$$

Con i momenti ottenuti tramite il metodo di Crosss, si fa una combinazione lineare per le singole condizioni di carico.

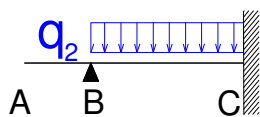


- Si immagini un sistema I in cui i nodi interni B e C siano bloccati mediante l'applicazione di vincoli fittizi. Si avranno così i seguenti momenti d'incastro perfetto in corrispondenza dei nodi A,B,C,D:



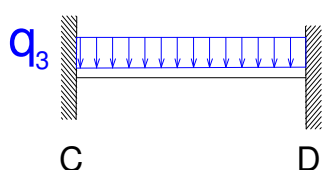
$$M_B = \frac{q_1 \cdot l_{s1}^2}{2} = 0,845 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} = \frac{M_B}{2} = \frac{q_1 \cdot l_{s1}^2}{4} = 0,4225 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



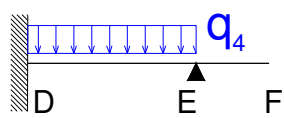
$$M_{CB} = -\frac{q_2 \cdot l_1^2}{8} = -1,125 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0$$



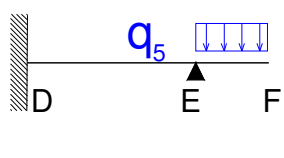
$$M_{CD} = \frac{q_3 \cdot l_3^2}{12} = 2,7075 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC} = \frac{q_3 \cdot l_3^2}{12} = -2,7075 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



$$M_{DE} = -\frac{q_4 \cdot l_3^2}{8} = 3,125 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_E = 0$$



$$M_E = -\frac{q_5 \cdot l_{s2}^2}{2} = -1,805 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{DE} = \frac{M_{DE}}{2} = -\frac{q_1 \cdot l_{s2}^2}{4} = -0,0925 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

caso	M_B	M_{CB}	M_{CD}	M_{DC}	M_{DE}	M_E
1	0,845	0,4225	0	0	0	0
2	0	-1,125	0	0	0	0
3	0	0	2,7075	-2,7075	0	0
4	0	0	0	0	3,125	0
5	0	0	0	0	-0,0925	-1,805

- Si ipotizzi poi un sistema II per il calcolo dei coefficienti ripartitori; tale calcolo è riassunto nella tabella sottostante, in cui i valori delle rigidezze flessionali W_{ij} derivano dalla considerazione che, quando si opera la ripartizione della coppia equilibrante al nodo B, in C è presente il vincolo fittizio e viceversa:

NODO	ASTA	W_{ij}	$\tau_{ij} = \frac{W_{ij}}{\sum_J W_{ij}}$
B	BA	$\frac{3EI}{l_1}$	$\tau_{BA} = \frac{3l_2}{3l_2 + 4l_1} = 0,59$
	BC	$\frac{4EI}{l_2}$	$\tau_{BC} = \frac{4l_1}{3l_2 + 4l_1} = 0,41$
C	CB	$\frac{4EI}{l_2}$	$\tau_{CB} = \frac{4l_3}{3l_2 + 4l_3} = 0,54$
	CD	$\frac{3EI}{l_3}$	$\tau_{CD} = \frac{3l_2}{3l_2 + 4l_3} = 0,46$

CALCOLO DEI MOMENTI CON CROS

Caso I

S

A	B		C		D		E	F
	▲	0,59	▲	0,41	▲	0,54	▲	0,46
	I 0,845	I 0,4225	0		0	0	0	
		II -0,2493	II -0,1732	→	III -0,0866			
					-0,0866			
			III 0,0234	←	II 0,0468	II 0,0399		
			0,0234					
		II -0,0138	II -0,0096	→	III -0,0048			
					-0,0048			
					0,0026	0,0022		
TOT	0,8450	0,1594	-0,1594		-0,0420	0,0420	0,0000	
	M_B^1		M_C^1		M_D^1		M_E^1	

Caso II

A	B		C		D		E	F
	▲	0,59	▲	0,41	▲	0,54	▲	0,46
	0	I -1,125	0		0	0	0	
		II 0,6638	II 0,4613	→	III 0,2306			
					0,2306			
			III -0,0623	←	II -0,1245	II -0,1061		
			-0,0623					
		II 0,0367	II 0,0255	→	III 0,0128			
					0,0128			
					-0,0069	-0,0059		
TOT	0,0000	-0,4245	0,4245		0,1120	-0,1120	0,0000	
	M_B^2		M_C^2		M_D^2		M_E^2	

Caso III

A	B		C		D		E	F
	▲	0,59	▲	0,41	▲	0,54	▲	0,46
	0		0	I 2,7075	I -2,7075	0	0	
		II -1,5974		II -1,1101 →	III -0,5550			
					-3,2625			
				III 0,8809 ←	II 1,7618	II 1,5008		
				0,8809				
		II -0,5197		II -0,3612 →	III -0,1806			
					-0,1806			
					II 0,0975	II 0,0831		
TOT	0,0000	-2,1171	2,1171		-1,5838	1,5838	0,0000	
	M_B^3		M_C^3		M_D^3		M_E^3	

Caso IV

A	B		C		D		E	F
	▲	0,59	▲	0,41	▲	0,54	▲	0,46
	0		0	0	0	I 3,125	0	
				III -0,8438 ←	II -1,6875	II -1,4375		
				-0,8438				
		II 0,497		II 0,3459 →	III 0,1730			
					0,1730			
				III -0,0467 ←	II -0,0934	II -0,0796		
				-0,0467				
		II 0,0276		II 0,0191 →	III 0,0096			
					0,0096			
					II -0,0052	II -0,0044		
TOT	0,0000	0,5254	-0,5254		-1,6035	1,6035	0,0000	
	M_B^3		M_C^3		M_D^3		M_E^3	

Caso V

A	B		C		D		E	F
	▲	0,59	▲	0,41	▲	0,54	▲	0,46
	0		0		0		I -0,9025	I -1,805
			III 0,2437	←	II 0,4874		II 0,4152	
			0,2437					
		II -0,1438	II -0,0999	→	III -0,0500			
					-0,0500			
			III 0,0135	←	II 0,0270		II 0,0230	
			0,0135					
		II -0,0080	II -0,0055	→	III -0,0028			
					-0,0028			
					II 0,0015		II 0,0013	
TOT	0,0000	-0,1517	0,1517		0,4631	-0,4631	-1,805	
	M_B^5		M_C^5			M_D^5	M_E^5	

Si sono ottenuti i seguenti momenti per singolo caso:

caso	Mb	Mc	Md	Me
1	0,845	0,1594	-0,042	0
2	0	-0,4245	0,112	0
3	0	-2,1171	-1,5838	0
4	0	0,5254	-1,6035	0
5	0	-0,1517	0,4631	-1,805

- Si applica ora il principio di sovrapposizione degli effetti, facendo una combinazione lineare dei singoli casi:

$$M_B = q_1 \cdot M_B^1 + q_2 \cdot M_B^2 + q_3 \cdot M_B^3 + q_4 \cdot M_B^4 + q_5 \cdot M_B^5$$

$$M_C = q_1 \cdot M_C^1 + q_2 \cdot M_C^2 + q_3 \cdot M_C^3 + q_4 \cdot M_C^4 + q_5 \cdot M_C^5$$

$$M_D = q_1 \cdot M_D^1 + q_2 \cdot M_D^2 + q_3 \cdot M_D^3 + q_4 \cdot M_D^4 + q_5 \cdot M_D^5$$

$$M_E = q_1 \cdot M_E^1 + q_2 \cdot M_E^2 + q_3 \cdot M_E^3 + q_4 \cdot M_E^4 + q_5 \cdot M_E^5$$

Si ottengono i seguenti momenti:

PER LE TENSIONI AMMISSIBILI

Comb.	q1	q2	q3	q4	q5	Mb	Mc	Md	Me
1	5379	3579	3579	3579	3579	-4545,26	-6901,50	-9574,98	-6460,10
2	3579	5379	3579	3579	3579	-3024,26	-7952,52	-9297,78	-6460,10
3	3579	3579	5379	3579	3579	-3024,26	-10999,20	-12350,22	-6460,10
4	3579	3579	3579	5379	3579	-3024,26	-6242,70	-12385,68	-6460,10
5	3579	3579	3579	3579	5379	-3024,26	-7461,48	-8665,80	-9709,10
6	3579	3579	3579	5379	5379	-3024,26	-6515,76	-11552,10	-9709,10
7	3579	3579	5379	5379	5379	-3024,26	-10326,54	-14402,94	-9709,10
8	3579	5379	5379	5379	5379	-3024,26	-11090,64	-14252,62	-9709,10
9	5379	5379	5379	5379	5379	-4545,26	-10803,72	-14276,94	-9709,10
10	5379	5379	3579	3579	3579	-4545,26	-7665,60	-9373,38	-6460,10
11	5379	5379	5379	3579	3579	-4545,26	-11476,38	-12224,22	-6460,10
12	5379	5379	5379	5379	3579	-4545,26	-10530,66	-15110,52	-6460,10
13	5379	3579	5379	3579	5379	-4545,26	-10985,34	-11592,24	-9709,10
14	3579	5379	3579	5379	3579	-3024,26	-7006,80	-12184,08	-6460,10
15	5379	5379	3579	5379	3579	-4545,26	-6719,88	-12259,68	-6460,10
16	5379	5379	3579	5379	5379	-4545,26	-6992,94	-11426,10	-9709,10
17	5379	5379	3579	3579	5379	-4545,26	-7938,66	-8539,80	-9709,10
18	5379	5379	5379	3579	5379	-4545,26	-11749,44	-11390,64	-9709,10
19	5379	3579	3579	5379	5379	-4545,26	-6228,84	-11627,70	-9709,10
20	5379	3579	5379	5379	5379	-4545,26	-10039,62	-14478,54	-9709,10

RISULTATI IN $[Kg \cdot m]$

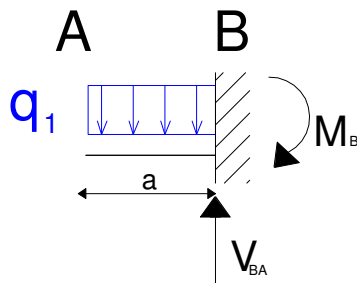
PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Comb.	q1	q2	q3	q4	q5	Mb	Mc	Md	Me
1	7889	5369	5369	5369	5369	-6666,04	-10380,90	-14354,93	-9690,14
2	5369	7889	5369	5369	5369	-4536,38	-11852,50	-13966,80	-9690,14
3	5369	5369	7889	5369	5369	-4536,38	-16118,36	-18240,72	-9690,14
4	5369	5369	5369	7889	5369	-4536,38	-9458,47	-18290,37	-9690,14
5	5369	5369	5369	5369	7889	-4536,38	-11164,96	-13081,92	-14239,28
6	5369	5369	5369	7889	7889	-4536,38	-9840,80	-17123,22	-14239,28
7	5369	5369	7889	7889	7889	-4536,38	-15176,52	-21114,87	-14239,28
8	5369	7889	7889	7889	7889	-4536,38	-16246,39	-20889,40	-14239,28
9	7889	7889	7889	7889	7889	-6666,04	-15844,65	-20938,45	-14239,28
10	7889	7889	5369	5369	5369	-6666,04	-11450,76	-14072,65	-9690,14
11	7889	7889	7889	5369	5369	-6666,04	-16786,49	-18064,30	-9690,14
12	7889	7889	7889	7889	5369	-6666,04	-15462,33	-22105,60	-9690,14
13	7889	5369	7889	5369	7889	-6666,04	-16098,95	-17179,43	-14239,28
14	5369	7889	5369	7889	5369	-4536,38	-10528,33	-18008,10	-9690,14
15	7889	7889	5369	7889	5369	-6666,04	-10126,60	-18113,95	-9690,14
16	7889	7889	5369	7889	7889	-6666,04	-10508,93	-16946,80	-14239,28
17	7889	7889	5369	5369	7889	-6666,04	-11833,09	-12905,50	-14239,28
18	7889	7889	7889	5369	7889	-6666,04	-17168,82	-16897,15	-14239,28
19	7889	5369	5369	7889	7889	-6666,04	-9439,06	-17229,08	-14239,28
20	7889	5369	7889	7889	7889	-6666,04	-14774,79	-21220,73	-14239,28

RISULTATI IN $[Kg \cdot m]$

5.4 Calcolo delle reazioni vincolari, dei momenti in mezzeria e i momenti massimi.

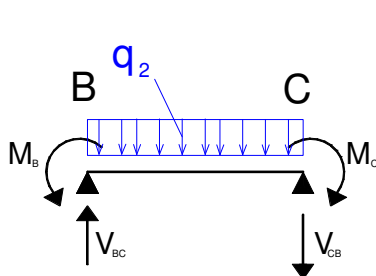
Campata 1



$$V_{BA} = q_1 \cdot a$$

$$M_{1max} = -\frac{q_1 \cdot a^2}{2}$$

Campata 2



$$V_{BC} = \frac{|M_B| - |M_C|}{l_1} + \frac{q_2 \cdot l_1}{2}$$

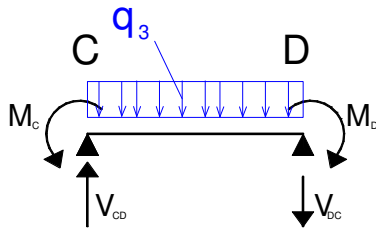
$$V_{CB} = \frac{|M_B| - |M_C|}{l_1} - \frac{q_2 \cdot l_1}{2}$$

$$M_{2mezz} = -|M_B| + V_{BC} \cdot \frac{l_1}{2} - \frac{q_2 \cdot l_2^2}{8}$$

il momento è massimo quando il taglio è nullo, ovvero per $x_1 = \frac{V_{BC}}{q_1}$

$$M_{2max} = -|M_B| + V_{BC} \cdot x_1 - \frac{q_2 \cdot x_1^2}{2}$$

Campata 3



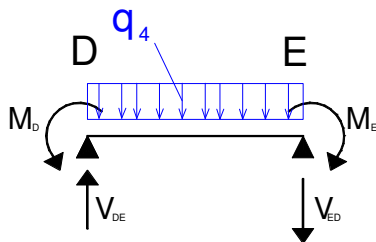
$$V_{DC} = \frac{|M_C| - |M_D|}{l_2} - \frac{q_3 \cdot l_2}{2}$$

$$V_{CD} = \frac{|M_C| - |M_D|}{l_2} + \frac{q_3 \cdot l_2}{2}$$

$$M_{3mezz} = -|M_C| + V_{CD} \cdot \frac{l_2}{2} - \frac{q_3 \cdot l_2^2}{8}$$

$$x_2 = \frac{V_{CD}}{q_3} \rightarrow M_{3max} = -|M_C| + V_{CD} \cdot x_2 - \frac{q_3 \cdot x_2^2}{2}$$

Campata 4



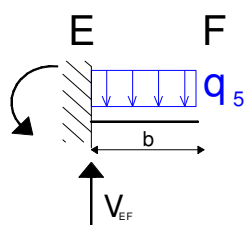
$$V_{DE} = \frac{|M_D| - |M_E|}{l_3} + \frac{q_4 \cdot l_3}{2}$$

$$V_{ED} = \frac{|M_D| - |M_E|}{l_3} - \frac{q_4 \cdot l_3}{2}$$

$$M_{mezz} = -|M_D| + V_{DE} \cdot \frac{l_3}{2} - \frac{q_4 \cdot l_3^2}{8}$$

$$x_3 = \frac{V_{DE}}{q_4} \rightarrow M_{4max} = -|M_D| + V_{DE} \cdot x_3 - \frac{q_4 \cdot x_3^2}{2}$$

Campata 5



$$V_{EF} = q_5 \cdot b$$

$$M_{5max} = -\frac{q_5 \cdot b^2}{2}$$

I valori trovati per tutti i 20 casi sono riepilogati nella tabella seguente:

PER LE TENSIONI AMMISSIBILI

comb.	V_{BA}	V_{BC}	V_{CB}	V_{CD}	V_{DC}	V_{DE}	V_{ED}	V_{EF}
1	6992,70	4583,08	-6153,92	9731,12	-10669,18	9570,48	-8324,52	6800,10
2	4652,70	6425,74	-9711,26	9964,14	-10436,16	9515,04	-8379,96	6800,10
3	4652,70	2710,18	-8026,82	15093,13	-15567,17	10125,53	-7769,47	6800,10
4	4652,70	4295,68	-6441,32	9122,43	-11277,87	14632,62	-12262,38	6800,10
5	4652,70	3889,42	-6847,58	9988,87	-10411,43	8738,84	-9156,16	10220,10
6	4652,70	4204,66	-6532,34	9316,58	-11083,72	13816,10	-13078,90	10220,10
7	4652,70	2934,40	-7802,60	14614,99	-16045,31	14386,27	-12508,73	10220,10
8	4652,70	5379,70	-10757,30	14775,42	-15884,88	14356,21	-12538,79	10220,10
9	6992,70	5982,34	-10154,66	14720,81	-15939,49	14361,07	-12533,93	10220,10
10	6992,70	7028,38	-9108,62	9900,54	-10499,76	9530,16	-8364,84	6800,10
11	6992,70	5758,12	-10378,88	15198,95	-15461,35	10100,33	-7794,67	6800,10
12	6992,70	6073,36	-10063,64	14526,67	-16133,63	15177,59	-11717,41	6800,10
13	6992,70	3221,80	-7515,20	15223,68	-15436,62	9324,13	-8570,87	10220,10
14	4652,70	6740,98	-9396,02	9291,86	-11108,44	14592,30	-12302,70	6800,10
15	6992,70	7343,62	-8793,38	9228,26	-11172,04	14607,42	-12287,58	6800,10
16	6992,70	7252,60	-8884,40	9422,40	-10977,90	13790,90	-13104,10	10220,10
17	6992,70	6937,36	-9199,64	10094,69	-10305,61	8713,64	-9181,36	10220,10
18	6992,70	5667,10	-10469,90	15393,10	-15267,20	9283,81	-8611,19	10220,10
19	6992,70	4807,30	-5929,70	9252,98	-11147,32	13831,22	-13063,78	10220,10
20	6992,70	3537,04	-7199,96	14551,39	-16108,91	14401,39	-12493,61	10220,10

per gli stati limite ultimi

Comb.	V_{BA}	V_{BC}	V_{CB}	V_{CD}	V_{DC}	V_{DE}	V_{ED}	V_{EF}
1	10255,44	6814,46	-9291,04	14603,03	-15997,42	14354,21	-12488,29	10200,15
2	6979,05	9394,49	-14271,91	14929,30	-15671,15	14276,58	-12565,92	10200,15
3	6979,05	4192,09	-11913,41	22110,74	-22855,42	15131,37	-11711,13	10200,15
4	6979,05	6412,06	-9693,44	13750,77	-16849,68	21442,05	-18001,95	10200,15
5	6979,05	5843,22	-10262,28	14963,92	-15636,53	13189,78	-13652,72	14988,72
6	6979,05	6284,61	-9820,89	14022,61	-16577,84	20298,79	-19145,21	14988,72
7	6979,05	4506,04	-11599,46	21441,26	-23524,90	21097,12	-18346,88	14988,72
8	6979,05	7929,86	-15736,54	21668,52	-23297,64	21052,02	-18391,98	14988,72
9	10255,44	8773,66	-14892,74	21589,43	-23376,73	21061,83	-18382,17	14988,72
10	10255,44	10238,29	-13428,11	14840,24	-15760,21	14297,75	-12544,75	10200,15
11	10255,44	8459,72	-15206,68	22258,90	-22707,26	15096,08	-11746,42	10200,15
12	10255,44	8901,10	-14765,30	21317,59	-23648,57	22205,09	-17238,91	10200,15
13	10255,44	4908,44	-11197,06	22293,52	-22672,64	14009,28	-12833,22	14988,72
14	6979,05	9835,88	-13830,52	13987,99	-16612,46	21385,59	-18058,41	10200,15
15	10255,44	10679,68	-12986,72	13898,93	-16701,52	21406,76	-18037,24	10200,15
16	10255,44	10552,24	-13114,16	14170,77	-16429,68	20263,50	-19180,50	14988,72
17	10255,44	10110,85	-13555,55	15112,08	-15488,37	13154,49	-13688,01	14988,72
18	10255,44	8332,27	-15334,13	22530,74	-22435,42	13952,82	-12889,68	14988,72
19	10255,44	7128,41	-8977,09	13933,56	-16666,89	20319,96	-19124,04	14988,72
20	10255,44	5349,83	-10755,67	21352,21	-23613,95	21118,29	-18325,71	14988,72

RISULTATI IN [Kg]

I valori negativi significano che le reazioni hanno segno opposto a quello prefissato

E quindi essendo:

$$V_B = V_{BA} + V_{BC}$$

$$V_C = V_{CB} + V_{CD}$$

$$V_D = V_{DC} + V_{DE}$$

$$V_E = V_{ED} + V_{EF}$$

PER LE TENSIONI AMMISSIBILI

comb.	$V_B [Kg]$	$V_C [Kg]$	$V_D [Kg]$	$V_E [Kg]$
1	11575,78	15885,03	20239,66	15124,62
2	11078,44	19675,39	19951,20	15180,06
3	7362,88	23119,94	25692,70	14569,57
4	8948,38	15563,75	25910,48	19062,48
5	8542,12	16836,44	19150,28	19376,26
6	8857,36	15848,92	24899,82	23299,00
7	7587,10	22417,59	30431,58	22728,83
8	10032,40	25532,71	30241,09	22758,89
9	12975,04	24875,47	30300,56	22754,03
10	14021,08	19009,15	20029,92	15164,94
11	12750,82	25577,83	25561,68	14594,77
12	13066,06	24590,30	31311,22	18517,51
13	10214,50	22738,87	24760,75	18790,97
14	11393,68	18687,87	25700,74	19102,80
15	14336,32	18021,63	25779,46	19087,68
16	14245,30	18306,80	24768,80	23324,20
17	13930,06	19294,32	19019,25	19401,46
18	12659,80	25862,99	24551,01	18831,29
19	11800,00	15182,68	24978,54	23283,88
20	10529,74	21751,35	30510,30	22713,71

per gli stati limite ultimi

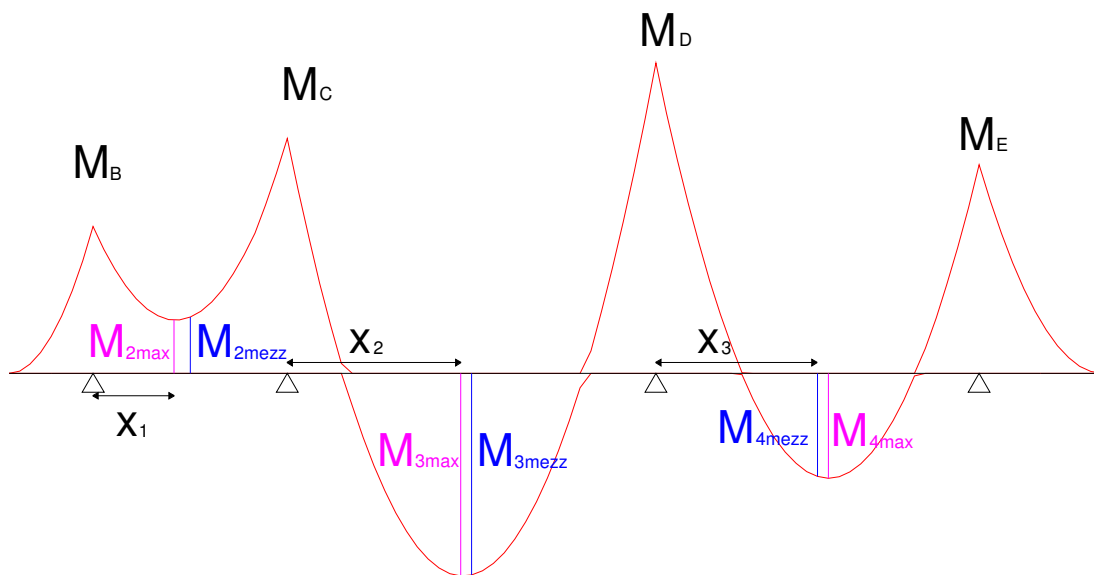
Comb.	$V_B [Kg]$	$V_C [Kg]$	$V_D [Kg]$	$V_E [Kg]$
1	17069,90	23894,06	30351,63	22688,44
2	16373,54	29201,20	29947,74	22766,07
3	11171,14	34024,14	37986,79	21911,28
4	13391,11	23444,21	38291,73	28202,10
5	12822,27	25226,19	28826,31	28641,44
6	13263,66	23843,49	36876,63	34133,93
7	11485,09	33040,73	44622,01	33335,60
8	14908,91	37405,05	44349,67	33380,70
9	19029,10	36482,17	44438,56	33370,89
10	20493,73	28268,35	30057,96	22744,90
11	18715,16	37465,59	37803,34	21946,57
12	19156,54	36082,89	45853,66	27439,06
13	15163,88	33490,58	36681,91	27821,94
14	16814,93	27818,50	37998,06	28258,56
15	20935,12	26885,66	38108,28	28237,39
16	20807,68	27284,94	36693,18	34169,22
17	20366,29	28667,64	28642,86	28676,73
18	18587,71	37864,87	36388,24	27878,40
19	17383,85	22910,65	36986,85	34112,76
20	15605,27	32107,88	44732,24	33314,43

Sono riassunti nella tabella seguente i momenti massimi, i momenti in mezzeria e la distanza x_i del momento massimo dall'appoggio:

PER LE TENSIONI AMMISSIBILI

Comb.	M_{2mezz}	x_1	M_{2max}	M_{3mezz}	x_2	M_{3max}	M_{4mezz}	x_3	M_{4max}
1	-1697,00	1,28	-1610,82	6296,97	2,72	6327,71	3166,84	2,67	3221,056
2	562,99	1,19	813,84	5910,06	2,78	5917,84	3305,44	2,66	3350,435
3	-2985,35	0,76	-1998,12	10170,75	2,81	10175,97	1779,22	2,83	1973,09
4	-607,10	1,20	-446,31	5221,02	2,55	5383,28	7386,49	2,72	7517,041
5	-1216,49	1,09	-910,87	6471,57	2,79	6477,81	1996,93	2,44	2003,009
6	-743,63	1,17	-554,40	5501,28	2,60	5610,35	6178,78	2,57	6191,406
7	-2649,02	0,82	-1821,30	9480,72	2,72	9528,26	4753,36	2,67	4835,276
8	-1006,07	1,00	-334,05	9173,83	2,75	9202,44	4828,52	2,67	4905,272
9	-1623,11	1,11	-1218,57	9305,13	2,74	9339,65	4816,36	2,67	4893,937
10	-54,05	1,31	46,51	6015,72	2,77	6028,26	3267,64	2,66	3315,065
11	-1959,44	1,07	-1463,27	9995,16	2,83	9996,76	1842,22	2,82	2027,884
12	-1486,58	1,13	-1116,57	9024,87	2,70	9084,88	6024,07	2,82	6302,296
13	-3738,92	0,90	-3095,13	10556,67	2,83	10557,73	533,71	2,61	553,5235
14	1035,85	1,25	1199,66	4939,77	2,60	5055,03	7487,29	2,71	7609,109
15	418,81	1,37	467,65	5045,43	2,58	5177,39	7449,49	2,72	7574,548
16	282,28	1,35	344,15	5325,69	2,63	5410,20	6241,78	2,56	6252,738
17	-190,58	1,29	-71,65	6295,98	2,82	6297,54	2059,93	2,43	2067,567
18	-2095,97	1,05	-1559,93	10275,42	2,86	10275,79	634,51	2,59	650,3077
19	-1360,67	1,34	-1316,67	5606,94	2,59	5732,27	6140,98	2,57	6154,663
20	-3266,06	0,99	-2797,46	9586,38	2,71	9642,76	4715,56	2,68	4800,136

RISULTATI IN $[Kg \cdot m]$



PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Comb.	M_{2mezz}	x_1	M_{2max}	M_{3mezz}	x_2	M_{3max}	M_{4mezz}	x_3	M_{4max}
1	-2483,90	1,27	-2341,09	9434,91	2,72	9480,18	4754,03	2,67	4835,095
2	680,46	1,19	1057,40	8893,17	2,78	8905,99	4948,09	2,66	5016,229
3	-4287,81	0,78	-2899,65	14858,85	2,80	14867,63	2811,13	2,82	3083,505
4	-957,86	1,19	-707,15	7928,40	2,56	8152,00	10662,24	2,72	10849,76
5	-1811,11	1,09	-1356,42	9679,38	2,79	9689,91	3115,96	2,46	3120,95
6	-1149,03	1,17	-857,86	8320,81	2,61	8472,84	8971,25	2,57	8992,332
7	-3816,89	0,84	-2645,32	13892,69	2,72	13961,48	6975,42	2,67	7095,271
8	-1516,49	1,01	-550,81	13470,50	2,75	13512,55	7088,16	2,67	7200,278
9	-2380,45	1,11	-1787,15	13646,84	2,74	13697,45	7063,63	2,67	7177,41
10	-183,50	1,30	-22,28	9041,11	2,76	9060,82	4895,17	2,66	4966,718
11	-2851,36	1,07	-2130,06	14612,99	2,82	14616,18	2899,34	2,81	3160,592
12	-2189,28	1,13	-1644,38	13254,42	2,70	13340,52	8754,63	2,81	9145,418
13	-5342,93	0,91	-4422,13	15399,20	2,83	15401,48	1067,21	2,61	1099,412
14	1342,54	1,25	1595,39	7534,60	2,61	7694,98	10803,38	2,71	10978,79
15	478,58	1,35	562,92	7682,55	2,59	7865,43	10750,45	2,71	10930,35
16	287,42	1,34	391,42	8074,96	2,64	8193,77	9059,46	2,57	9078,042
17	-374,66	1,28	-186,65	9433,52	2,81	9436,82	3204,17	2,45	3210,798
18	-3042,53	1,06	-2265,70	15005,40	2,86	15005,55	1208,34	2,60	1234,662
19	-2012,99	1,33	-1933,41	8468,75	2,60	8642,71	8918,32	2,58	8940,982
20	-4680,85	1,00	-4000,42	14040,63	2,71	14121,69	6922,49	2,68	7046,064

Qui di seguito sono riportati su una unica trave i diagrammi dei momenti e dei tagli di tutte le 20 combinazioni di carico:

DIAGRAMMA DEI MOMENTI

- File : comb1 - combinazione1
- File : comb1 - combinazione2
- File : comb1 - combinazione3
- File : comb1 - combinazione4
- File : comb1 - combinazione5
- File : comb1 - combinazione6
- File : comb1 - combinazione7
- File : comb1 - combinazione8
- File : comb1 - combinazione9
- File : comb1 - combinazione10
- File : comb1 - combinazione11
- File : comb1 - combinazione12
- File : comb1 - combinazione13
- File : comb1 - combinazione14
- File : comb1 - combinazione15
- File : comb1 - combinazione16
- File : comb1 - combinazione17
- File : comb1 - combinazione18
- File : comb1 - combinazione19
- File : comb1 - combinazione20

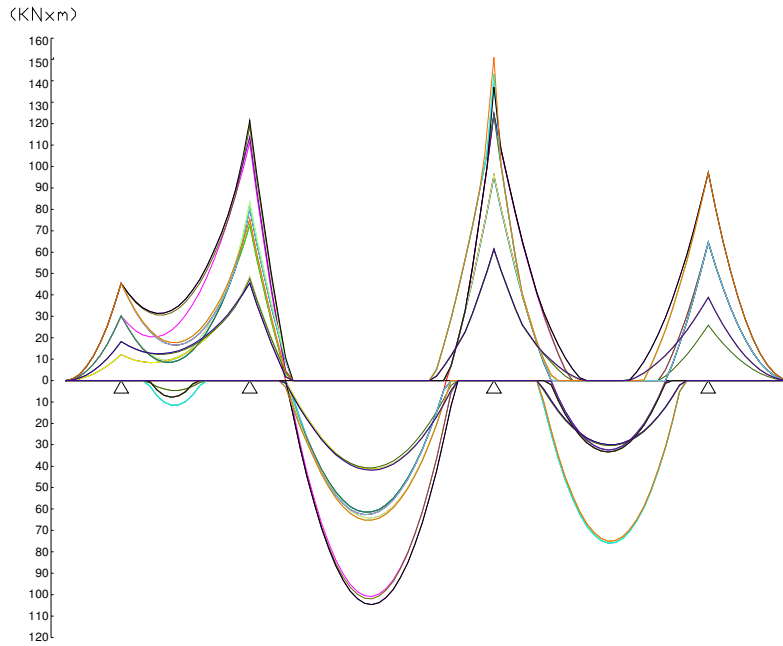
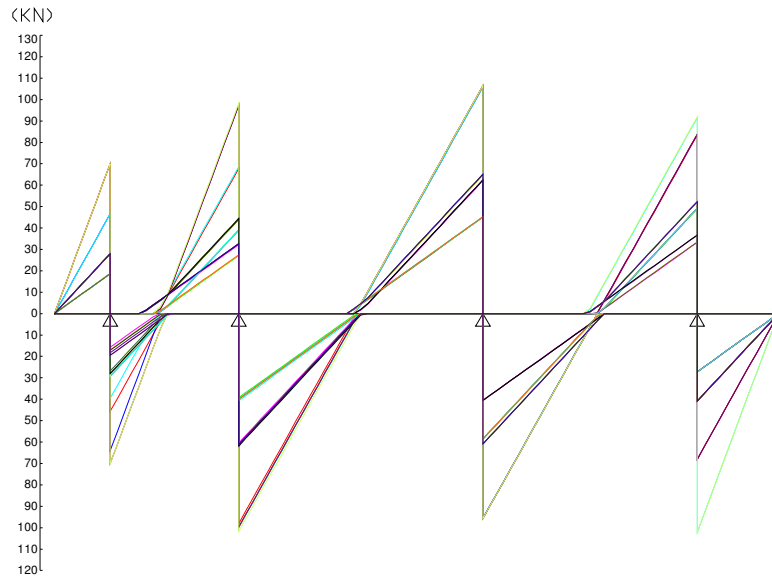


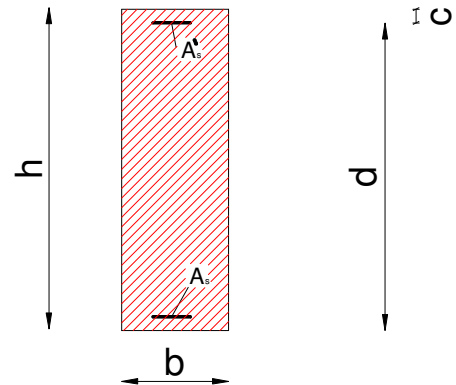
DIAGRAMMA DEI TAGLI



5.5 Verifica alle Tensioni Ammissibili (TA)

DATI DELLA SEZIONE

$$\begin{aligned} h &= 60\text{cm} \\ b &= 30\text{cm} \\ c &= 4\text{cm} \\ d &= 46\text{cm} \end{aligned}$$



VERIFICA MOMENTI POSITIVI

Per ragioni di sicurezza i diagrammi dei momenti vengono traslati del 20%, si ottengono allora i seguenti valori:

	$M_{2\max}$	$M_{3\max}$	$M_{4\max}$
Valore trovato	1199,66	10557,73	7609,109
Valore +20%	1439,59	12669,276	9130,93

RISULTATI IN $[Kg \cdot m]$

Per quanto riguarda l'area dell'acciaio dovrà risultare:

$$A_s \geq \frac{M_{ta}^+}{0,9 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} \quad \text{ponendo poi} \quad A_s' = \frac{A_s}{2} =$$

l'incognita è $\sigma_{c,\max}$ mentre le tensioni del ferro sono:

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \left(\frac{d-x}{x} \right) \quad \sigma_s' = n \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \left(\frac{x-c}{x} \right)$$

per quanto riguarda le forze invece:

$$S_s = n \cdot A_s \cdot \sigma_s \quad S_s' = n \cdot A_s' \cdot \sigma_s' \quad S_c = \frac{\sigma_{c,\max} \cdot x \cdot b}{2}$$

bisogna ora trovare la posizione dell'asse neutro, utilizzo l'equilibrio alla traslazione:

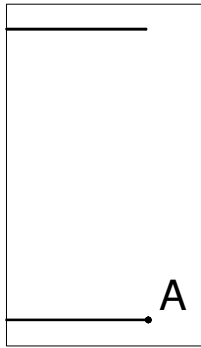
$$S_c + S_s' = S_s$$

$$\frac{S_{c,\max} \cdot x \cdot b}{2} + n \cdot A_s' \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \left(\frac{x-c}{x} \right) = n \cdot A_s \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \left(\frac{d-x}{x} \right)$$

$$\frac{b \cdot x}{2} + n \cdot A'_s \cdot (x - c) - n \cdot A_s \cdot (d - x) = 0$$

$$x = n \cdot \left(\frac{A_s + A'_s}{b} \right) \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot c}{n(A_s + A'_s)^2}} \right)$$

EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE



L'equilibrio alla rotazione si fa intorno al punto A:

$$M = S_c \left(d - \frac{x}{3} \right) + S'_s (d - c)$$

$$M = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot b}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + \sigma_{c,max} \cdot n \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x - c}{x} \right) \cdot (d - c)$$

da questa si ricava :

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{ta}^+}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x - c}{x} \right) \cdot (d - c)}$$

Una volta noto $\sigma_{c,max}$ posso trovare le tensioni delle barre

$$\sigma'_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{x - c}{x} \right)$$

ottengo allora

	M	A_s trovato	A'_s trovato	A_s	A'_s	x	$\sigma_c \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$	$\sigma_s \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$	$\sigma'_s \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
M_{2max}	1439,59	1,10	0,55	1,13 [1Φ12]	1,13 [1Φ12]	7,18	23,35	155,17	2380,36
M_{3max}	12669,276	9,67	4,83	10,17 [3Φ22]	5,09 [2Φ18]	18,71	74,14	874,42	2216,10
M_{4max}	9130,93	6,97	3,48	7,60 [2Φ22]	4,02 [2Φ16]	15,99	62,94	708,02	2361,70

$\sigma_c \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$ è minore dell'Rck=97,5, (verificato)

Ora controlliamo momento resistente del calcestruzzo e del ferro:

$$M_{c,res} = \frac{\bar{\sigma}_c \cdot x \cdot b}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot \bar{\sigma}_c \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x-c}{x} \right) \cdot (d-c)$$

$$M_{s,res} = \bar{\sigma}_s \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$M_{res} = \min \{ M_{c,res}, M_{s,res} \}$$

e quindi :

	$M_{c,res} [Kg \cdot cm]$	$M_{s,res} [Kg \cdot cm]$	$M_{res,TA} [Kg \cdot cm]$
M_{2max}	601176,33	157549,8	143959,00
M_{3max}	1666026,05	1474725	1266927,60
M_{4max}	1414391,37	1001057	913093,00

anche il momento resistente è verificato.

VERIFICA MOMENTI NEGATIVI

Per ragioni di sicurezza i diagrammi dei momenti vengono traslati del 20%, si ottengono allora i seguenti valori:

	M_B	M_C	M_D	M_E
Valore trovato	4545,26	11749,44	15110,52	9709,10
Valore +20%	5454,312	14099,33	18132,62	11648,52

RISULTATI IN $[Kg \cdot m]$

Per quanto riguarda l'area dell'acciaio dovrà risultare:

$$A_s \geq \frac{M_{ta}^+}{0,9 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} \quad \text{ponendo poi} \quad A'_s = \frac{A_s}{2}$$

l'incognita è $\sigma_{c,max}$ mentre le tensioni del ferro sono:

$$\sigma'_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{d-x}{x} \right) \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{x-c}{x} \right)$$

per quanto riguarda le forze invece:

$$S_s = n \cdot A_s \cdot \sigma_s \quad S'_s = n \cdot A'_s \cdot \sigma'_s \quad S_c = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot b}{2}$$

bisogna ora trovare la posizione dell'asse neutro, utilizzo l'equilibrio alla traslazione:

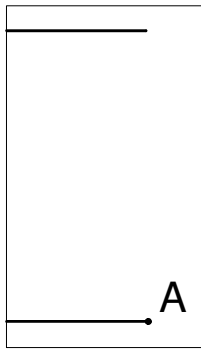
$$S_c + S'_s = S_s$$

$$\frac{S_{c,max} \cdot x \cdot b}{2} + n \cdot A'_s \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{x-c}{x}\right) = n \cdot A_s \cdot \sigma_{c,max} \left(\frac{d-x}{x}\right)$$

$$\frac{b \cdot x}{2} + n \cdot A'_s \cdot (x-c) - n \cdot A_s \cdot (d-x) = 0$$

$$x = n \cdot \left(\frac{A_s + A'_s}{b}\right) \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{A'_s \cdot d + A_s \cdot c}{n(A_s + A'_s)^2}}\right)$$

EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE



L'equilibrio alla rotazione si fa intorno al punto A:

$$M = S_c \left(d - \frac{x}{3}\right) + S'_s (d-c)$$

$$M = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot b}{2} \left(d - \frac{x}{3}\right) + \sigma_{c,max} \cdot n \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x-c}{x}\right) \cdot (d-c)$$

da questa si ricava :

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{ta}^+}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x-c}{x}\right) \cdot (d-c)}$$

Una volta noto $\sigma_{c,max}$ posso trovare le tensioni delle barre

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{d-x}{x}\right)$$

$$\sigma'_s = n \cdot \sigma_{c,max} \cdot \left(\frac{x-c}{x}\right)$$

ottengo allora

	M	A_s trovato	A'_s trovato	A_s	A'_s	x	σ_c [Kg/cm ²]	σ_s [Kg/cm ²]	σ'_s [Kg/cm ²]
M_B	5454,312	4,16	2,08	4,52 [4Φ12]	2,26 [2Φ12]	13,15	47,80	498,93	2335,20
M_C	14099,33	10,76	5,38	11,40 [3Φ22]	6,03 [3Φ16]	18,46	80,64	947,43	2459,91
M_D	18132,62	13,84	6,92	15,20 [4Φ22]	7,63 [3Φ18]	20,40	91,41	1102,22	2393,50
M_E	11648,52	8,89	4,44	10,17 [4Φ18]	5,09 [2Φ18]	17,83	70,74	823,09	2271,40

σ_c [Kg/cm²] è minore dell'Rck=97,5, (verificato)

Ora controlliamo momento resistente del calcestruzzo e del ferro:

$$M_{c,res} = \frac{\bar{\sigma}_c \cdot x \cdot b}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot \bar{\sigma}_c \cdot A'_s \cdot \left(\frac{x-c}{x} \right) \cdot (d-c)$$

$$M_{s,res} = \bar{\sigma}_s \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$M_{res} = \min \{ M_{c,res}, M_{s,res} \}$$

e quindi :

	$M_{c,res}$ [Kg·cm]	$M_{s,res}$ [Kg·cm]	$M_{res,TA}$ [Kg·cm]
M_B	1112632,80	606797	545431,20
M_C	1704814,25	1477233	1409933,00
M_D	1934101,99	1944131	1813262,00
M_E	1605452,23	1324055	1164852,00

anche il momento resistente è verificato

5.6 Verifica agli Stati Limite Ultimi

VERIFICA MOMENTO POSITIVO

γ Se si ipotizza la rottura nel campo 2a

	$M_{2\max}$	$M_{3\max}$	$M_{4\max}$
Valore trovato	1595,39	15401,48	10978,79
Valore +20%	1914,47	18481,78	13174,54

RISULTATI IN $[Kg \cdot m]$

per quanto riguarda il calcolo di σ'_s si pone:

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \varepsilon'_s$$

allora avremo le seguenti forze:

$$S_s = A_s \cdot f_{yd} \quad S'_s = A'_s f_{yd} \quad S_c = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}$$

si trova l'asse neutro imponendo l'equilibrio alla traslazione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} - A'_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\xi = x/d \quad \text{che deve essere compreso nell'intervallo } 0 \leq \xi \leq 0,166$$

VERIFICA DELLA SEZIONE

VERIFICA ALLA ROTAZIONE

$$M = S_c \cdot (d - 0,4 \cdot x) + S'_s \cdot (d - c) = A'_s \cdot f_{yd} (d - 0,4 \cdot x) + 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - c)$$

tale valore rivelata minore di M_{slu}^+

	M[Kgm]	A_s trovato	A'_s trovato	A_s	A'_s	x	$\xi = x/d$	M [Kg · cm]	M_{slu}^+ [Kg · cm]
$M_{2\max}$	1914,47	1,10	0,55	1,13 [1Φ12]	1,13 [1Φ12]	0,00	0,000	236695,93	191447,00
$M_{3\max}$	18481,78	9,67	4,83	10,17 [4Φ18]	5,09 [2Φ18]	5,99	0,107	2008601,84	1848178,00
$M_{4\max}$	13354,97	6,97	3,48	7,60 [2Φ22]	4,02 [2Φ16]	4,22	0,075	1512240,82	1317454,00

Quindi verificato

VERIFICA MOMENTO NEGATIVO

γ Se si ipotizza la rottura nel campo 2a

	M_B	M_C	M_D	M_E
Valore trovato	6666,04	17168,82	22105,60	14239,28
Valore +20%	7999,248	20602,58	26526,72	17087,13

RISULTATI IN [Kg · m]

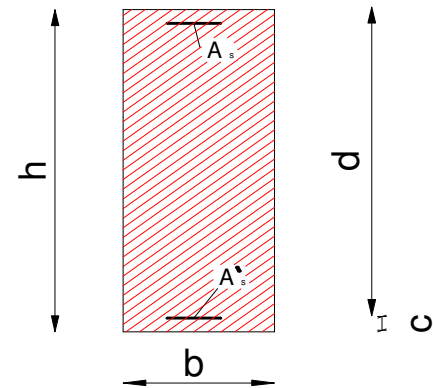
posizione asse neutro:

EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE

$$S_c + S'_s = S_s \rightarrow 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} - A'_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\text{deve risultare } 0 \leq \xi = \frac{x}{d} \leq 0,166$$

VERIFICA DELLA SEZIONE

VERIFICA ALLA ROTAZIONE

$$M = A'_s \cdot f_{yd} (d - 0,4 \cdot x) + 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{yd} \cdot (d - c)$$

tale valore dovrà essere minore di M_{slu}^+ quindi è verificato.

	$M_{B,C,D,E}$	A_s trovato	A'_s trovato	A_s	A'_s	X [cm]	ξ [cm]	M [Kg · cm]	M_{slu}^+ [Kg · cm]
M_B	7999,248	4,16	2,08	4,52 [4Φ12]	2,26 [2Φ12]	2,66	0,05	903966,42	799924,80
M_C	20665,32	10,76	5,38	11,40 [3Φ22]	6,03 [3Φ16]	6,32	0,11	2249353,65	2060258,00
M_D	26582,01	13,84	6,92	15,20 [4Φ22]	7,63 [3Φ18]	8,91	0,159	2967350,81	2652672,00
M_E	17087,13	8,89	4,44	10,17 [4Φ18]	5,09 [2Φ18]	5,99	0,107	2008601,84	1708713,00

5.7 Verifica del Taglio con le Tensioni Ammissibili (TA)

Il taglio massimo è pari alla reazione V_{DC} della 12° combinazione

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot b} = \frac{16133,63}{0,9 \cdot 56 \cdot 30} = 10,67 \text{ Kg/cm}^2$$

poiché risulta:

$$\tau_{c0} = 6 \text{ Kg/cm}^2 < 10,67 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{c1} = 18,28 \text{ Kg/cm}^2$$

bisognerà armare a taglio.

Per le staffe si utilizzerà un passo pari a:

- 12cm fino a $l/3$ dagli appoggi,
- 24cm nella parte centrale delle campate

$$A_{s,\min} = \frac{T \cdot \Delta x}{0,9 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{16133,63 \cdot 12}{0,9 \cdot 56 \cdot 2600} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{braccio},\min} = \frac{A_{s,\min}}{2} = 0,74 \text{ cm}^2$$

si inserirà una staffa a due bracci $\Phi 20$ e quindi

$$A_{\text{braccio}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

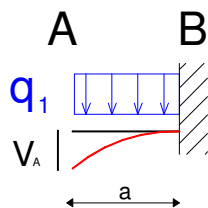
5.8 Verifica della freccia

$$q = 5380 \text{ Kg/m}$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 60^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

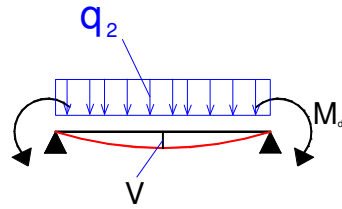
Campata 1=Campata 5



$$v_A = \frac{q \cdot a^4}{8EJ}$$

Campata 2= Campata 3= Campata 4

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EJ} - \frac{M_{sx} - M_{dx}}{EJ} \cdot l^2$$



Si trovano così i seguenti valori:

Comb.	Campata 1 v_A	Campata 2 v_{BC}	Campata 3 v_{CD}	Campata 4 v_{DE}	Campata 5 v_E
1	0,017781	-0,02467	0,145695	0,037696	0,053984
2	0,011831	-0,00464	0,131146	0,041706	0,053984
3	0,011831	-0,03809	0,245549	-0,00246	0,053984
4	0,011831	-0,01331	0,105235	0,132666	0,053984
5	0,011831	-0,01966	0,152261	0,003844	0,081134
6	0,011831	-0,01474	0,115774	0,09772	0,081134
7	0,011831	-0,03458	0,219601	0,056476	0,081134
8	0,011831	-0,02099	0,208061	0,05865	0,081134
9	0,017781	-0,02741	0,212998	0,058298	0,081134
10	0,017781	-0,01107	0,135119	0,040613	0,053984
11	0,017781	-0,03092	0,238946	-0,00063	0,053984
12	0,017781	-0,02599	0,202459	0,093244	0,053984
13	0,017781	-0,04594	0,260061	-0,03849	0,081134
14	0,011831	0,000284	0,094659	0,135582	0,053984
15	0,017781	-0,00614	0,098632	0,134489	0,053984
16	0,017781	-0,00757	0,109171	0,099543	0,081134
17	0,017781	-0,01249	0,145658	0,005667	0,081134
18	0,017781	-0,03234	0,249485	-0,03558	0,081134
19	0,017781	-0,02116	0,119747	0,096627	0,081134
20	0,017781	-0,04101	0,223575	0,055382	0,081134

Si nota come la freccia massima si abbia per le combinazioni di carico 13 e 14 che presentano i carichi accidentali distribuiti in modo alternato.

- Per la campata 1 si ha: $0,017781 < \frac{l}{500} = \frac{130}{500} = 0,26cm$ VERIFICATO
- Per la campata 2 si ha: $0,000284 < \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0,6cm$ VERIFICATO
- Per la campata 3 si ha: $0,260061 < \frac{l}{500} = \frac{570}{500} = 1,14cm$ VERIFICATO
- Per la campata 4 si ha: $0,135582 < \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1cm$ VERIFICATO
- Per la campata 5 si ha: $0,081134 < \frac{l}{500} = \frac{190}{500} = 0,38cm$ VERIFICATO

5.9 Verifica a Taglio agli Stati Limite Ultimi (SLU)

VERIFICA DEL CONGLOMERATO

Bisognerà verificare che risulti:

$$T_{slu} \leq 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot b \cdot d \cdot \delta = T_{ver}$$

essendo:

Il valore della resistenza a trazione per flessione di calcolo

$$f_{ctd} = \alpha \cdot \frac{f_{cfm}}{\gamma_c} = \alpha \cdot \frac{1,2 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \alpha \cdot \frac{1,2 \cdot 0,58 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}}{\gamma_c} = 16,57 \text{ Kg/cm}^2$$

avendo posto:

f_{cfm} = il valore della resistenza a trazione per flessione

f_{ctm} = il valore della resistenza a trazione semplice

essendo poi:

$r = (1,6 - d)$ con d espresso in metri

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d}$ con A_{sl} = area dell'armatura longitudinale

si ottiene:

appoggio	Taglio [Kg]	Area arm. long.	T_{ver}	verifica
B	BA= 10255,44	4,52 [4Φ12]	15449,2	ok
	BC= 10679,68			ok
C	CB= 15736,54	11,40 [3Φ22]	16931,22	no
	CD= 22530,74			no
D	DC= 23648,57	15,20 [4Φ22]	17749,78	no
	DE= 22205,09			no
E	ED= 19180,50	10,17 [4Φ18]	16666,27	no
	EF= 14988,72			no

Si nota che c'è bisogno di inserire le staffe perché la verifica non è soddisfatta negli appoggi B,C,D,E.

VERIFICA DEL TAGLIO IN ARMATURA TRASVERSALE

Si schematizza la trave come un traliccio ideale. Gli elementi del traliccio resistenti a taglio sono: le armature trasversali d'anima (funzionanti come aste da parete) e il conglomerato sia del corrente compresso che delle bielle d'anima.

Si fanno le verifiche sia per il lato calcestruzzo che per il lato acciaio

➤ **LATO CLS**

Si trova il valore del taglio che manda in crisi il lato calcestruzzo della biella:

$$V_{cdu} = 0,3 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 66628,80 \text{Kg} \text{ per staffe ortogonali ai ferri longitudinali.}$$

➤ **LATO ACCIAIO**

$$V_{sdu} = V_{cdu} + V_{wdu}$$

V_{cdu} è il contributo del cls

V_{wdu} è il contributo dell'armatura d'anima

$$V_{sdu} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot \delta + f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) = 52193,14 \text{Kg}$$

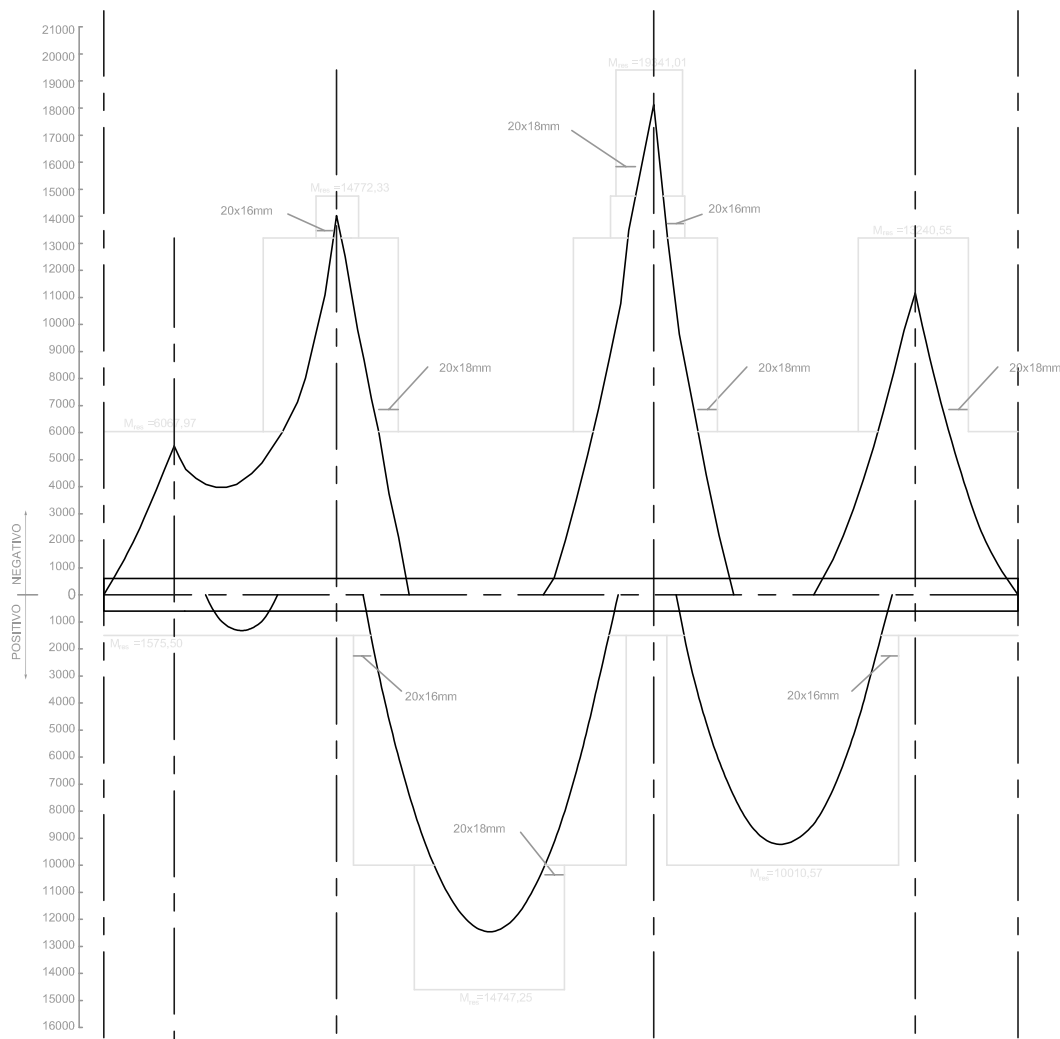
dovrà risultare:

$$T_{slu} \leq V_{vdu} = \min [V_{cdu}, V_{sdu}]$$

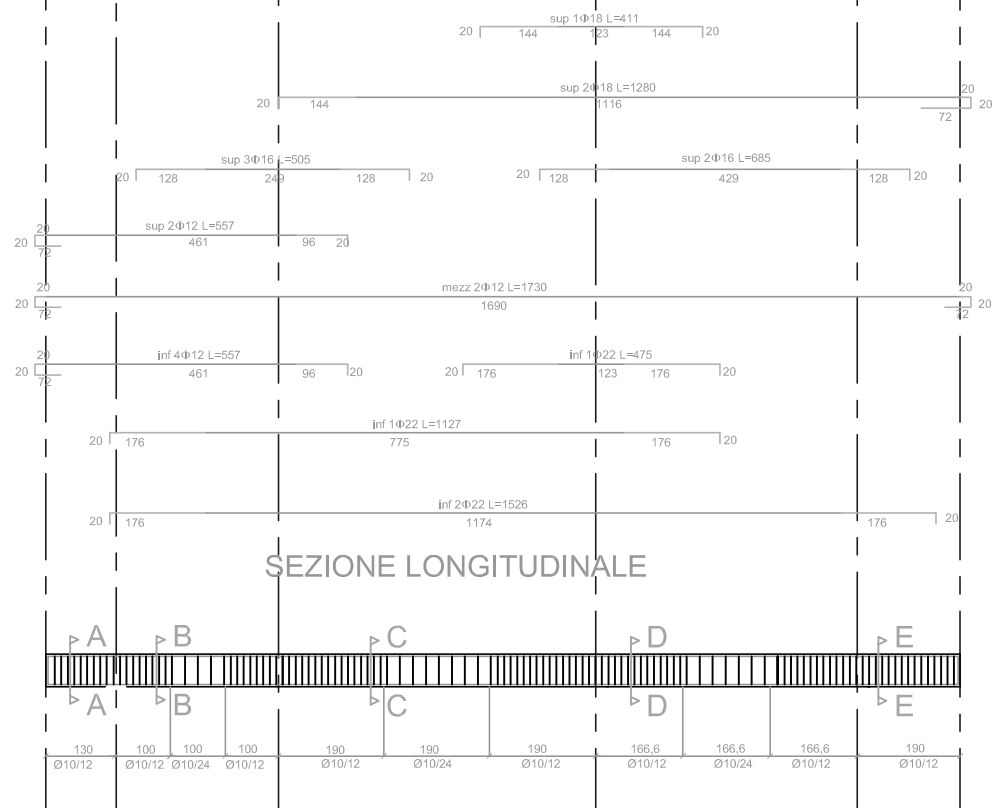
appoggio	Taglio [Kg]	Area staffe	Interasse staffe	V_{vdu} [Kg]	verifica
B	BA= 10255,44	2,26 cmq	12 cm	52193,14	ok
	BC= 10679,68				ok
C	CB= 15736,54				ok
	CD= 22530,74				ok
D	DC= 23648,57				ok
	DE= 22205,09				ok
E	ED= 19180,50				ok
	EF= 14988,72				ok

TRAVE

DIAGRAMMA DEI MOMENTI RESISTENTI
(scala momenti 1 cm = 1000 kgm)

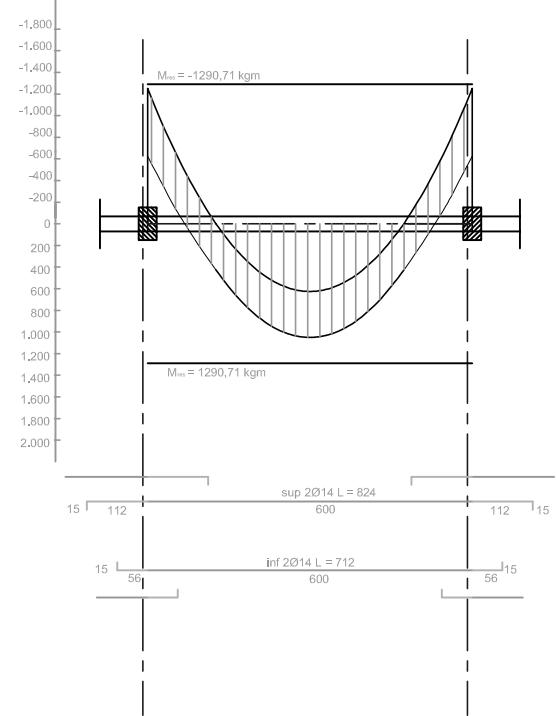


DISTANZA DELLE ARMATURE



SOLAIO

DIAGRAMMA DEI MOMENTI RESISTENTI
(scala momenti 1 cm = 250 kgm)



UNIVERSITA' DEGLI STUDI
DI BOLOGNA
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Tecnica delle Costruzioni L

Anno Accademico 2003 - 2004

Docente: Prof. Ing. Ceccoli
Tutor: Ing. G. Gasparini
Studenti: Lerosé Salvo (0000126539)

● TAV.1: Diagramma dei momenti ed armatura

TAV.

1

MATERIALI

-Calcestruzzo Rck = 300 kg/m²
-Acciaio FeB 44k

SCALA 1:50

Elaborati stampati presso il DISTART - Scienza delle Costruzioni
Laboratorio di Meccanica Computazionale (LAMC)
www.lamc.ing.unibo.it
Alma Mater Studiorum - Università di Bologna

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BOLOGNA FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Tecnica delle Costruzioni L

Anno Accademico 2003 - 2004

Docente: Prof. Ing. Ceccoli
Tutor: Ing. G. Gasparini
Studenti: Lerose Salvino (0000126539)

● **TAV.1:** Diagramma dei momenti ed armatura

MATERIALI

– Calcestruzzo Rck = 300 kg/m²
 – Acciaio FeB 44k

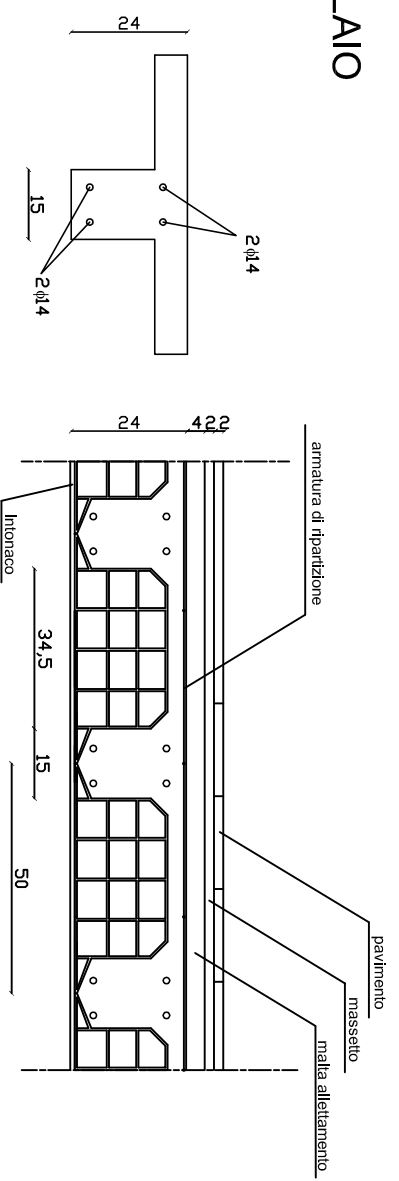
TAV.

2

SCALA 1:10

Elaborati stampati presso il DISTART - Scienza delle Costruzioni
 Laboratorio di Meccanica Computazionale (LAMC)
www.lamc.ing.unibo.it
 Alma Mater Studiorum - Università di Bologna

SOLAIO



TRAVE

