



DISPENSA N. 003

Ingegneria Civile :

Sezione Edile

Corso di Scienza e di Tecnica delle Costruzioni

A.D. 2004 Gennaio

Oggetto: **Calcolo di un solaio per vano scala.**

TERRASINI (PA), li 22-01-2004

IL TECNICO

Dott. ing. Nicolò Gioè

Calcolo di un Solaio per vano scala.

1.0 - Premessa.

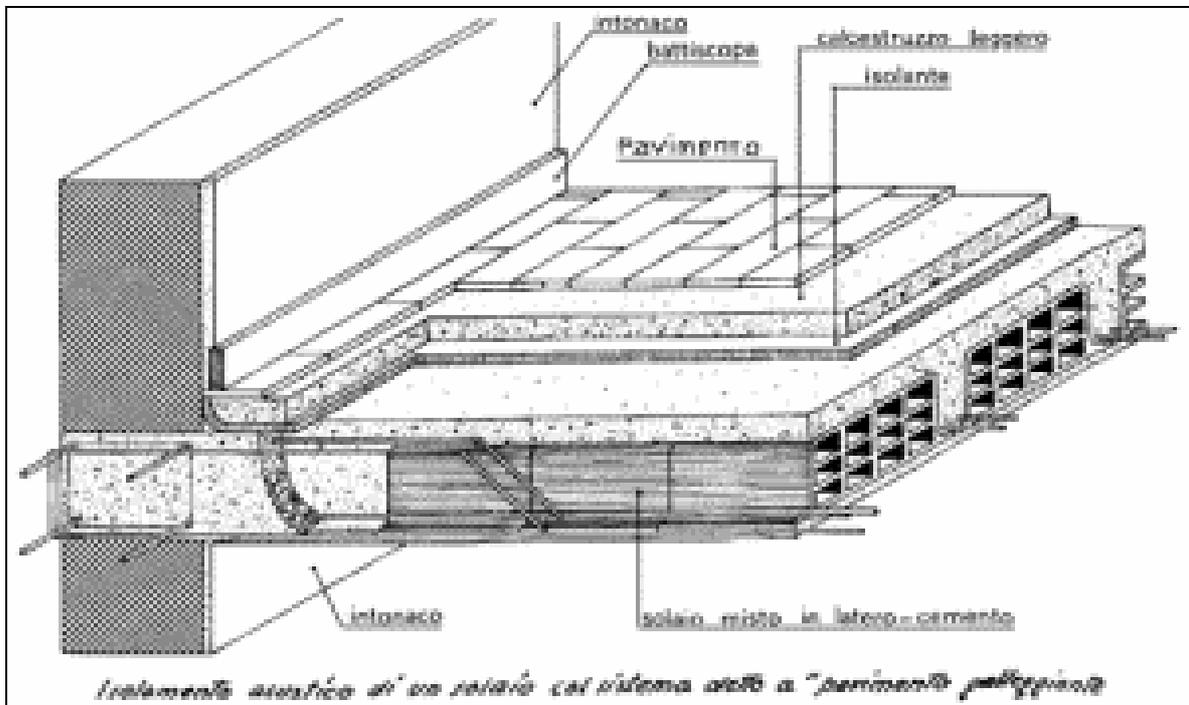
Il calcolo viene effettuato tenendo presenti le vigenti prescrizioni normative per Solai gettati in opera e in particolare:

-- l'altezza del solaio H_s deve essere superiore a $1/25$ della luce del solaio L_s :

$$H = 1/25 L$$

-- e comunque non inferiore all'altezza minima H_{min} di 12 cm :

$$H_{min} = 12 \text{ cm}$$



In fig. un solaio tipo

Nel caso specifico ad una Luce teorica $L_t = 460$ cm corrisponde un'Altezza teorica H_t di :

$$H_t = 1/25 L_t = 1/25 * 460 = 18,4 \text{ cm}$$

$$H_{min} = 18 \text{ cm};$$

quindi si adotta un'altezza del solaio $H_s = 20$ cm, dei quali lo spessore della soletta è di $s_s = 4$ cm e l'altezza del blocco laterizio è di $d_{bl} = 16$ cm .

$$H_s = s_s + d_{bl} = 4 + 16 = 20 \text{ cm}$$

L'interasse dei travetti i_t deve essere non superiore a 15 volte s_s , con una larghezza del blocco laterizio l_{bl} non superiore a 52 cm (ovvero $l_{bl} = 60 - 4 - 4 = 52$ cm) :

$$i_t = 15 s_s = 15 * 4 = 60 \text{ cm}$$

e con $l_{bl} < 52 \text{ cm}$.

La larghezza della nervatura minima b_{min} è soggetta alla limitazione:

$$b_{min} \geq l/8 \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} & \text{per solai prefabbricati} \\ 8 \text{ cm} & \text{per solai gettati in opera} \end{cases}$$

Nel nostro caso si sceglie un interasse dei travetti i_t pari a : $i_t = 33 \text{ cm}$
e una larghezza della nervatura b pari a : $b = 8 \text{ cm}$

Lungo le nervature saranno disposti dei ferri longitudinali di area A_s :

$$A_s \geq 0,07 H = 0,07 \cdot 20 = 1,4 \text{ cm}^2 / \text{ml (metro lineare)},$$

che corrisponde ad un'area dei ferri minima di $A_{s \min} = 0,46 \text{ cm}^2$ per travetto .

Si dispone, inoltre, di una area dei ferri trasversali A_t non inferiore al $\geq 20\%$ di quella dei ferri longitudinali A_s :

$$A_t \geq 20 \% A_s$$

a copertura del Momento massimo positivo M_{max} , comunque non inferiore a $\geq 3 \phi 6 / \text{ml}$:

$$A_t \geq 3 \phi 6 / \text{ml}$$

Codesta armatura A_t verrà disposta perpendicolarmente all'asse delle nervature nello spessore s_s della soletta.

Per quanto concerne l'armatura a taglio τ , infine, questa può essere omessa se la τ_{max} risulta essere minore della τ_{co} .

$$\tau_{max} < \tau_{co}$$

2.0 – Esempio di un calcolo di un Solaio di Copertura Vano Scala.

Si considera un solaio in travetti in c.a. misto a laterizi di Luce teorica L_t :

$$L_t = 4,30 \text{ m.}$$

2.1.1 - Caratteristiche dei materiali:

Cls. classe	$R_{ck} = 300 \text{ Kg / cm}^2 (= R_{bk})$	$\sigma_{ca} = 97,5 \text{ Kg / cm}^2;$
Ferri	Fe B 38 K a.m.	$\sigma_{fa} = 2200 \text{ Kg / cm}^2;$

Altezza Solaio :	$H = 16 + 4 = 20 \text{ cm ;}$
Interasse travetti :	$i_t = 33 \text{ cm ;}$
Larghezza della nervatura :	$b = 8 \text{ cm ;}$
Spessore della soletta :	$s_s = 4 \text{ cm ;}$

2.1.2 – Tensioni Ammissibili:

(Calcestruzzo) $\bar{\sigma}'_b = \sigma_{ca} = 60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} = 97,5 \text{ Kg / cm}^2 \text{ (9,56 N / mm}^2)$

(Ferro) $\bar{\sigma}_a = 2.200 \text{ Kg / cm}^2 \text{ (215,82 N / mm}^2)$

2.2 - Analisi dei carichi (Q):

Peso proprio :	256 Kg / m ²
Peso intonaco intradosso :	30 Kg / m ²
Peso massetto delle pendenze :	50 Kg / m ²
Impermeabilizzante :	30 Kg / m ²
Pannelli termoisolanti fonoassorbenti :	14 Kg / m ²
Peso malta (2 cm) :	40 Kg / m ²
Tegole :	60 Kg / m ²

$$480 \text{ Kg / m}^2$$

Sovraccarico accidentale :	100 Kg / m ²
Carico neve :	60 Kg / m ²

Carico (Peso) totale Q_t : $Q_t = 640 \text{ Kg / m}^2$

Carico q a ml di travetto :

$$q = Q_t * i_t = 640 * 0,33 = 211,2 \text{ Kg / ml}$$

2.3 - Determinazione dei Momenti massimi .

Poiché il solaio in questione è a campata unica il calcolo delle Massime Sollecitazioni si effettua considerando le condizioni più sfavorevoli di carico per i due schemi di :

- Vincolo di Incastro alle estremità A e B;
- Vincolo di Appoggio alle estremità A e B;

si hanno i Momenti all'incastro M_i ed i Momenti massimi in mezzeria M_{max} :

$$M_i = 1/12 q l^2 = 1/12 * 211,2 * 4,3^2 = 325,4 \text{ Kgm}$$

$$M_{max} = 1/8 q l^2 = 1/8 * 211,2 * 4,3^2 = 488,1 \text{ Kgm}$$

Dal regolamento vigente, nelle solette gettate in opera di spessore (s) minore di 5 cm $s < 5 \text{ cm}$, le tensioni ammissibili (σ_c) devono essere ridotte del 30 %; ciò comporta una nuova σ_c :

$$\sigma_c = 30 \% \sigma_{ca} = 70/100 * 97,5 = 0,7 * 97,5 = 68,25 \text{ Kg / cm}^2$$

2.4 - Verifica delle Sezioni e Calcolo delle Armature.

2.4.1. – Verifica della Sezione di Mezzeria.

Con $i_t = b = 33 \text{ cm}$; $H_{min} = h = 18 \text{ cm}$; e con $M_{max} = M = 488,1 \text{ Kgm} = 48810 \text{ Kgcmm}$, si ha :

$$r' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{48810}{33}}} = 0,468$$

dalle tabelle del Santarella per :

$$\mu = A'_f / A_f = 0,25$$

$$\lambda = \delta / h = 2 / 18 = 0,11$$

si ricavano i seguenti valori :

$$\sigma_c = 42,30 \text{ Kg / cm}^2 < \sigma_{ca} = 68,25 \text{ Kg / cm}^2$$

$$t' = 0,001045 ;$$

$$A_f = t' \sqrt{M b} = 1,326 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 0,25 A_f = 0,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$x_c = s (\sigma_{ca}, \sigma_{fa}, n) * h = 0,22346 * 18 = 4,02 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{ci} &= 7241,33 \text{ cm}^4 \\ M_{rc} &= 1235,55 \text{ Kgm} \\ M_{rf} &= 758,6 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

2.4.2. – Verifica degli Appoggi estremi A e B.

Con $b = 12 \text{ cm}$ e con $M_i = 505 \text{ Kgm} = 50500 \text{ Kgcm}$ si ha :

$$r' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{50500}{12}}} = 0,277$$

dalle tabelle del Santarella per :

$$\mu = A'_f / A_f = 0,25$$

$$\lambda = \delta / h = 2 / 18 = 0,11$$

si ricavano i seguenti valori :

$$\sigma_c = 77,2 \text{ Kg} / \text{cm}^2 < \sigma_{ca} = 68,25 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$t' = 0,00185$$

$$A_f = t' \sqrt{M b} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 0,25 A_f = 0,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} x_c &= 7,65 \text{ cm} \\ I_{ci} &= 6177,56 \text{ cm}^4 \\ M_{rc} &= 787,314 \text{ Kgm} \\ M_{rf} &= 875,43 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

3.0. - Solaio di piano.

3.1. - Analisi dei carichi.

Peso proprio :	256 Kg / m ²
Peso intonaco intradosso :	30 Kg / m ²
Peso massetto estradosso :	35 Kg / m ²
Peso pavimentazione :	50 Kg / m ²
Peso tramezzatura :	100 Kg / m ²
	470 Kg / m ²

Sovraccarico accidentale : 250 Kg / m²

Carico totale Q_t : $Q_t = 720 \text{ Kg / m}^2$

Carico q a ml di travetto :

$$q = Q_t * 0,52 \text{ ml} = 720 * 0,52 = 375 \text{ Kg / m}$$

3.2. - Verifica dello Sbalzo.

Peso proprio :	256 Kg / m ²
Peso massetto estradosso :	35 Kg / m ²
Peso pavimentazione :	50 Kg / m ²

	341 Kg / m ²
Sovraccarico accidentale :	400 Kg / m ²

Carico totale Q_t : $Q_t = 740 \text{ Kg / m}^2$

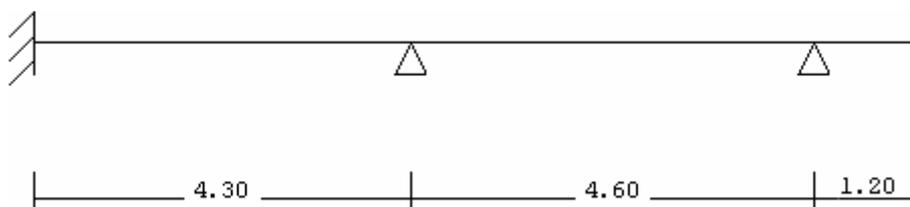
$$Q_t = (p.p. + q_p + 0,5 * q_a) * 1,4 \text{ carico totale}$$

Carico q a ml di travetto :

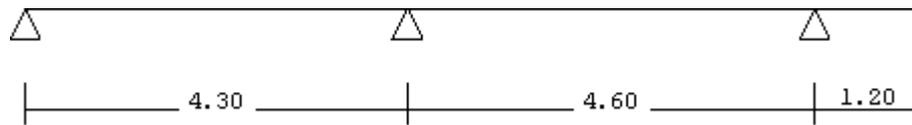
$$q = Q_t * 0,52 \text{ ml} = 740 * 0,52 = 385 \text{ Kg / m}$$

3.3. - Schemi di calcolo.

3.3.1. - Schema 1° (Incastro – Appoggio) :

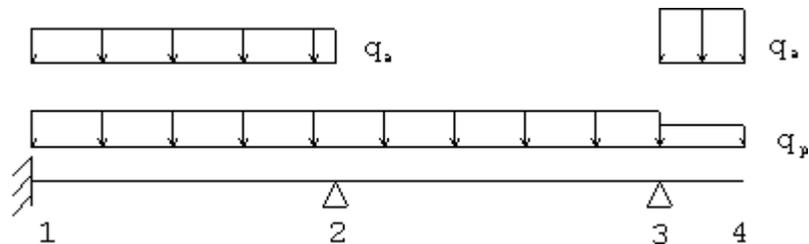


3.3.2. - Schema 2° (Appoggio – Appoggio) :



3.4. - Si risolvono tutti gli schemi con il METODO DELLE FORZE.

3.4.1. - Schema 1 - a



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_1 = 0$$

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = -277 \text{ Kgm}$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2 + M_1) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$l_{12} / 6EI (2M_1 + M_2) - l_{12} / 6EI (2\mu_{12} + \mu_{21}) = 0$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = -1/12 q l^2 = -578 \text{ Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = -1/12 q l^2 = -431 \text{ Kgm}$$

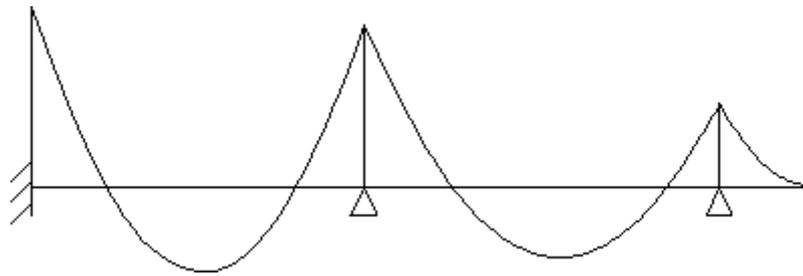
$$\begin{aligned} 2 M_1 + M_2 &= -1734 \\ 4,30 M_1 + 17,80 M_2 &= -12130 \end{aligned}$$

$$M_1 = -598 \text{ Kgm}$$

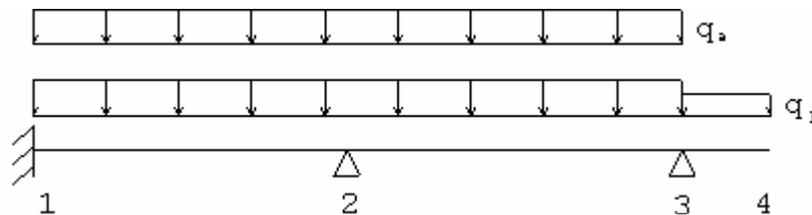
$$M_2 = -537 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = -277 \text{ Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



3.4.2. - Schema 1 - b



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_1 = 0$$

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = -128 \text{ Kgm}$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2 + M_1) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$l_{12} / 6EI (2M_1 + M_2) - l_{12} / 6EI (2\mu_{12} + \mu_{21}) = 0$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = -1/12 q l^2 = -578 \text{ Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = -1/12 q l^2 = -661 \text{ Kgm}$$

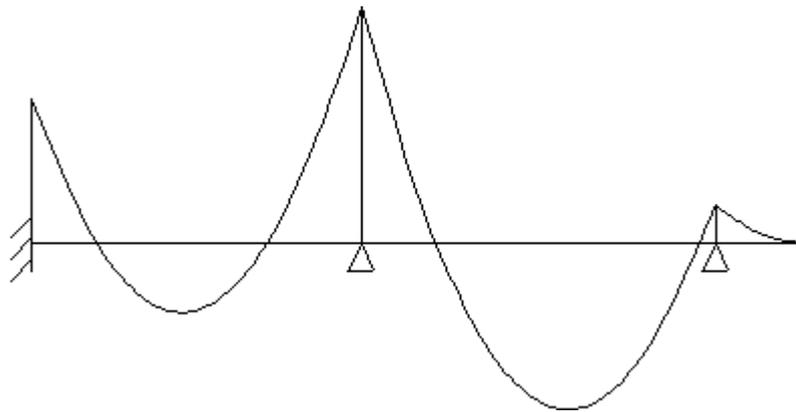
$$\begin{aligned} 2 M_1 + M_2 &= -1734 \\ 4,30 M_1 + 17,80 M_2 &= -15990 \end{aligned}$$

$$M_1 = -475 \text{ Kgm}$$

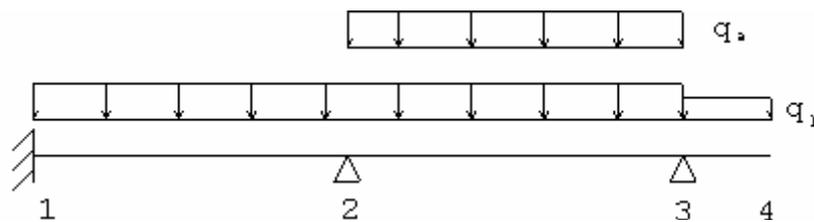
$$M_2 = -783 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = -128 \text{ Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



3.4.3. - Schema 1 - c



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_1 = 0$$

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = -128 \text{ Kgm}$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2 + M_1) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$l_{12} / 6EI (2M_1 + M_2) - l_{12} / 6EI (2\mu_{12} + \mu_{21}) = 0$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = -1/12 q l^2 = -376 \text{ Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = -1/12 q l^2 = -661 \text{ Kgm}$$

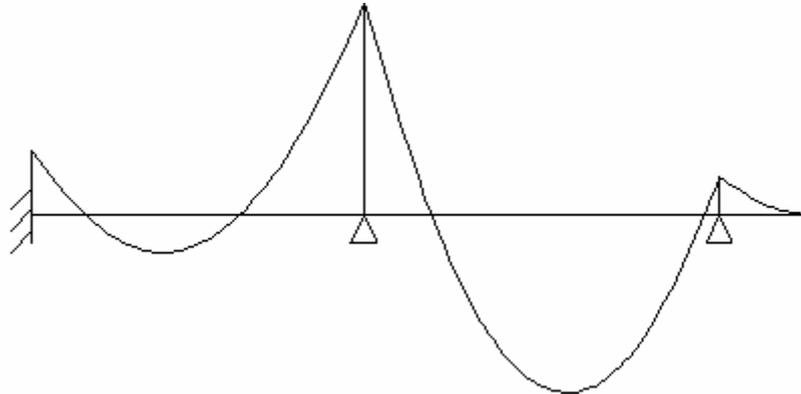
$$\begin{aligned} 2 M_1 + M_2 &= -1128 \\ 4,30 M_1 + 17,80 M_2 &= -13383 \end{aligned}$$

$$M_1 = -214 \text{ Kgm}$$

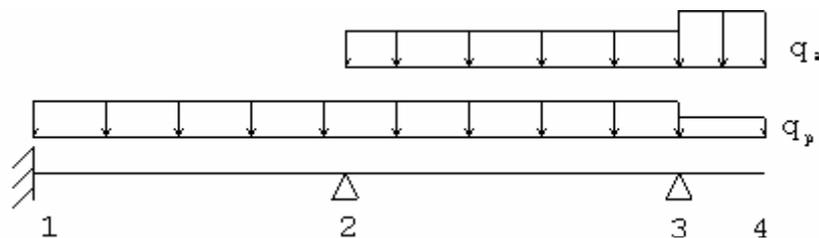
$$M_2 = -700 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = -128 \text{ Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



3.4.4. - Schema 1 - d :



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_1 = 0$$

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = -277 \text{ Kgm}$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2 + M_1) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$l_{12} / 6EI (2M_1 + M_2) - l_{12} / 6EI (2\mu_{12} + \mu_{21}) = 0$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = -1/12 q l^2 = -376 \text{ Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = -1/12 q l^2 = -661 \text{ Kgm}$$

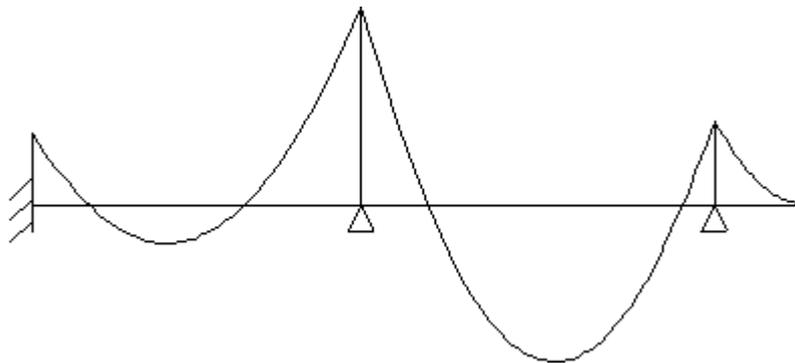
$$\begin{aligned} 2 M_1 + M_2 &= -1128 \\ 4,30 M_1 + 17,80 M_2 &= -12698 \end{aligned}$$

$$M_1 = -236 \text{ Kgm}$$

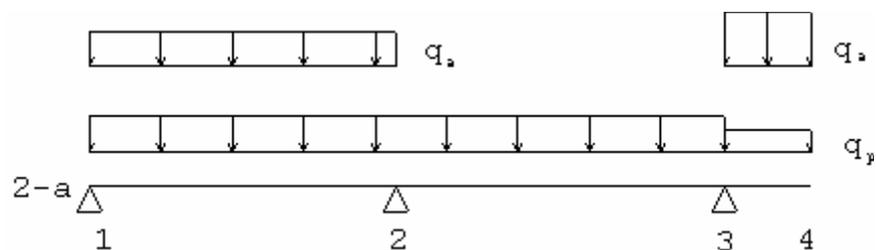
$$M_2 = -656 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = -277 \text{ Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



3.4.5. - Schema 2 - a



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = -277 \text{ Kgm}$$

$$M_{12} = 0$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = -1/12 q l^2 = -578 \text{ Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = -1/12 q l^2 = -431 \text{ Kgm}$$

$$4,30 (2 M_2) + 4,60 (2 M_2 - 277) = 4,30 (-1734) + 4,60 (-1293)$$

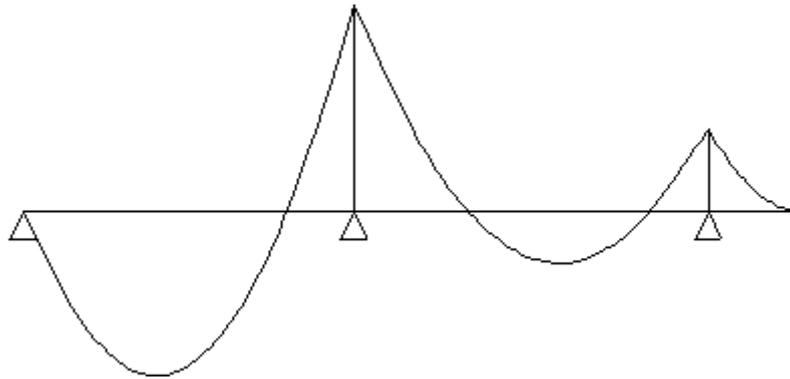
$$17,80 M_2 = -12130$$

$$M_1 = 0 \quad \text{Kgm}$$

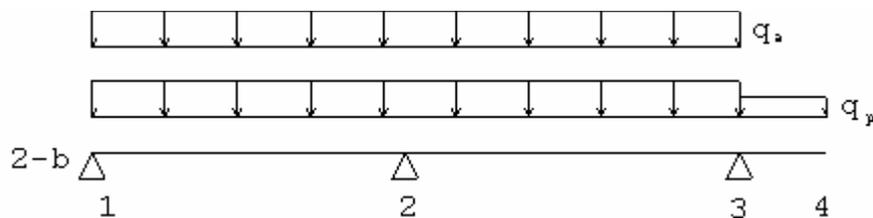
$$M_2 = -681 \quad \text{Kgm}$$

$$M_3 = -277 \quad \text{Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



3.4.6. - Schema 2 - b



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = -128 \quad \text{Kgm}$$

$$M_{12} = 0$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = -1/12 q l^2 = -578 \quad \text{Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = -1/12 q l^2 = -661 \quad \text{Kgm}$$

$$4,30 (2 M_2) + 4,60 (2 M_2 - 128) = 4,30 (- 1734) + 4,60 (- 1983)$$

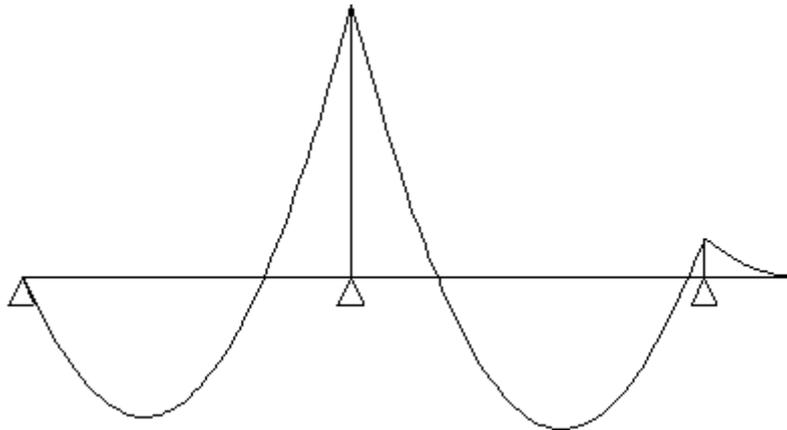
$$17,80 M_2 = -15990$$

$$M_1 = 0 \text{ Kgm}$$

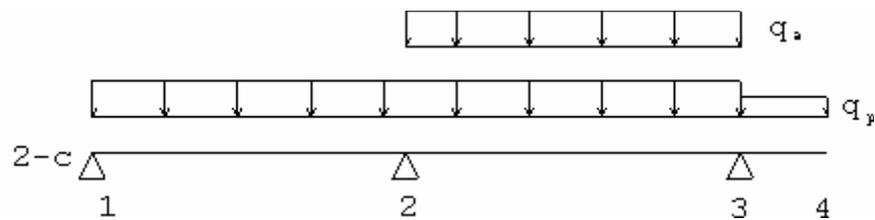
$$M_2 = -898 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = -128 \text{ Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



3.4.7. - Schema 2 - c



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = - 128 \text{ Kgm}$$

$$M_{12} = 0$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = - 1/12 q l^2 = - 376 \text{ Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = - \frac{1}{12} q l^2 = - 661 \text{ Kgm}$$

$$4,30 (2 M_2) + 4,60 (2 M_2 - 128) = 4,30 (-1128) + 4,60 (-1983)$$

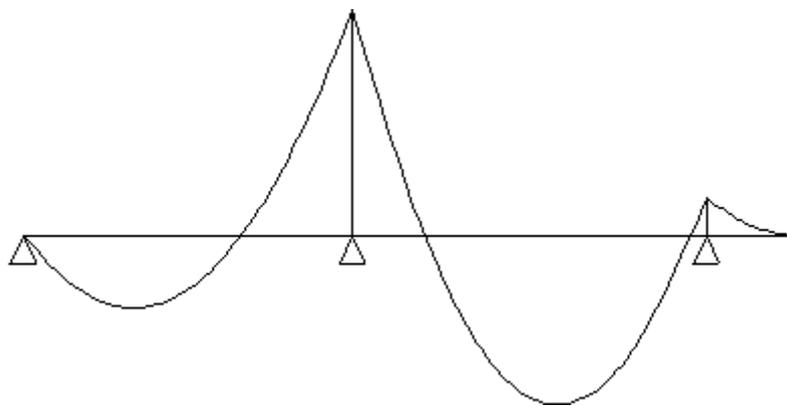
$$17,80 M_2 = -13383$$

$$M_1 = 0 \text{ Kgm}$$

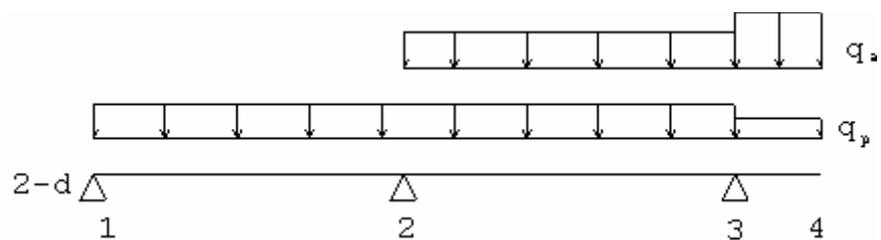
$$M_2 = -752 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = -128 \text{ Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



3.4.8. - Schema 2 - d



Equazioni di congruenza :

$$\gamma_{21} = \gamma_{23}$$

$$M_{34} = M_{32} = - 277 \text{ Kgm}$$

$$M_{12} = 0$$

$$l_{21} / 6EI (2M_2) + l_{23} / 6EI (2M_2 + M_3) = \dots = l_{21} / 6EI (2\mu_{21} + \mu_{12}) + l_{23} / 6EI (2\mu_{23} + \mu_{32})$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = - 1/12 q l^2 = - 376 \text{ Kgm}$$

$$\mu_{23} = \mu_{32} = - 1/12 q l^2 = - 661 \text{ Kgm}$$

$$4,30 (2 M_2) + 4,60 (2 M_2 - 277) = 4,30 (-1128) + 4,60 (-1983)$$

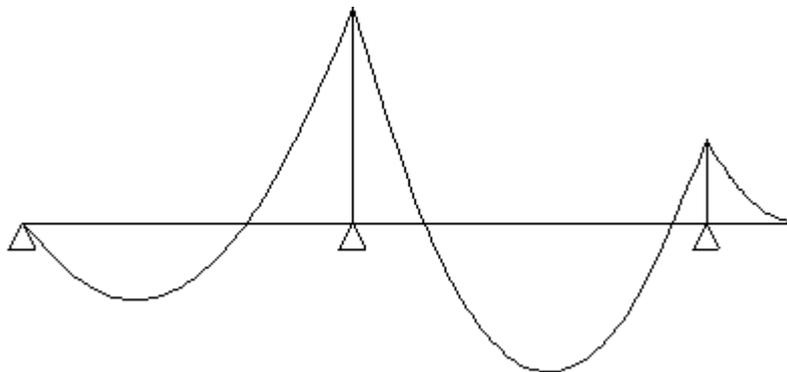
$$17,80 M_2 = -12698$$

$$M_1 = 0 \text{ Kgm}$$

$$M_2 = -713 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = -277 \text{ Kgm}$$

Diagramma dei momenti :



4.0. - Reazioni agli appoggi e Momenti Max in campata.

4.1. - Schema 1 - a

Reazioni agli appoggi :

$$R_1 = 820 \text{ Kg} ; \quad R_2 = 1410 \text{ kg} ; \quad R_3 = 968 \text{ Kg}$$

Momento Max sulla trave 1-2

$$M_{\max 1-2} = 298 \text{ Kgm} \quad x = 2,18 \text{ m}$$

4.2. - Schema 1 - b

Reazioni agli appoggi :

$$R_1 = 734 \text{ Kg} ; \quad R_2 = 1883 \text{ kg} ; \quad R_3 = 932 \text{ Kg}$$

4.3. - Schema 1 - c

Reazioni agli appoggi :

$$R_1 = 411 \text{ Kg} ; \quad R_2 = 1625 \text{ kg} ; \quad R_3 = 950 \text{ Kg}$$

Momento Max sulla trave 2-3

$$M_{\max 2-3} = 599 \text{ Kgm} \quad x = 2,63 \text{ m}$$

4.4. - Schema 1 - d

Reazioni agli appoggi :

$$R_1 = 427 \text{ Kg} ; \quad R_2 = 1567 \text{ kg} ; \quad R_3 = 1242 \text{ Kg}$$

4.5. - Schema 2 - a

Reazioni agli appoggi :

$$R_1 = 647 \text{ Kg} ; \quad R_2 = 1614 \text{ Kg} ; \quad R_3 = 935 \text{ Kg}$$

Momento Max sulla trave 1-2

$$M_{\max 1-2} = 558 \text{ Kgm} \quad x = 1,72 \text{ m}$$

4.6. - Schema 2 - b

Reazioni agli appoggi :

$$R_1 = 597 \text{ Kg} ; \quad R_2 = 2045 \text{ Kg} ; \quad R_3 = 907 \text{ Kg} ;$$

4.7. - Schema 2 - c

Reazioni agli appoggi :

$$\mathbf{R}_1 = 350 \text{ Kg} ; \quad \mathbf{R}_2 = 1697 \text{ Kg} ; \quad \mathbf{R}_3 = 939 \text{ Kg} ;$$

Momento Max sulla trave 2-3

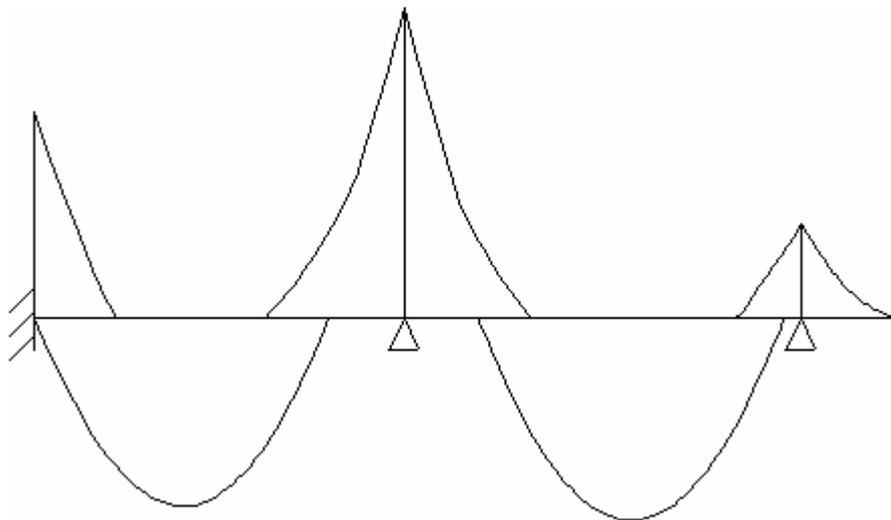
$$\mathbf{M}_{\max 2-3} = 576 \text{ Kgm} \quad \mathbf{x} = 2,66 \text{ m}$$

4.8. - Schema 2 - d

Reazioni agli appoggi :

$$\mathbf{R}_1 = 359 \text{ Kg} ; \quad \mathbf{R}_2 = 1647 \text{ Kg} ; \quad \mathbf{R}_3 = 1230 \text{ Kg} ;$$

Dalla sovrapposizione dei diagrammi dei momenti relativi ai vari schemi di carico e di vincolo presi in esame, si considerano i momenti massimi agli appoggi e in campata.



Sezione	1 :	$\mathbf{M}_1 = - 598 \text{ Kgm}$
	2 :	$\mathbf{M}_2 = - 898 \text{ Kgm}$
	3 :	$\mathbf{M}_3 = - 277 \text{ Kgm}$
Campata	1-2 :	$\mathbf{M}_{\max} = 558 \text{ Kgm}$
Campata	2-3 :	$\mathbf{M}_{\max} = 599 \text{ Kgm}$

5.0. - Calcolo dell'armatura a flessione e Momenti Resistenti.

5.1. - Sezione 1

Poiché il momento flettente che si genera in questa sezione assume un valore notevole che porterebbe ad un eccessivo dimensionamento dell'armatura compressa si prevede l'adozione di una fascia semipiena per una lunghezza di 20 cm.

La sezione resistente, pertanto, diviene rettangolare di base:

$$b = p/2 + d/2 = 32 \text{ cm.}$$

$$M_1 = - 598 \text{ Kgm} = - 59800 \text{ Kg cm} ; \quad b = 32 \text{ cm}$$

$$r' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{59800}{32}}} = 0,416$$

Dalle tabelle del Santarella, per $A'_f = 0,25 A_f$ si ricava:

$$r' = 0,400 \quad \text{e} \quad t' = 0,00124;$$

$$A_f = t' \sqrt{M b} = 1,715 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 0,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Il calcolo porge :

$$x_c = 4,5 \text{ cm}$$

$$I_{ci} = 5672 \text{ cm}^4$$

$$M_{rc} = 1230 \text{ Kgm}$$

$$M_{rf} = 616 \text{ Kgm}$$

5.2. - Sezione 2

Si prevede l'adozione di una fascia semipiena per una lunghezza di 20 cm. La sezione resistente, pertanto, diviene rettangolare di base:

$$b = p/2 + d/2 = 32 \text{ cm.}$$

$$M_2 = - 898 \text{ Kgm} = - 89800 \text{ Kg cm} ; \quad b = 32 \text{ cm}$$

$$r' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{89800}{32}}} = 0,339$$

Dalle tabelle del Santarella, per $A'_f = 0,25 A_f$ si ricava:

$$r' = 0,317 \quad \text{e} \quad t' = 0,00159;$$

$$A_f = t' \sqrt{M b} = 2,69 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 6 \phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 0,67 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

Il calcolo porge :

$$x_c = 5,66 \text{ cm}$$

$$I_{ci} = 9003 \text{ cm}^4$$

$$M_{rc} = 1551 \text{ Kgm}$$

$$M_{rf} = 1070 \text{ Kgm}$$

5.3. - Sezione 3

Si prevede l' adozione di una fascia semipiena per una lunghezza di 20 cm.

La sezione resistente, pertanto, diviene rettangolare di base:

$$b = p/2 + d/2 = 32 \text{ cm.}$$

$$M_1 = - 277 \text{ Kgm} = - 27700 \text{ Kg cm} ; \quad b = 32 \text{ cm}$$

$$r' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{27700}{32}}} = 0,611$$

Dalle tabelle del Santarella, per $A'_f = 0,25 A_f$ si ricava:

$$r' = 0,488 \quad \text{e} \quad t' = 0,00100;$$

$$A_f = 0,941 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 0,23 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Il calcolo porge :

$$x_c = 3,31 \text{ cm}$$

$$I_{ci} = 3152 \text{ cm}^4$$

$$M_{rc} = 927 \text{ Kgm}$$

$$M_{rf} = 315 \text{ Kgm}$$

5.4. - Campata 1-2

$$M_{\max} = 558 \text{ Kgm} = 55800 \text{ Kg cm} ; \quad b = 52 \text{ cm}$$

$$r' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{55800}{52}}} = 0,549$$

Dalle **tabelle del Santarella**, per $A'_f = 0,25 A_f$ si ricava:

$$r' = 0,488 \quad \text{e} \quad t' = 0,00100;$$

$$A_f = 1,70 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 3 \phi 10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 0,425 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Il calcolo porge :

$$x_c = 4,24 \text{ cm}$$

$$I_{ci} = 8066 \text{ cm}^4$$

$$M_{rc} = 1854 \text{ Kgm}$$

$$M_{rf} = 860 \text{ Kgm}$$

5.4. - Campata 2-3

$$M_{\max} = 599 \text{ Kgm} = 59900 \text{ Kgcm} ; \quad b = 52 \text{ cm}$$

$$r' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{59900}{52}}} = 0,530$$

Dalle **tabelle del Santarella**, per $A'_f = 0,25 A_f$ si ricava:

$$r' = 0,488 \quad \text{e} \quad t' = 0,00100;$$

$$A_f = 1,70 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 3 \phi 10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 0,425 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Il calcolo porge :

$$x_c = 4,24 \text{ cm}$$

$$I_{ci} = 8066 \text{ cm}^4$$

$$M_{rc} = 1854 \text{ Kgm}$$

$$M_{rf} = 860 \text{ Kgm}$$

6.0. - Verifica a taglio.

Si sono calcolati i valori delle tensioni tangenziali limite τ_{c0} e τ_{c1} secondo normativa ottenendo i valori seguenti :

$$\tau_{c0} = 6 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\tau_{c1} = 18.2 \text{ Kg / cm}^2$$

A codesti valori vengono associati, per la sezione in esame, quelli limite di taglio T_{c0} e T_{c1} rispettivamente, che sono :

$$T_{c0} = 0,9 b h \tau_{c0} = 0,9 * 12 * 18 * 6 = 1166,4 \text{ Kg}$$

$$T_{c1} = 0,9 b h \tau_{c1} = 0,9 * 12 * 18 * 18,2 = 3499 \text{ Kg}$$

Essendo $T_{max} = T_{23} = 1030 \text{ Kg}$, si ha che:

$$T_{max} < T_{c0}$$

ragion per cui non si dispone specifica armatura a taglio prevedendo soltanto la collocazione di una griglia elettrosaldata di ripartizione.

7.0. – Simbolismo :

H	= altezza del solaio
H _t	= altezza del solaio teorico
H _{min}	= altezza del solaio minimo
L	= luce del solaio
L _t	= luce del solaio teorico
s _s	= spessore della soletta
d _{bl}	= spessore del blocco laterizio
l _{bl}	= larghezza del blocco laterizio
i _t	= interasse dei travetti
b	= larghezza della nervatura
b _{min}	= larghezza della nervatura minima
A _s	= area dei ferri longitudinali
A _{s min}	= area dei ferri longitudinali minima
A _t	= area dei ferri trasversali
φ	= phi (diametro dei ferri)
ml	= per metro lineare
τ _{max}	= tensione tangenziale massima
τ _{co}	= tensione tangenziale minima
σ _{ca}	= tensioni ammissibili del cemento
σ _{fa}	= tensioni ammissibili del ferro
σ _c	= tensioni del cemento
σ _f	= tensioni del ferro
R _{ck}	= classe del calcestruzzo
FeB38K	= classe del ferro
M _i	= momento all'incastro
M _{max}	= momento massimo in mezzzeria
μ	= rapporto dell'area dei ferri
A' _f	= area ferri compressi
A _f	= area ferri tesi
λ	= rapporto tra copriferro e altezza
δ	= spessore copriferro
h	= altezza minima della soletta
t'	= coeff.
r'	= coeff.
x _c	= distanza dall'asse neutro
I _{ci}	= momento d'inerzia
M _{rc}	= momento resistente calcestruzzo
M _{rf}	= momento resistente ferro