

Tracciamento dei cavi in una struttura presollecitata in cui il getto del calcestruzzo ed il tiro dei cavi possa essere effettuato in più fasi successive

Dott. Ing. Giorgio Croci

SOMMARIO

Si espone un metodo, riguardante il tracciamento dei cavi nelle strutture miste presollecitate.

Tale metodo conduce alla determinazione delle zone limiti entro le quali devono essere comprese l'eccentricità e l'inclinazione del cavo risultante in ciascuna fase, in modo che siano soddisfatte sia le verifiche in fase elastica (tensioni principali in corrispondenza dei punti caratteristici della sezione), sia le altre imposte dal regolamento (verifica a rottura, fessurazione, margine di avvertimento).

Si pone inoltre l'attenzione sul fatto che il tracciato dei cavi più favorevole riguardo alla flessione spesso non realizza affatto anche la situazione più favorevole riguardo al taglio, che dipende essenzialmente dal numero dei cavi rialzati.

Si esamina infine come il numero più conveniente dei cavi rialzati possa essere determinato « a priori » prima del calcolo delle zone limite.

1000 SIMBOLI (fig. 1):

b_1 b_2 b_0	: larghezza della soletta superiore, inferiore e dell'anima.
s_1 s_2	: spessori della soletta superiore ed inferiore.
h	: altezza della sezione.
n	: numero dei cavi.
N_c	: sforzo di precompressione in un cavo a cadute di tensione avvenute nella sezione di riferimento (1) (in esercizio).
d_c (d'_c)	: distanza di un cavo dal lembo inferiore (sup.).
d (d')	: distanza del cavo risultante dal lembo inferiore (sup.).
$N = nN_c$: sforzo di precompressione risultante in esercizio nella sezione di riferimento.
c' c	: distanza dall'asse baricentrico al punto superiore ed inferiore di nocciolo.
\bar{c}' \bar{c}	: distanza dall'asse baricentrico al punto limite superiore ed inferiore.
y (y')	: distanza dall'asse baricentrico al lembo inferiore (sup.).

(1) Chiariremo in seguito cosa si intenda per sezione di riferimento.

e	: eccentricità del cavo risultante rispetto al baricentro (positiva quando il cavo è al disotto del baricentro).
γ (2)	: angolo del cavo risultante in una sezione generica S , rispetto all'asse della trave.
γ_0	: angolo di uscita del cavo risultante.
γ_c	: angolo di un cavo generico.
γ_{oc}	: angolo di uscita di un cavo generico rispetto all'asse della trave.
A	: area della sezione.
I	: momento d'inerzia della sezione.
S	: momento statico rispetto l'asse baricentrico; tale momento sarà specificato su S^u , S^i quando rappresenti il momento statico (relativo al baricentro) rispettivamente della soletta superiore ed inferiore.
ϕ	: somma dei diametri delle guaine che tagliano la sezione alla stessa quota.
$b_0 - \phi$: larghezza resistente dell'anima.
α (t)	: coefficiente che tiene conto delle cadute di tensione nei cavi differite nel tempo. Tale coefficiente è funzione del tempo; decresce da un valore massimo $\alpha \cong 1,25$ (all'atto del tiro) fino ad un valore minimo $\alpha = 1$ (in esercizio).
β (x')	: coefficiente che tiene conto delle cadute di tensione istantanee nei cavi. Tale coefficiente è funzione della sezione che si considera. Detto N il valore della presollecitazione in esercizio in una sezione scelta ad arbitrio (che chiameremo sezione di riferimento $\beta(x') = 1$) in ciascuna altra sezione il valore della presollecitazione in esercizio sarà espresso da: $\beta(x') N$ in cui x' è la distanza, misurata lungo l'asse della struttura, di una sezione generica dalla Sezione di riferimento. Normalmente, nel caso che i cavi siano tirati da ambedue le estremità e che la struttura sia simmetrica, conviene assu-

(2) γ è positivo quando $de/dx > 0$, indicando con x la ascissa longitudinale crescente da sinistra verso destra. del rientro del cono.

mere come sezione di riferimento la Sezione di Simmetria della struttura stessa: risulta allora $\beta(x') = 1$ nella sezione di riferimento e $\beta(x') > 1$ in ciascuna altra sezione (1).

- $\alpha \beta N = n \alpha \beta N_c$: risultante di « presollecitazione » in una sezione e ad un tempo generici.
- $\alpha \beta N_p = \alpha \beta N \cos \gamma$: sforzo di « precompressione ».
- $\alpha \beta T_p = \alpha \beta N \sin \gamma$: sforzo di « pretaglio ».
- $\alpha \beta M_p = \alpha \beta N \cos \gamma e$: momento di « preflessione ».

Indicheremo con l'apice le tensioni relative al lembo superiore, senza apice quelle relative al lembo inferiore.

Le tensioni σ ($\text{o } \tau$) relative all'attacco dell'anima con la soletta superiore, al baricentro ed all'attacco dell'anima con la soletta inferiore saranno indicate rispettivamente con $\sigma^a, \sigma^b, \sigma^c$ (τ^a, τ^b, τ^c).

Si considerano positive le σ di compressione. Le tensioni ammissibili sono contraddistinte dall'indice σ :

- $\sigma'_{o \max}$: tensione ammissibile massima al lembo super.
- $\sigma'_{o \min}$: » » minima al lembo super.
- $\sigma_{o \max}$: » » massima al lembo infer.
- $\sigma_{o \min}$: » » minima al lembo inferiore
- $\sigma_{o \max i}$: » » massima al lembo infer. prima delle cadute di tensione.
- $\sigma'_{o \min i}$: tensione ammissibile minima al lembo superiore prima delle cadute di tensione.

Le sollecitazioni e le tensioni risultanti saranno contraddistinte da due indici: il primo indice (*a* oppure *b*) indica a quale fase ci si riferisca, il secondo indice specifica invece la condizione di carico (fig. 7, della nota precedente).

2000 In un'altra nota abbiamo esaminato come si debba procedere nella progettazione della sezione in peggiori condizioni riguardo alla flessione.

Nel paragrafo 5000 esamineremo come si possa procedere per determinare la larghezza b_0 dell'anima ed il numero di cavi nella sezione in peggiori condizioni riguardo al taglio.

Supponendo che tutte queste caratteristiche siano note esaminiamo ora come si possa procedere per tracciare i cavi nella struttura imponendo che siano soddisfatte sia le verifiche in fase elastica (tensioni normali ai lembi, tensioni tangenziali, tensioni principali di trazione in corrispondenza del baricentro e dell'attacco dell'anima con le solette), sia le altre verifiche imposte dal regolamento (verifica a rottura, fessurazione, margine d'avvertimento).

2110 Punto limite superiore:

Si definisce come punto limite superiore la posizione più alta possibile nella quale può essere applicata una forza $\alpha \beta N$ (2) in modo che una delle due tensioni ai lembi raggiunga il corrispondente valore ammissibile mentre l'altra ne risulti minore od eguale (fig. 1). La

(1) In casi eccezionali come esamineremo nel paragrafo 4100, può risultare $\beta < 1$ quando sia molto forte l'influenza
(2) $\alpha \beta N$ rappresenta la risultante di « presollecitazione ».

distanza di tale punto dall'asse baricentrico è individuata dal più piccolo dei valori:

$$(1a) \quad \bar{c}^{(i)} = c' \left(1 - \frac{\sigma'_{o \min} A}{n \alpha \beta N_c \cos \gamma} \right)$$

$$(1b) \quad c'^{(ii)} = c' \left(\frac{\sigma'_{o \max} A}{n \alpha \beta N_c \cos \gamma} - 1 \right)$$

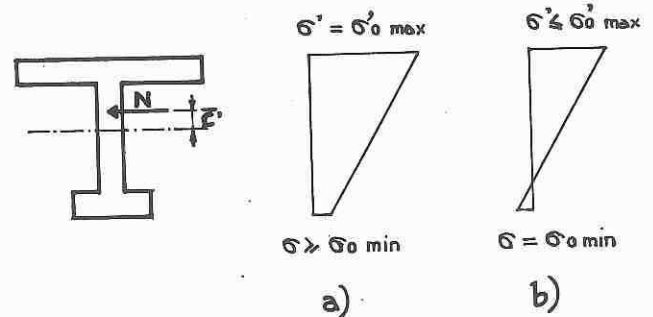


Fig. 1. - Punto limite superiore.

2120 Punto limite inferiore.

Analogamente a quanto detto per il p.l.s. con riferimento alla fig. 2 la distanza del punto limite inferiore dall'asse baricentrico è individuata dal più piccolo dei valori:

$$(2a) \quad \bar{c}^{(i)} = c' \left(1 - \frac{\sigma'_{o \min} A}{n \alpha \beta N_c \cos \gamma} \right)$$

$$(2b) \quad \bar{c}^{(ii)} = c' \left(\frac{\sigma_{o \max} A}{n \alpha \beta N_c \cos \gamma} - 1 \right)$$

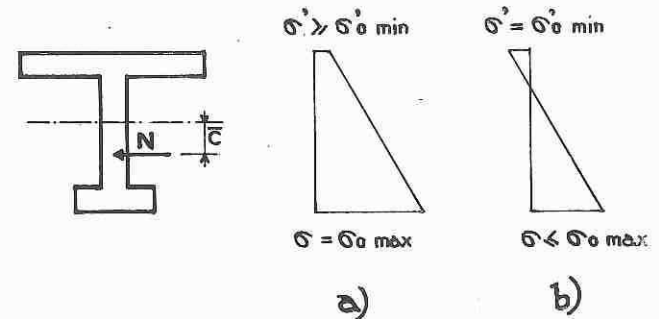


Fig. 2. - Punto limite inferiore.

2130 Angolo limite superiore.

Si definisce come angolo limite superiore il massimo angolo che una forza $\alpha \beta N$ può formare rispetto la linea d'asse della struttura in modo che la tensione principale di trazione σ_{θ} , che risulta dalla combinazione delle tensioni normali σ e tensioni tangenziali τ , secondo il cerchio di Mohr (3) risulti maggiore del valore ammissibile $\sigma_{\theta \phi}$ (fig. 3).

(3) Non ha normalmente alcun interesse il valore della tensione tangenziale τ : basti pensare che al lembo compresso della sezione, ammettendo ad esempio $\sigma_{\max} = 150 \text{ Kg/cm}^2$, risulta:

$$\tau = \frac{\sigma_{\max}}{2} = 75 \text{ kg/cm}^2$$

Tale angolo è definito dalla relazione:

$$(3) \quad \text{sen } \bar{\varphi}' = \frac{\sqrt{-\sigma_{\theta 0}(-\sigma_{\theta 0} + \sigma)} (b_0 - \Phi) \frac{I}{S}}{n \alpha \beta N_c} \quad (1).$$

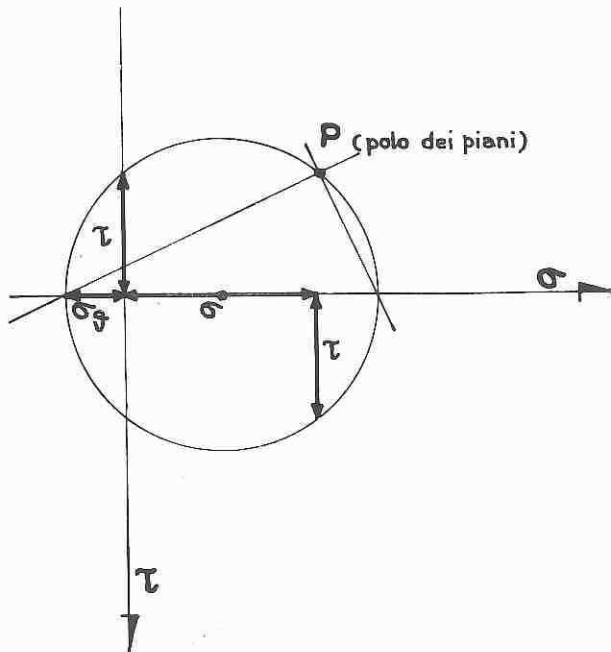


Fig. 3. Relazioni tra le tensioni principali e quelle agenti sul piano della sezione (cerchio di Mohr).

2140 Angolo limite inferiore.

Analogamente a quanto detto per l'a.l.s. risulta:

$$(5) \quad \text{sen } \bar{\varphi} = \text{sen } \bar{\varphi}'.$$

L'armatura di staffe da impiegare nella trave a metro lineare è fornita dalla relazione:

$$\omega_f = (b_0 - \Phi) (-\sigma_{\theta 0} / \sigma_{\theta f})$$

in cui $\sigma_{\theta 0}$ è il valore ammesso per la tensione principale minima e $\sigma_{\theta f}$ è la tensione ammessa nelle staffe.

2200 Effetto dei carichi esterni.

In una fase generica dette M e T le caratteristiche di sollecitazioni (2), affinché siano verificate le tensioni ammissibili ai lembi (in esercizio ed all'atto del tiro) nonché le tensioni principali di trazione in corrispondenza del baricentro ed all'attacco dell'anima con le solette

(1) Con σ si intende la tensione normale che agisce alla quota ove si considera la tensione principale di trazione. Il valore più piccolo (cioè il più sfavorevole) di $\text{sen } \bar{\varphi}'$ e $\text{sen } \bar{\varphi}$ non si ha normalmente in corrispondenza del baricentro ma a quella distanza dall'asse neutro ove è minimo il rapporto:

$$(4) \quad \frac{\sqrt{-\sigma_{\theta 0}(-\sigma_{\theta 0} + \sigma)}}{S}$$

Spesso ciò accade in corrispondenza dell'attacco dell'anima con le solette.

In seguito intenderemo con $\text{sen } \bar{\varphi}'$, $\text{sen } \bar{\varphi}$ il valore corrispondente al minimo valore della (4).

(2) Ammettiamo per semplicità che i carichi esterni non generino alcuno sforzo normale; in caso contrario non presenta alcuna difficoltà modificare un poco le espressioni che ricaveremo.

occorre che la eccentricità e e l'inclinazione γ del cavo rispetto l'asse baricentrico soddisfino le seguenti condizioni:

2210 Eccentricità (fig. 4a).

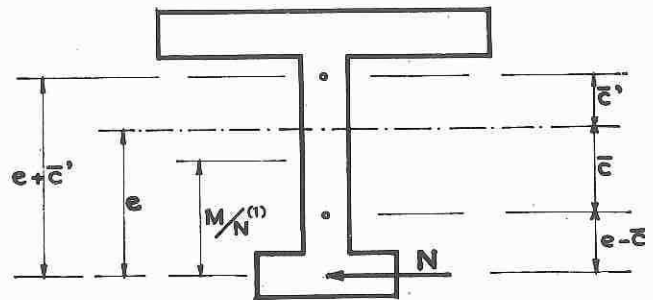
$$\bar{e}' \geq e \geq \bar{e}$$

avendo indicato con \bar{e} , \bar{e}' i valori:

$$(7) \quad \bar{e}' = \frac{M}{n \alpha \beta N_c \cos \gamma} + \bar{c}$$

$$(8) \quad \bar{e} = \frac{M}{n \alpha \beta N_c \cos \gamma} - \bar{c}$$

chiameremo \bar{e}' ed \bar{e} rispettivamente eccentricità limite superiore ed inferiore.



(1) Per semplicità si è indicato con N il valore $\alpha \beta N \cos \gamma$.

Fig. 4 a. - Eccentricità limiti.

N. B. - Le eccentricità limiti possono semplicemente tenere conto anche della verifica a rottura, fessurazione, margine di avvertimento. E' sufficiente infatti considerare ulteriormente i seguenti valori delle eccentricità limiti e sostituirli alle (7) ed (8) quando ne siano più sfavorevoli.

2211 Verifica a rottura ($M_r \geq 2 M_{max}$)

$$(9) \quad \bar{e} = \frac{2 M_{max} - M_{rf}}{0,9 n N_{cr} \cos \gamma} - y'$$

in cui:

M_{rf} : momento di rottura dell'armatura in acciaio dolce

M_{re} : sforzo di rottura in un cavo.

2212 Verifica a fessurazione ($M_{fess} \geq 1,1 M_{max}$).

Con semplici passaggi si ricava:

$$(10) \quad \bar{e} = \left(1,1 \frac{A}{n \beta N_c \cos \gamma} \frac{y}{I} M_{max} + \sigma_{fess} \frac{A}{n \beta N_c \cos \gamma} - 1 \right) c'$$

2213 Margine di avvertimento ($M_{fess} \leq 0,8 M_r$)

$$(11) \quad \bar{e}' = \left(0,8 \frac{A}{n \beta N_c \cos \gamma} \frac{y}{I} M_r + \sigma_{fess} \frac{A}{n \beta N_c \cos \gamma} - 1 \right) c'$$

2220 Inclinazione (fig. 4b)

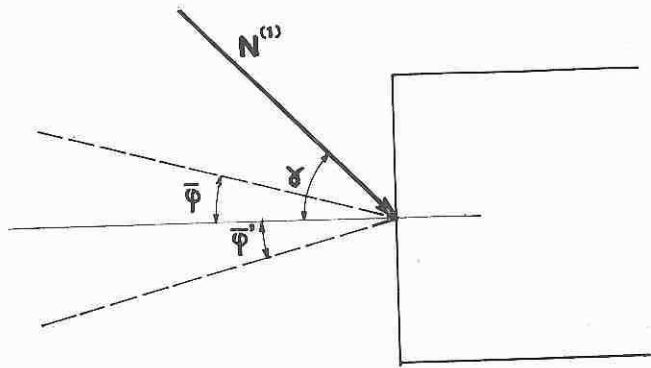
$$\text{sen } \bar{\gamma} \geq \text{sen } \gamma \geq \text{sen } \bar{\gamma}$$

avendo indicato con $\bar{\gamma}$ e $\bar{\gamma}'$ i valori:

$$(13) \quad \text{sen } \bar{\gamma}' = \frac{T}{n\alpha\beta N_c} + \text{sen } \bar{\varphi}$$

$$(14) \quad \text{sen } \bar{\gamma} = \frac{T}{n\alpha\beta N_c} - \text{sen } \bar{\varphi}'$$

chiameremo $\bar{\gamma}'$ e $\bar{\gamma}$ rispettivamente inclinazione limite superiore ed inferiore.



(1) Per semplicità si è indicato con N il valore $\alpha\beta N_c$.

Fig. 4 b. - Inclinazioni limiti.

3000 APPLICAZIONE DELLE CURVE LIMITI NELLA PROGETTAZIONE DEI CAVI IN UNA STRUTTURA MISTA.

Per fissare le idee ci riferiremo al caso in cui si possano verificare le fasi riportate nello schema di fig. 7, pag. 116.

3100 Curve limiti dell'eccentricità del cavo.

Le curve limiti relative alla sezione b nella condizione 2^a possono essere conglobate nella determinazione delle curve limiti relative alla sezione a nella condizione 2^a purché si assumano come tensioni ai lembi $\sigma'_{a2 \max}$, $\sigma_{a2 \min}$ da introdurre nelle (1) i valori:

$$(15) \quad \begin{aligned} \sigma'_{a2 \max} &= \sigma'_{b2} - \Delta\sigma'_{b2} - \Delta\sigma'_{b1} = \\ &= \sigma'_{o \max} - \frac{\Delta M_{b2}}{I_b} y'_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 - \frac{e_b}{c_b}\right) \quad (1) \end{aligned}$$

$$(16) \quad \begin{aligned} \sigma_{a2 \min} &= \sigma_{b2} - \Delta\sigma_{b2} - \Delta\sigma_{b1} = \\ &= \sigma_{o \min} + \frac{\Delta M_{b2}}{I_b} y_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 + \frac{e_b}{c'_b}\right) \quad (1) \end{aligned}$$

Le curve limiti relative alla sezione b nelle condizioni 3^a (o 1^a) possono essere conglobate nella determinazione delle curve limiti relative alla sezione a nella 2^a condizione purché si assumano come tensioni ai lembi $\sigma'_{2 \min}$, $\sigma_{a2 \max}$ da introdurre nelle (2) i valori:

$$(17) \quad \begin{aligned} \sigma'_{2 \min} &= \sigma'_{b3} - \Delta\sigma'_{b3} - \Delta\sigma_{b1} = \\ &= \sigma'_{o \min} - \frac{\Delta M_{b3}}{I_b} y'_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 - \frac{e_b}{c_b}\right) \quad (2) \end{aligned}$$

$$(18) \quad \begin{aligned} \sigma_{a2 \max} &= \sigma_{b3} - \Delta\sigma_{b3} - \Delta\sigma_{b1} = \\ &= \sigma_{o \max} + \frac{\Delta M_{b3}}{I_b} y_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 + \frac{e_b}{c'_b}\right) \quad (2) \end{aligned}$$

(1) In questa fase la condizione più sfavorevole si ha considerando $\alpha = 1$, cioè le cadute lente di tensione esaurite.

(2) Nei casi in cui sia più sfavorevole si dovrà considerare $-\alpha\Delta\sigma_{b1}$ in luogo di $-\Delta\sigma'_{b3} - \Delta\sigma'_{b1}$.

3110 Eccentricità limiti relative alla sezione a nella 2^a condizione tenendo conto delle limitazioni imposte dalla fase b (condizioni 1^a, 2^a, 3^a).

3111 Eccentricità limite inferiore; si deve assumere il più grande dei valori:

$$(19)I \quad \bar{e}_{a2}^{(I)} = \left(\frac{M_{a2} - \sigma'_{o \max} A_a c_a}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} + c_a \right)$$

$$(19)II \quad \bar{e}_{a2}^{(II)} = \frac{M_{a2}}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} - c_a$$

$$\left\{ \frac{\left[\sigma'_{o \max} - \frac{\Delta M_{b2}}{I_b} y'_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 - \frac{e_b}{c_b}\right) \right] A_a}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} - 1 \right\} =$$

$$= \frac{M_{a2} - c_a A_a \left(\sigma'_{o \max} - \frac{\Delta M_{b2}}{I_b} y'_b \right)}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} +$$

$$+ c_a \frac{A_a}{A_b} \frac{n_b}{n_a} \left(1 - \frac{e_b}{c_b}\right) + c_a \quad (3)$$

$$(19)III \quad \bar{e}_{a2}^{(III)} = \frac{M_{a2}}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} - c'_a$$

$$\left\{ 1 - \frac{\left[\sigma_{o \min} + \frac{\Delta M_{b2}}{I_b} y_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 + \frac{e_b}{c'_b}\right) \right] A_a}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} \right\} =$$

$$= \frac{M_{a2} + c'_a A_a \left(\sigma_{o \min} + \frac{\Delta M_{b2}}{I_b} y_b \right)}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} -$$

$$- c'_a \frac{A_a}{A_b} \frac{n_b}{n_a} \left(1 + \frac{e_b}{c'_b}\right) - c'_a \quad (3)$$

$$(19)IV \quad \bar{e}_{a2}^{(IV)} = \frac{M_{a2} + \sigma_{o \min} c'_a A_a}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} - c'_a$$

3112 Eccentricità limite superiore; il più piccolo dei valori:

$$(20)I \quad \bar{e}'_{a2}^{(I)} = \frac{M_{a2}}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} + c_a$$

$$\left\{ 1 - \frac{\left[\sigma'_{o \min} - \frac{\Delta M_{b3}}{I_b} y'_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 - \frac{e_b}{c_b}\right) \right] A_a}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} \right\} =$$

$$= \frac{M_{a2} - c_a A_a \left(\sigma'_{o \min} - \frac{\Delta M_{b3}}{I_b} y'_b \right)}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} +$$

$$+ c_a \frac{A_a}{A_b} \frac{n_b}{n_a} \left(1 - \frac{e_b}{c_b}\right) + c_a$$

$$(20)II \quad \bar{e}'_{a2}^{(II)} = \frac{M_{a2}}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} + c'_a$$

$$\left\{ \frac{\left[\sigma_{o \max} + \frac{\Delta M_{b3}}{I_b} y_b - \frac{n_b \beta_b N_c \cos \gamma_b}{A_b} \left(1 + \frac{e_b}{c'_b}\right) \right] A_a}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} - 1 \right\} =$$

$$= \frac{M_{a2} + c'_a A_a \left(\sigma_{o \max} + \frac{\Delta M_{b3}}{I_b} y_b \right)}{n_a \beta_a N_c \cos \gamma_a} -$$

$$- c'_a \frac{A_a}{A_b} \frac{n_b}{n_a} \left(1 + \frac{e_b}{c'_b}\right) - c'_a$$

$$(3) \quad \text{Si è assunto } \frac{\beta_b \cos \gamma_b}{\beta_a \cos \gamma_a} = 1.$$

3120 Eccentricità limiti relative alla sezione a , nella 1^a condizione.

3121 Eccentricità limite superiore (1); il più piccolo dei valori:

$$(21)^I \quad \bar{e}'_{al} = \frac{M_{a1}}{n_a \alpha \beta_a N_c \cos \gamma_a} + c_a \left[1 - \frac{\sigma'_{o \min i} A_a}{n_a \alpha \beta_a N_c \cos \gamma_a} \right] = \frac{M_{a1} - c_a A_a \sigma'_{o \min i}}{n_a \alpha \beta_a N_c \cos \gamma_a} + c_a$$

$$(21)^{II} \quad \bar{e}'_{al} = \frac{M_{a1}}{n_a \alpha \beta_a N_c \cos \gamma_a} + c'_a \left[\frac{\sigma_{o \max i} A_a}{n_a \alpha \beta_a N_c \cos \gamma_a} - 1 \right] = \frac{M_{a1} + c'_a A_a \sigma_{o \max i}}{n_a \alpha \beta_a N_c \cos \gamma_a} - c'_a$$

N. B. - Nelle (21) si devono considerare le tensioni, ammissibili all'atto del tiro (tensioni iniziali), lo sforzo di precompressione relativo alle cadute di tensione non ancora avvenute ($\alpha > 1$), le caratteristiche geometriche relative alla sezione depurata dei fori dei cavi.

A volte può essere conveniente introdurre invece, nelle (21), lo sforzo di presollecitazione in esercizio ($\alpha = 1$) e le caratteristiche geometriche della sezione piena purché si sostituiscano i valori $\sigma_{o \max i}$, $\sigma'_{o \min}$ con le seguenti espressioni:

$$(22) \quad \bar{\sigma}_{o \max} = \frac{f \sigma_{o \max i} \frac{\Delta M_a}{M_{a1}} + \alpha_{a2} (\alpha - 1)}{\alpha \frac{M_{a2}}{M_{a1}} - 1} = \frac{f \sigma_{o \max i} \Delta M_a + \sigma_{a2} M_{a1} (\alpha - 1)}{M_{a1} (\alpha - 1)}$$

in cui $f < 1$ tiene conto dei fori corrispondenti ai cavi

$$(23a) \quad \bar{\sigma}'_{o \min} = \frac{\sigma'_{o \min i}}{\alpha} \frac{1 - \beta_{oi}}{1 - \frac{\beta_{oi}}{\alpha}}$$

in cui:

$$\beta_{oi} = \frac{\alpha - \frac{\sigma'_{o \min i}}{\sigma'_{a2}}}{1 - \frac{\sigma'_{o \min i}}{\sigma'_{a2}} \frac{M_{a2}}{M_{a1}}}$$

oppure:

$$(23b) \quad \bar{\sigma}'_{o \min} = \sigma'_{a2} \frac{M_{a1} (\alpha - 1)}{\alpha M_{a2} - M_{a1}}$$

nel caso sia $\sigma'_{o \min i} = 0$.

I valori di $\bar{\sigma}_{o \max}$, $\bar{\sigma}'_{o \min}$ devono essere impiegati solamente in quei casi in cui risultino più sfavorevoli rispettivamente di $\sigma_{o \max}$, $\sigma'_{o \min}$.

3130 Nel caso particolare in cui il getto del calcestruzzo sia eseguito in un'unica fase, le espressioni delle eccentricità limiti si semplificano come segue:

3131 Eccentricità limite superiore; il più piccolo dei valori

$$(24)^I \quad \bar{e}'_{al} = \frac{M_i - c_i A_i \sigma'_{o \min i}}{n_i \alpha \beta N_{ci} \cos \gamma} + c_i$$

(1) In questa fase non è necessario considerare l'eccentricità limite inferiore.

$$(24)^{II} \quad \bar{e}'_{al} = \frac{M_i + c'_i A_i \sigma_{o \max}}{n_i \alpha \beta N_{ci} \cos \gamma} - c'_i$$

$$(24)^{III} \quad \bar{e}'_{al} = \frac{M_{\min} - c A \sigma'_{o \min}}{n \beta N_c \cos \gamma} + c$$

$$(24)^{IV} \quad \bar{e}'_{al} = \frac{M_{\min} + c' A \sigma_{o \max}}{n \beta N_c \cos \gamma} - c'$$

in cui si sono indicate con l'indice i le caratteristiche relative alla sezione depurata dei fori.

Le (24)^I (24)^{II} tengono conto della possibilità che all'atto del tiro si ponga in tensione un numero ridotto di cavi $n_i < n$ o che il tiro stesso venga eseguito ad un valore ridotto $N_{ci} < N_c$;

le (24)^{III} (24)^{IV} considerano inoltre la possibilità che il momento agente all'atto del primo tiro (M_i) sia diverso dal minimo momento che potrà agire sulla sezione in esercizio (2).

3132 Eccentricità limite inferiore: è il più grande dei valori

$$(25)^I \quad \bar{e}_{al} = \frac{M_{\max} - c A \sigma'_{o \max}}{n \beta N_c \cos \gamma} + c$$

$$(25)^{II} \quad \bar{e}_{al} = \frac{M_{\max} + c' A \sigma_{o \min}}{n \beta N_c \cos \gamma} - c'$$

3200 Curve limiti dell'inclinazione del cavo.

Analogamente a quanto è stato detto a proposito della eccentricità del cavo, le curve limiti dell'inclinazione relative alla sezione b nelle condizioni 3^a, 2^a, 1^a possono essere ridotte a delle ulteriori limitazioni per la zona limite corrispondente alla sezione a nella condizione 2^a.

3210 Inclinazioni limiti relative alla sezione a nella condizione 2^a.

3211 Inclinazione limite inferiore.

Tenendo presenti le relazioni:

$$(26) \quad \tau_{b2 \max} = \sqrt{-\sigma_{\theta_0} (-\sigma_{\theta_0} + \sigma_{b2})} \quad (3)$$

$$(27) \quad \tau_{a2 \max} = \tau_{b2 \max} - \frac{\Delta T b_2}{(b_0 - \Phi)} \frac{S_b}{I_b} + \frac{n_b \beta_b N_c \sin \gamma_b}{(b_0 - \Phi)} \frac{S_b}{I_b}$$

$$(28) \quad \tau_{a2 \max} = \frac{T_{a2} - n_a \beta_a N_c \sin \gamma_a}{(b_0 - \Phi)} \frac{S_a}{I_a}$$

(2) In realtà si dovrebbe considerare anche una situazione in cui la presollecitazione eseguita in un secondo tempo non ha ancora esaurito le sue cadute di tensione: questa situazione tuttavia si discosta normalmente poco da quella espressa dalle (24)^{III} (24)^{IV}; il lettore potrà facilmente ricavare le espressioni eventualmente più sfavorevoli nel caso che la realizzazione della presollecitazione sia effettuata in più di due fasi.

(3) Ogni volta ci si riferisca alle tensioni principali di trazione intenderemo genericamente con σ_{a1} , σ_{a2} , σ_{b1} , σ_{b2} , σ_{b3} la tensione normale alla quota ove la tensione principale di trazione σ_{θ} è più sfavorevole; con τ intenderemo le tensioni tangenziali su un piano normale all'asse baricentrico della struttura.

L'inclinazione limite inferiore è fornita dal più grande tra i valori (1):

$$(29)^I \quad \text{sen } \bar{\gamma}_{a2}^{(I)} = \frac{T_{a2} - \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_{b2})} \frac{I_a}{S_a} (b_0 - \Phi) + \Delta T_{b2} \frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a}}{n_a \beta_a N_c} - \text{sen } \gamma_b \frac{n_b}{n_a} \frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a} \quad (2)$$

che tiene conto della condizione 2^a, nella fase *b* ed il valore:

$$(29)^{II} \quad \text{sen } \bar{\gamma}_{a2}^{(II)} = \frac{T_{a2} - \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_{a2})} (b_0 - \Phi) \frac{I_a}{S_a}}{n_a \beta N_c}$$

relativo alla condizione 2^a nella fase *a*.

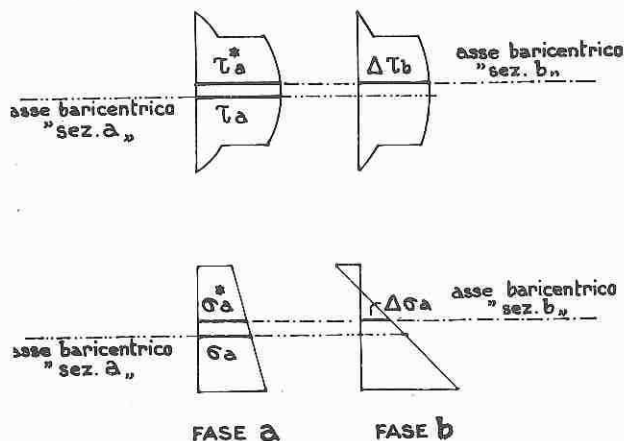


Fig. 5. - Influenza dello spostamento dell'asse neutro della fase - *b* - rispetto alla fase - *a* sul valore delle tensioni baricentriche risultanti.

3212 Inclinazione limite superiore.

Tenendo presenti le relazioni:

$$(30) \quad \tau_{b3 \min} = -\sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_{b3})}$$

$$(31) \quad \tau_{a2 \min} = \tau_{b3} - \frac{\Delta T_{b3}}{(b_0 - \Phi)} \frac{S_b}{I_b} + n_b \beta N_c \text{sen } \gamma_b \frac{S_b}{(b_0 - \Phi) I_b}$$

$$(32) \quad \tau_{a2 \min} = \frac{T_{a2} - n_a \beta N_c \text{sen } \gamma_a \frac{S_a}{I_a}}{(b_0 - \Phi)}$$

L'inclinazione limite superiore è fornita dal più piccolo tra il valore:

$$(33)^I \quad \text{sen } \bar{\gamma}_{a2}^{(I)} = \frac{T_{a2} + \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_{b3})} \frac{I_a}{S_a} (b_0 - \Phi) + \Delta T_{b3} \frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a}}{n_a \beta N_c} - \text{sen } \gamma_b \frac{n_b}{n_a} \frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a}$$

(1) Secondo il regolamento occorre considerare alla determinazione di $\text{sen } \bar{\gamma}$ i due terzi dello sforzo *N*.

(2) Quando ci si riferisca al baricentro della sezione si deve tenere presente che, variando la posizione del baricentro della sezione *b* rispetto al baricentro della sezione *a* non possono essere sommate tra loro le tensioni baricentriche τ_a^b e $\Delta \tau_b^b$ (analogamente per σ_a^b e $\Delta \sigma_b^b$) (fig. 5).

A seconda della distanza relativa tra i due assi baricentrici si giudicherà quindi caso per caso se sia lecito o meno confondere τ_a^* con τ_a e σ_a^* con σ_a .

che tiene conto della condizione 3^a, nella fase *b* ed il valore:

$$(33)^{II} \quad \text{sen } \bar{\gamma}_{a2}^{(II)} = \frac{T_{a2} + \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_{a2})} (b_0 - \Phi) \frac{I_a}{S_a}}{n_a \beta N_c}$$

che tiene conto della condizione 2^a nella fase *a*.

3220 Inclinazioni limiti relative alla sezione *a* nella 1^a condizione.

3221 Inclinazione limite superiore (3):

$$(34) \quad \text{sen } \bar{\gamma}_{a1} = \frac{T_{a1} + \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_{a1})} (b_0 - \Phi) \frac{I_a}{S_a}}{n_a \alpha \beta N_c}$$

3230 Nel caso che il getto di calcestruzzo sia eseguito in una unica fase, le espressioni delle inclinazioni limiti divengono:

3231 Inclinazione limite superiore: il più piccolo tra i valori

$$(35)^I \quad \text{sen } \bar{\gamma}^I = \frac{T_i + \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_i)} (b_0 - \Phi) \frac{I_i}{S_i}}{n_i \alpha \beta N_{ci}}$$

$$(35)^{II} \quad \text{sen } \bar{\gamma}^{II} = \frac{T_{\min} + \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_i)} (b_0 - \Phi) \frac{I}{S}}{n \beta N_c}$$

3232 Inclinazione limite inferiore:

$$(36) \quad \text{sen } \bar{\gamma} = \frac{T_{\max} - \sqrt{-\sigma_{\Phi_0}(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma_2)} (b_0 - \Phi) \frac{I}{S}}{n \beta N_c}$$

intendendo con σ_1 , σ_2 la tensione corrispondente rispettivamente alla presollecitazione più carico iniziale, più carico relativo al taglio minimo, più carico relativo al taglio massimo; tale tensione deve essere valutata alla quota *x* ove risulta minimo il rapporto:

$$\frac{\sqrt{(-\sigma_{\Phi_0} + \sigma^x)}}{S^x}$$

normale tuttavia è sufficiente calcolare tale tensione in corrispondenza dell'asse baricentrico.

4000 TRACCIAMENTO PRATICO DELLE CURVE LIMITI.

Note le caratteristiche geometriche ed il numero di cavi nelle sezioni in peggiori condizioni riguardo alla flessione e riguardo al taglio (paragrafo 5000) si fissano le caratteristiche geometriche delle altre sezioni della struttura.

I tre parametri incogni (*n*, γ , *e*) che definiscono la presollecitazione in ciascuna sezione, possono allora essere determinati mediante il tracciamento delle curve limiti; esaminiamo ora quali fattori influiscano sui valori delle curve limiti.

(3) In questa fase non è necessario calcolare inclinazione limite inferiore in quanto sicuramente è più favorevole di quella corrispondente alla fase *b*.

4100 Valori di α , β , $\cos \gamma$.

La tensione in un punto di un cavo è una funzione del tempo e della posizione del punto stesso:

$$(37) \quad \bar{N} = \bar{N}(t, x')$$

avendo indicato con x' la distanza del punto considerato dalla sezione di riferimento definita nel paragrafo 1000.

La (37) si può anche scrivere:

$$(38) \quad \bar{N} = N \cdot \alpha(t) \cdot \beta(x')$$

in cui si può normalmente assumere:

$$(39) \quad \alpha(t) = 1 + (\alpha - 1) e^{-t/t_e}$$

$$(40) \quad \beta(x') = (1 + \varphi_\gamma \Gamma + \varphi_1 x')$$

Il coefficiente $\alpha(t)$ rappresenta le cadute lente di tensione dovute essenzialmente a tre cause: rilassamento dell'acciaio, fluage e ritiro del conglomerato.

A causa di queste cadute, la tensione nei cavi diminuisce quindi dal valore αN (che si realizza all'atto del tiro dei cavi stessi al tempo $t = 0$) fino al valore N (che si realizza teoricamente dopo un tempo infinito).

In pratica si può ritenere che dopo un tempo $t_e < \infty$ il valore dello sforzo di precompressione abbia raggiunto il valore di esercizio N ($\alpha = 1$); come abbiamo già detto normalmente si può assumere $\alpha \cong 1,25$ nella 1^a condizione della fase a $\alpha = 1$ in tutte le altre condizioni.

Il coefficiente $\beta(x')$ rappresenta le perdite immediate di tensione che dipendono essenzialmente dall'attrito lungo i cavi (1):

φ_γ rappresenta l'attrito tra i cavi e la guaina nei tratti in curva.

φ_1 rappresenta l'attrito tra i cavi e guaina indipendentemente dalla curvatura del cavo stesso.

Γ rappresenta la somma in valore assoluto degli angoli in radianti che il cavo ha formato tra la sezione x' e quella di riferimento.

Normalmente si può assumere, nel caso che cavo e guaina non siano lubrificati, il valore $\varphi_\gamma = 0,300$, $\varphi_1 = 0,003$ per cui la (40) diviene (esperimento Γ^0 in gradi):

$$(41) \quad \beta(x') = 1 + 0,300 \frac{\pi}{180} \Gamma^0 + 0,003 x' = 1 + 0,0052 \Gamma^0 + 0,003 x'$$

Naturalmente nella sezione di riferimento risulta $\beta(x') = 1$; in ciascuna altra sezione risulta $\beta(x') > 1$ (2).

In definitiva mentre siamo in grado di valutare il valore di α nelle varie fasi, non conoscendo ancora il tracciato dei cavi, non si conosce l'angolo γ del cavo risultante e quindi non si conosce né Γ^0 che compare nell'espressione di $\beta(x')$ né $\cos \gamma$.

Nei casi in cui la curvatura non inverta il segno, essendo Γ^0 crescente e $\cos \gamma$ decrescente con l'aumentare di γ si può normalmente porre $\cos \gamma = 1$ e porre $\Gamma^0 = 0$ nella (41). In casi diversi l'esperienza dovrà guidare invece nel prevedere tali valori.

4200 Abbiamo accennato che nel calcolare le inclinazioni limiti, per tenere conto delle tensioni principali

(1) Altra causa di perdita di tensione è il rientro degli apparecchi d'ancoraggio: ciò comporta una riduzione del coefficiente $\beta(x')$ in vicinanza degli appoggi.

(2) Eccetto casi particolari in cui sia molto grande l'effetto del rientro dell'apparecchio d'ancoraggio.

di trazione oltre che sul baricentro anche all'attacco dell'anima con le solette, si deve introdurre il valore minimo del rapporto:

$$\frac{\sqrt{-\sigma_{\theta_0} (-\sigma_{\theta_0} + \sigma_{hk}^r)}}{S_h^r}$$

intendendo con h l'indice a, b secondo a quale fase ci si riferisca; con K gli indici 1, 2, 3 secondo a quale condizione ci si riferisca (fig. 1); con r la quota alla quale ci si riferisce:

$r = a$: all'attacco dell'anima con la soletta superiore.

$r = b$: nel baricentro.

$r = c$: all'attacco dell'anima con la soletta inferiore.

Mentre però il valore della tensione σ_{hk}^b è noto in funzione del numero dei cavi il valore delle tensioni σ_{hk}^a , σ_{hk}^c dipende dall'effettivo valore delle tensioni ai lembi che normalmente non è noto; a favore della stabilità si possono tuttavia ricavare i valori σ_{hk}^a , σ_{hk}^c con una semplice proporzione ammettendo che la tensione, al lembo che si considera raggiunga il valore minimo ammissibile (3).

4300 In pratica non è necessario calcolare tutte le curve limiti esaminate in quanto è noto a priori quali siano le più sfavorevoli. Risulta così che: l'eccentricità limite inferiore relativa a tutte le fasi dovrà essere ricercata normalmente tra le (19)^{II} e (19)^{III}; dopo averne eseguito il calcolo per qualche sezione risulterà inoltre chiaro quale delle due sia la più limitativa riducendo così i calcoli successivi solamente alla (19)^{II} o (19)^{III}.

L'eccentricità limite superiore dovrà normalmente essere ricercata tra le (20)^{II} (21)^{II} (4); analogamente a quanto detto per l' e l i dopo il calcolo di qualche valore si potrà facilmente individuare quale sia l'espressione più sfavorevole.

L'inclinazione limite inferiore dovrà normalmente essere ricavata dalla (29).

L'inclinazione limite superiore dovrà normalmente essere ricercata tra le (33)^I e la (34); quasi sempre sarà la (34) ad essere la più limitativa; solo eccezionalmente la (33)^I.

N. B. - Nel calcolo dell'inclinazione limite inferiore, secondo il regolamento, si deve empiricamente tenere conto della sicurezza a rottura per sforzo di taglio considerando i 2/3 del valore reale N_e dello sforzo nel cavo.

4400 Le curve limiti devono essere calcolate in corrispondenza di un certo numero di sezioni della struttura assegnando diversi valori al numero di cavi n .

4410 Nel caso che tutti i cavi si tirino sulla sezione a ($n_b = 0$) per ciascun valore di n si ottengono due zone in ciascuna delle quali devono essere compresi i valori di e e $\sin \gamma$ affinché siano soddisfatte tutte le verifiche: con qualche tentativo sarà così facile impiegare il minor numero possibile di cavi e disegnarne il tracciato.

Nel caso invece si convenga di tirare alcuni cavi (n_b) dopo che è stato completato il getto delle solette alcune

(3) Ciò fornisce infatti il minimo valore (che è il più sfavorevole) delle tensioni σ_{hk}^a , σ_{hk}^c .

(4) Solo eccezionalmente possono interessare le (20)^I e (21)^I.

SEZ. N°	ELEMENTI	ECCENTRICITÀ LIMITE INFERIORE il più grande tra i valori e					ECCENTRICITÀ LIMITE SUPERIORE il più piccolo tra i valori e'				
		e_{11}	e_{21}	e_{31}	e_{41}	e	e'_{11}	e'_{21}	e'_{31}	e'_{41}	e'
④	Max = 334 Nb = 8 Max = 453 Nb = 4 ΔMax = 596 Eb = 1,35	-0,270 + 0,596 = 0,316	0,406 - 0,158 + 0,596 = 0,926	2,280 - 0,786 - 0,517 = 0,975	1,670 - 0,517 = 0,553	0,975	1,070 + 0,158 + 0,596 = 1,500	2,400 - 0,783 - 0,517 = 1,095	0,628 + 0,596 = 1,216	1,695 - 0,517 = 1,168	1,095
③	Max = 296 Nb = 8 Max = 402 Nb = 4 ΔMax = 539 Eb = 1,35	-0,392 + 0,596 = 0,196	0,304 - 0,158 + 0,596 = 0,744	2,060 - 0,708 - 0,517 = 0,755	0,590 - 0,517 = 0,435	0,755	0,920 + 0,158 + 0,596 = 1,380	2,260 - 0,786 - 0,517 = 0,960	0,556 + 0,596 = 1,144	1,615 - 0,517 = 1,096	0,980
②	Max = 125 Nb = 8 Max = 251 Nb = 4 ΔMax = 543 Eb = 1,19	-0,747 + 0,596 = -0,159	+0,297 - 0,114 + 0,596 = 0,777	1,300 - 0,718 - 0,517 = -0,065	0,383 - 0,517 = -0,076	0,177	0,593 + 0,114 + 0,596 = 1,067	1,920 - 0,718 - 0,517 = 0,685	0,349 + 0,596 = 0,936	1,405 - 0,517 = 0,888	0,593
	Max = 753 Nb = 8 Max = 251 Nb = 4 ΔMax = 543 Eb = 1,19	-0,995 + 0,596 = -0,407	-0,507 - 0,151 + 0,596 = -0,040	1,735 - 0,595 - 0,517 = 0,263	0,790 - 0,517 = 0,273	0,273	0,790 + 0,151 + 0,596 = 1,227	2,570 - 0,955 - 0,517 = 1,098	0,454 + 0,596 = 1,052	1,679 - 0,517 = 1,158	1,052
	Max = 195 Nb = 4 Max = 251 Nb = 4 ΔMax = 345 Eb = 1,10	-1,494 + 0,596 = -0,906	-0,594 - 0,227 + 0,596 = -0,223	2,600 - 1,437 - 0,517 = 0,646	1,185 - 0,517 = 0,669	0,669	1,186 + 0,227 + 0,596 = 1,547	3,960 - 1,437 - 0,517 = 1,906	0,635 + 0,596 = 1,234	2,810 - 0,517 = 2,223	1,224
①-2	Max = 102 Nb = 8 Max = 138 Nb = 4 ΔMax = 191 Eb = 0,73	-1,010 + 0,596 = -0,422	-0,763 + 0,014 + 0,596 = -0,181	0,718 - 0,916 - 0,517 = -0,315	0,326 - 0,517 = -0,191	-0,161	0,316 + 0,014 + 0,596 = 0,922	1,665 - 0,516 - 0,517 = 0,622	0,192 + 0,596 = 0,788	1,250 - 0,517 = 0,733	0,622
	Max = 102 Nb = 8 Max = 158 Nb = 4 ΔMax = 191 Eb = 0,73	-1,300 + 0,596 = -0,702	-1,015 + 0,018 + 0,596 = -0,409	0,969 - 0,697 - 0,517 = -0,249	0,435 - 0,517 = -0,082	-0,082	0,429 + 0,018 + 0,596 = 1,041	2,210 - 0,667 - 0,517 = 1,006	0,050 + 0,596 = 0,646	1,660 - 0,517 = 1,143	0,846
	Max = 102 Nb = 4 Max = 158 Nb = 4 ΔMax = 191 Eb = 0,73	-1,020 + 0,596 = -0,422	-1,025 + 0,028 + 0,596 = -0,409	1,435 - 1,030 - 0,517 = -0,112	0,683 - 0,517 = 0,156	0,136	0,683 + 0,028 + 0,596 = 1,269	3,540 - 1,030 - 0,517 = 1,763	0,384 + 0,596 = 0,972	2,490 - 0,517 = 1,973	0,972
①	Max = 0 Nb = 8 Max = 0 Nb = 4 ΔMax = 0 Eb = 0	-1,340 + 0,596 = -0,752	-1,340 + 0,216 + 0,596 = -0,537	-0,380 - 0,517 = -0,707	-0,517	-0,517	0,216 + 0,596 = 0,800	1,330 - 0,190 - 0,517 = 0,623	0,596	1,060 - 0,517 = 0,553	0,533
	Max = 0 Nb = 8 Max = 0 Nb = 4 ΔMax = 0 Eb = 0	-1,760 + 0,596 = -1,192	-1,760 + 0,267 + 0,596 = -0,905	-0,254 - 0,517 = -0,771	-0,517	-0,517	0,267 + 0,596 = 0,879	1,780 - 0,234 - 0,517 = 1,009	0,596	1,410 - 0,517 = 0,893	0,588
	Max = 0 Nb = 4 Max = 0 Nb = 4 ΔMax = 0 Eb = 0	-2,660 + 0,596 = -2,092	-2,660 + 0,431 + 0,596 = -1,661	-0,380 - 0,517 = -0,897	-0,517	-0,517	0,431 + 0,596 = 1,019	2,660 - 0,360 - 0,517 = 1,763	0,596	2,110 - 0,517 = 1,593	0,588

Fig. 6. - Esempio di tabellazione dei valori delle eccentricità limiti, in funzione del numero dei cavi nella progettazione di una trave appoggiata.

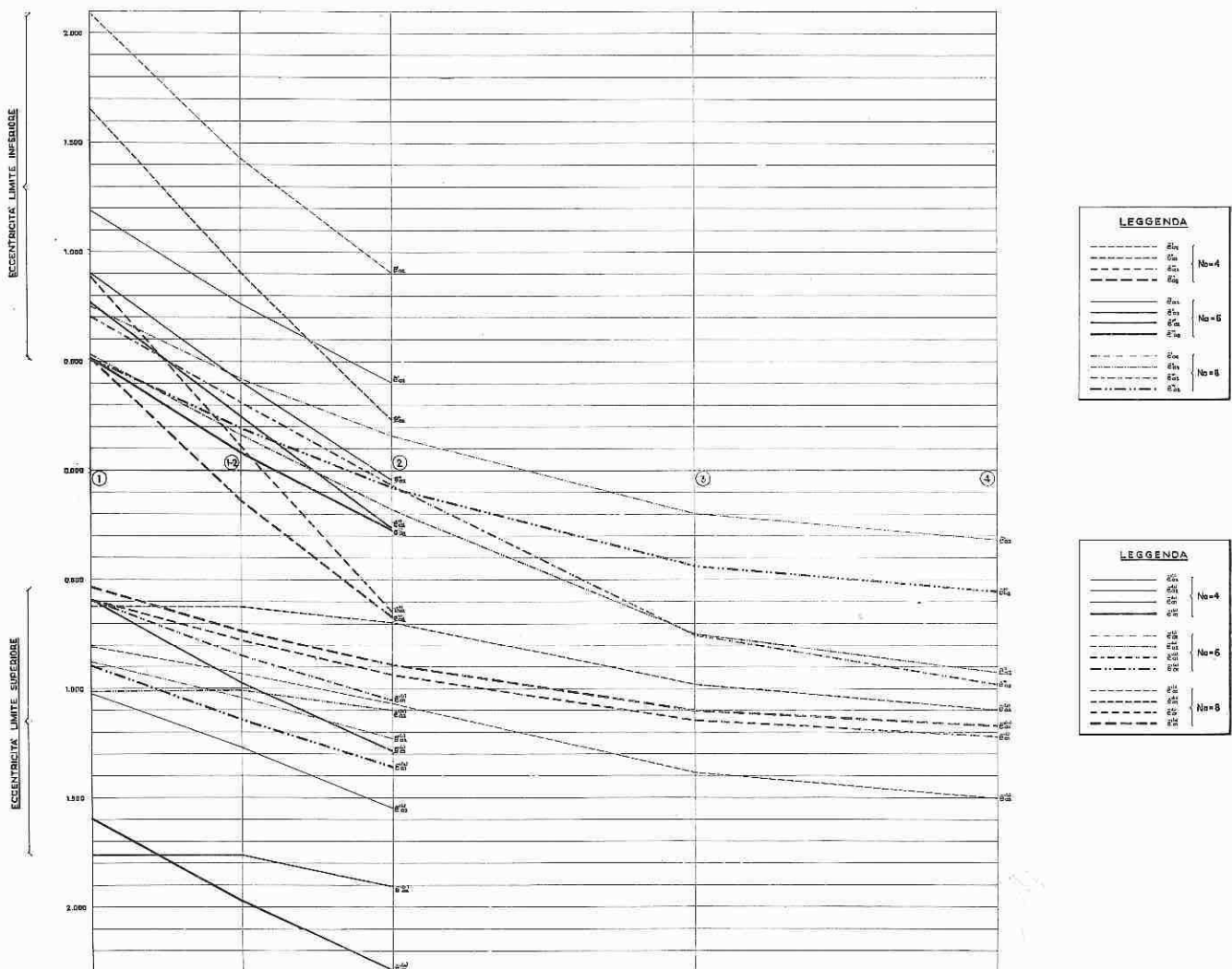


Fig. 7. - Rappresentazione grafica delle eccentricità limiti.

delle espressioni scritte precedentemente sono indeterminate dipendendo queste anche dai valori m_b , γ_b , e_b : ciò permette di risolvere il problema in modo più conveniente (1) in quanto m_b , γ_b , e_b influiscono in modo diverso sulle espressioni delle curve limiti: la loro determinazione potrà quindi effettuarsi imponendo che le zone limiti siano il più possibile ampie.

Nella figura 6 è riportata come esempio la tabellazione delle eccentricità limiti relative ad una trave di 40 m di luce in cui si tirano 8 cavi nella fase *a* e 4 nella fase *b*; nella figura 7 sono rappresentate graficamente le eccentricità limiti mentre nella figura 8 è tracciato un andamento del cavo risultante relativo alla « fase *a* » tale da soddisfare tutte le condizioni imposte.

Analogamente si tracciano le curve limiti riguardo all'inclinazione del cavo risultante e conseguentemente è possibile tracciare l'effettiva distribuzione dei cavi nella trave.

Osservazione: spesso le curve limiti maggiormente limitative sono quelle relative alle tensioni massime di compressione ai lembi (espressioni (19)^{II} (20)^{II} (21)^{II}). Le dimensioni delle sezioni sono cioè determinate dal valore dello sforzo di precompressione che diviene eccessivo. In questi casi una notevole riduzione delle dimensioni delle sezioni può essere ottenuta ricercando un tipo di « pressolecitazione » nella quale il momento di « preflessione » e lo sforzo di « pretaglio » siano resi indipendenti dal valore dello sforzo di « precompressione » (2); ciò può essere realizzato ancorando una parte dei cavi in appositi blocchi di fondazione anziché sulla travata in modo che su di essi si scarichi il corrispondente sforzo di precompressione.

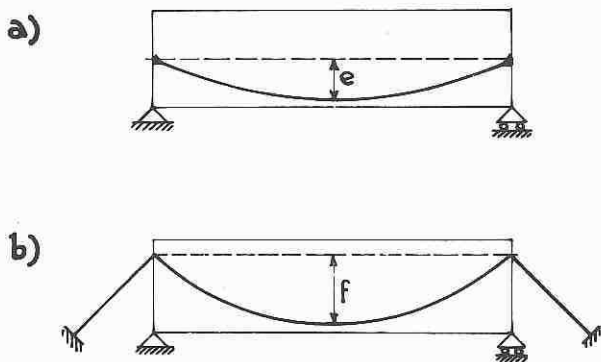


Fig. 9. - Confronto tra due travi in cui i cavi siano ancorati nelle sezioni di estremità della trave stessa, oppure all'esterno.

Nelle figure 9_a e 9_b sono esaminate, a parità di sforzo nei cavi, le caratteristiche N_D , M_D , corrispondenti alla presollecitazione nella sezione di mezzeria di una trave appoggiata, nel caso che i cavi siano ancorati o meno sulla trave stessa.

Nel primo caso risulta:

$$\begin{aligned} M_D &= N_c \\ N_D &= N \end{aligned}$$

(1) La convenienza che si ottiene da un punto di vista teorico non sempre trova riscontro in pratica data la maggior complicazione di eseguire il tiro dei cavi in due fasi.

(2) Nella « presollecitazione classica » le tre caratteristiche di « presollecitazione » sono tutte proporzionali allo sforzo nel cavo.

Nel secondo caso risulta:

$$\begin{aligned} M_D &= Nf \\ N_D &= 0 \end{aligned}$$

I cavi non ancorati sulla trave, quindi, oltre al vantaggio della riduzione dello sforzo normale offrono anche il vantaggio di generare un momento assai più grande.

La soluzione più conveniente, riguardo al comportamento della struttura, si ottiene associando un certo numero n' di cavi « tradizionali » ed un certo numero n'' di cavi non ancorati sulla trave; naturalmente si deve in pratica, tener conto del maggior onere che i cavi ancorati in fondazioni comportano sulla fondazione stessa oltre ai problemi connessi con le variazioni termiche, ossidazione ecc. Il rapporto n''/n' più conveniente dipende dal rapporto tra i momenti minimi e massimi: tanto maggiore è l'oscillazione dei momenti, tanto maggiore dovrà infatti essere il valore dello sforzo normale (per annullare o limitare le tensioni di trazioni) e quindi n'

$$\begin{aligned} \text{per } \frac{M_{\min}}{M_{\max}} &\leq \frac{M_{\min}^{\text{II}}}{M_{\max}} \quad \text{è opportuno sia } \frac{n''}{n'} = 0 \\ \text{per } \frac{M_{\min}}{M_{\max}} &= 1 \quad \text{è opportuno sia } \frac{n''}{n'} = \infty \end{aligned}$$

in cui M_{\min}^{II} (secondo momento limite) oscilla normalmente intorno a $0,2 M_{\max}$ e delimita il campo in cui il cavo deve essere posto il « più basso possibile » ($M_{\min} > M_{\min}^{\text{II}}$) del campo in cui la posizione del cavo è funzione del rapporto (M_{\min}/M_{\max}) ($M_{\min} < M_{\min}^{\text{II}}$) (cfr.: « sul comportamento di una sezione precompressa soggetta a flessione » - L'industria italiana del cemento - Nov. 62).

5000 DETERMINAZIONE DEL NUMERO DEI CAVI E DELLA LARGHEZZA DELL'ANIMA NELLA SEZIONE DI TAGLIO MASSIMO.

5100 La progettazione di una sezione soggetta a flessione è tanto migliore quanto più, nella sezione considerata, le curve limiti superiore ed inferiore, relative all'eccentricità del cavo, sono vicine tra di loro.

La stessa considerazione può essere fatta riguardo alla sezione di taglio massimo: ciò conduce a scrivere le quattro relazioni (con riferimento ai simboli della fig. 1).

FASE *a* Condizione 1

$$(42) \quad n_a \alpha \beta_a N_c \sin \gamma_a \frac{S_a}{I_a} - T_{a1} \frac{S_a}{I_a} \leq \sqrt{-\sigma_{\phi_0} (-\sigma_{\phi_0} + \sigma_{a1})} (b_0 - \Phi)$$

FASE *a* Condizione 2

$$(43) \quad T_{a2} \frac{S_a}{I_a} - n_a \beta_a N_c \sin \gamma_a \frac{S_a}{I_a} \leq \sqrt{-\sigma_{\phi_0} (-\alpha_{\phi_0} + \sigma_{a2})} (b_0 - \Phi)$$

FASE *b* Condizione 1-3 (1)

$$(44) \quad n_a \beta_a N_c \sin \gamma_a \frac{S_a}{I_a} + n_b \beta_b N_c \sin \gamma_b \frac{S_b}{I_b} - T_{a2} \frac{S_a}{I_a} - \Delta T_{b3} \frac{S_b}{I_b} \leq \sqrt{-\sigma_{\phi_0} (-\sigma_{\phi_0} + \sigma_{a3})} (b_0 - \Phi)$$

(1) Si deve considerare il valore ΔT_{b3} solo se questo è negativo. In caso contrario si ricade nella 1^a condizione della fase *b* assumendo $\Delta T_{b3} = 0$.

$$(45) \quad T_{a2} \frac{S_a}{I_a} + \Delta T_{b2} \frac{S_b}{I_b} - 0,67 n_a \beta_a N_c \sin \gamma_a \frac{S_a}{I_a} - 0,67 n_b \beta_b N_c \sin \gamma_b \frac{S_b}{I_b} \leq \sqrt{-\sigma_{\theta_0} (-\sigma_{\theta_0} + \sigma_{b2})} (b_0 - \Phi) \quad (1)$$

Indicando con \bar{T}_{pa} , \bar{T}_{pb} rispettivamente i valori: $n_a \beta_a N_c \sin \gamma_a$; $n_b \beta_b N_c \sin \gamma_b$, nella sezione di taglio massimo in esame, con riferimento alla fig. 10 le (42) (43) (44) (45) dovranno essere impiegate in modo che lo sforzo di « pretaglio » T_{pa} assuma il valore più favorevole intermedio ai valori T_{a1} T_{a2} relativi alla sezione *a*, che lo sforzo $T_{pa} + T_{pb}$ assuma il valore più favorevole intermedio alle due condizioni limiti corrispondenti alla sezione *b* (T_{b2} , T_{b3}), e che la larghezza b_0 dell'anima risulti il più possibile piccola. Dalle (42) (43) si ricava:

$$(46) \quad \frac{\alpha \bar{T}_{pa} - T_{a1}}{\bar{T}_{a2} - \bar{T}_{pa}} = \sqrt{\frac{-\sigma_{\theta_0} + \sigma_{ar}^r}{-\sigma_{\theta_0} + \sigma_{a2}^q} \frac{I_a^r S_a^q}{S_a^r I_a^q}}$$

in cui *r* e *q* rappresentano le quote più sfavorevoli riguardo alle tensioni principali di trazione ove si devono considerare la (42) e la (43); in queste fasi tuttavia normalmente è sufficiente riferirsi al baricentro della sezione, per cui posto $\alpha = 1,25$ (2) ed indicando semplicemente con σ_a la tensione baricentrica a cadute esaurite la (46) si può scrivere:

$$(47) \quad \frac{1,25 \bar{T}_{pa} - T_{a1}}{T_{a2} - \bar{T}_{pa}} = \sqrt{\frac{-\sigma_{\theta_0}/\sigma_a + 1,25}{-\sigma_{\theta_0}/\sigma_a + 1}} = \Theta_a$$

Essendo normalmente σ_{θ_0} assai piccolo rispetto a σ_a (σ_{θ_0} si può imporre dell'ordine di $-3 \div -5$ kg/cm² mentre σ_a è dell'ordine di $50 \div 80$ kg/cm²) il valore del termine a secondo membro è poco influenzato dal valore di σ_a . Supponendo di aver fissato $\sigma_{\theta_0} = -4$ kg/cm² il secondo membro della (47a) vale:

per $\sigma_a = 50$ si ha $\Theta \cong 1,11$
 per $\sigma_a = 80$ si ha $\Theta \cong 1,12$

è cioè sufficiente prevedere un valore di massima per σ_a senza che ciò influisca sensibilmente sul valore di σ_a senza che ciò influisca sensibilmente sul valore di \bar{T}_{pa} che vale:

$$(48a) \quad \bar{T}_{pa} = \frac{T_{a1} + T_{a2} \Theta_a}{1,25 + \Theta_a}$$

Analogamente, noto \bar{T}_{pa} si ricava \bar{T}_{pb} dalla relazione:

$$(48b) \quad \bar{T}_{pb} = \frac{\Delta T_b \left(\frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a} \right) + T_{a2} (1 + \Theta_b)}{\left(\frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a} \right) (1 + 0,67 \Theta_b)} + \frac{\Delta T_{b2} \left(\frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a} \right) \Theta_b - \bar{T}_{pa} (1 + 0,67 \Theta_b)}{\left(\frac{S_b}{I_b} \frac{I_a}{S_a} \right) (1 + 0,67 \Theta_b)}$$

avendo posto:

$$(47b) \quad \Theta_b = \sqrt{\frac{-\sigma_{\theta_0}/\sigma_b + 1,5}{-\sigma_{\theta_0}/\sigma_b + 1}} \quad (3) \quad \text{ed } \alpha = 1,25$$

in cui σ_b è la tensione baricentrica nella sezione *b*.

(1) Il coefficiente $0,67 = 2/3$ tiene conto, secondo il regolamento, della sicurezza a rottura.

(2) Si trascurano qui i fori corrispondenti ai cavi riguardo al valore della tensione baricentrica.

(3) Il coefficiente 1,5 deriva dal fatto che secondo il regolamento si considera $\sigma_{b3}/\sigma_{b2} \cong 3/2 = 1,5$.

Il valore del rapporto $S_b/I_b I_a/S_a$ non si discosta molto da uno ed influendo poco su di esso l'effettivo valore *b*, si può determinare assumendo i valori corrispondenti al b_0 fissato per la sezione calcolata a flessione.

La larghezza dell'anima si ricava infine assumendo il valore più grande che risulta dalla (42) o (43) e dalla (44) o (45) (4) una volta che siano note σ_a , σ_b cioè il numero di cavi n_a , n_b che giungono nella sezione di taglio massimo: la loro determinazione sarà l'oggetto del paragrafo 5200.

5110 Nel caso che il getto ed il tiro dei cavi sia eseguito in un'unica fase le (47a, b) (48a, b) divengono:

$$(47) \quad \Theta = \sqrt{\frac{-\sigma_{\theta_0}/\sigma + \alpha}{-\sigma_{\theta_0}/\sigma + 2/3}}$$

essendo

$$\sigma = \frac{\beta \cdot n N_c \cos \gamma}{A}$$

$$(48) \quad \bar{T}_p = \frac{T_{\min} + \Theta T_{\max}}{\alpha + \Theta} = \frac{1 + \Theta}{\alpha + \Theta} T_{\min} + \frac{\Theta}{\alpha + \Theta} \Delta T$$

La (48) rappresenta il valore più opportuno che deve assumere lo sforzo di taglio corrispondente alla presollecitazione per realizzare il migliore sfruttamento della presollecitazione stessa.

Con ragionamenti analoghi si dimostra che il valore più opportuno che deve assumere il momento di flessione

$$\bar{M}_p = \beta M_p = \beta n N_c \cos \gamma e \quad \text{vale:}$$

$$(49) \quad \bar{M}_p = M_{\min} + \frac{c^*/c'}{1 + c^*/c'} \Delta M$$

avendo posto:

$$c^* = c' \frac{c'}{c} \frac{\sigma_{0\max}}{\sigma_{0\max}} - c' \left(1 - \frac{\sigma_{0\max}}{\sigma_{0\max}} \right)$$

ed in cui $\sigma_{0\max}$ rappresenta il valore più piccolo tra $\sigma_{0\max}$ ed il valore fornito dalla (22) (che tiene conto delle cadute di tensione).

La (49), sarà utile per le considerazioni che faremo in seguito.

5200 Ricavati così gli sforzi di taglio \bar{T}_{pa} , \bar{T}_{pb} si possono facilmente calcolare, mantenendo in ciascuna sezione \bar{T}_{pa} nello stesso rapporto rispetto a T_{a1} e T_{a2} (ed analogamente per \bar{T}_{pb}) le aree (fig. 10).

$$(51a) \quad \Omega_a = \int_1 \bar{T}_{pa} dx \quad (5) \quad (51b) \quad \Omega_b = \int_1 \bar{T}_{pb} dx \quad (5)$$

(4) In pratica è conveniente aumentare il valore ricavato di qualche centimetro per permettere di mantenere entro la zona limite l'inclinazione del cavo allorché si verifica il salto brusco dovuto all'intervento del primo cavo rialzato.

(5) Spesso il valore b_0 fornito dalle (44) (45) è sensibilmente maggiore di quello fornito dalle (42) (43); in questi casi non è più necessario sia soddisfatta la (48a); può essere conveniente allora imporre nel modo più vantaggioso Ω_a od Ω_b (53), ricavare uno dei valori \bar{T}_{pa} o \bar{T}_{pb} delle (51) e successivamente l'altro valore della (48b).

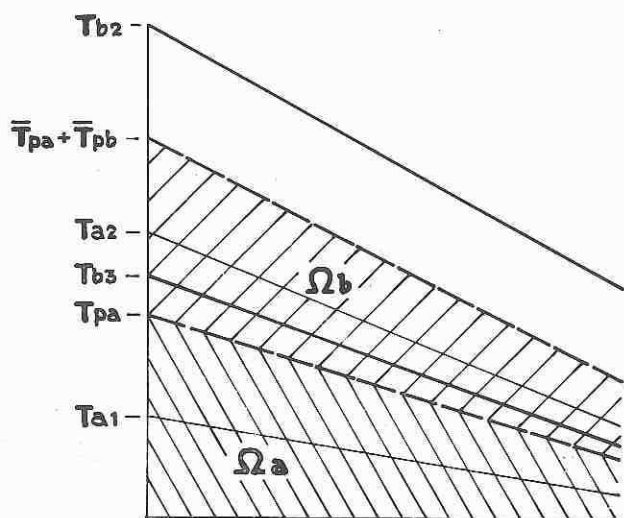


Fig. 10. - Valori del taglio corrispondenti alla presollecitazione nella fase a (T_{pa}) e nella fase b ($T_{pa} + T_{pb}$).

Tenendo presente la relazione:

$$\frac{d\bar{M}_p}{dx} = \bar{T}_p$$

le (51) forniscono:

$$(52a) \quad \Omega_a = \sum_1^{n_a} \int \bar{T}_{pc} dx = \sum_1^{n_a} (\bar{M}_{pci} - \bar{M}_{cpj}) = \\ = \sum_1^{n_a} (\beta_i N_c \cos \gamma_i e_i - \beta_j N_c \cos \gamma_j e_j)$$

$$(52b) \quad \Omega_b = \sum_1^{n_b} \int \bar{T}_{pc} dx = \sum_1^{n_b} (\bar{M}_{pci} - \bar{M}_{cpj}) = \\ = \sum_1^{n_b} (\beta_i N_c \cos \gamma_i e_i - \beta_j N_c \cos \gamma_j e_j)$$

indicando con i e con j rispettivamente la sezione in cui il taglio è nullo e la sezione in cui il taglio è massimo (1) (fig. 11); nel caso in cui tra queste due sezioni il cavo non inverta il segno della curvatura, si può normalmente assumere $\beta \cos \gamma = 1$ per cui indicando con $f = e_i - e_j$ la freccia del cavo (2), le (52) divengono:

$$(53a) \quad \Omega_a = N_c \sum_1^{n_a} f$$

$$(53b) \quad \Omega_b = N_c \sum_1^{n_b} f.$$

Le (53) pongono in evidenza il fatto che il valore dell'area del diagramma del taglio corrispondente alla presollecitazione dipende unicamente dalla somma delle frecce di tutti i cavi mentre non dipende affatto né dall'angolo di uscita dei cavi stessi né dalla loro legge di variazione lungo la trave.

(1) Nel caso che qualche cavo esca dalla trave nel tratto compreso tra le sezioni S_j S_i si intende con e_j la eccentricità con cui il cavo esce dalla trave.

(2) Nel caso che la trave sia ad asse curvo intendiamo ancora come freccia la differenza in senso algebrico delle eccentricità e_i e_j (ricordiamo che le eccentricità sono positive quando il cavo è al disotto dell'asse baricentrico).

Tenendo presente che la freccia media dei cavi rialzati (fig. 11) è normalmente assai maggiore della freccia media dei cavi che giungono nella sezione S_j (nel caso di trave appoggiata circa il doppio) appare chiaro come le (53) permettano di determinare a priori il numero dei cavi che possono essere rialzati semplificando assai l'impiego delle curve limiti e permettendo di ricavare b_0 dalle (42) e (44).

La (53) unitamente alle (48) (51) mostrano come il tracciato dei cavi, tale da realizzare in ogni sezione la situazione più favorevole riguardo al taglio, non coincide affatto con il tracciato dei cavi tale da realizzare in ogni sezione la situazione più favorevole riguardo alla flessione a sforzo normale.

Per fissare le idee esaminiamo qualche caso in cui il getto di calcestruzzo ed il tiro dei cavi siano eseguiti in una sola fase ed in cui si possono trascurare sia le cadute di tensione ($\alpha = 1$; $\sigma_{o\max} = \sigma_{o\max}$) sia la riduzione

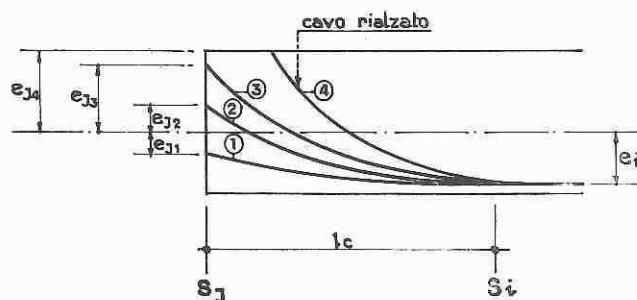


Fig. 11. - Caratteristiche geometriche relative al tracciato dei cavi.

dello sforzo di precompressione riguardo al taglio in esercizio (espressa dal coefficiente 2/3) sia la perdita di tensione lungo il cavo ($\beta(x') = 1$). In queste condizioni la (48) e la (49) divengono:

$$(48) \quad \bar{T}_p = T_p = T_{\min} + \frac{1}{2} \Delta T$$

$$(49) \quad \bar{M}_p = M_p = M_{\min} + \frac{K}{2} \Delta M$$

in cui K è uguale ad uno quando $M_{\min} < M^{II}_{\min}$ K è minore di uno quando $M_{\min} > M^{II}_{\min}$

nel caso che i carichi agenti sulla trave siano uniformemente ripartiti le (51) (53) forniscono:

$$(51) \quad \Omega = \int_{l/2} T_p dx = \frac{l}{4} \left(T_{\min} + \frac{1}{2} \Delta T \right) = \\ = \frac{l^2}{8} \left(p_{\min} + \frac{1}{2} \Delta p \right)$$

$$(53) \quad \Omega = n_t N_c f$$

avendo indicato con n_t il numero dei cavi necessario per avere il migliore sfruttamento riguardo al taglio e con f la freccia media dei cavi ammettendo che tutti giungano fino alla sezione d'estremità.

Nel caso che la trave sia semplicemente appoggiata la (49) infine fornisce:

$$M_p = n_m N_c e_m = \frac{l^2}{8} \left(p_{\min} + \frac{K}{2} \Delta p \right)$$

avendo indicato con n_m il numero di cavi necessario per avere il migliore sfruttamento riguardo alla flessione.

Essendo la trave semplicemente appoggiata deve essere alla estremità $e_i = 0$ e quindi $f = e_m$.

Confrontando il valore di n_i fornito dalle (51) (53) con quello fornito dalla (49) è evidente che (ad eccezione dei casi $M_{\min} \leq M_{I_{\min}}$) risulta $n_m < n_i$ e quindi non è possibile realizzare contemporaneamente in ciascuna sezione il miglior sfruttamento sia riguardo al taglio che riguardo alla flessione; in realtà tuttavia si può ancora trovare una soluzione soddisfacente in quanto verso la estremità della trave la sezione diviene esuberante riguardo alla flessione (e quindi non è necessario soddisfare la (49)) mentre nella zona centrale la sezione diviene esuberante riguardo al taglio (e quindi non è necessario soddisfare la (48)): ciò comporta che si può avere sia una eccentricità negativa all'appoggio (in modo che risulti $f = e_m - e_i > e_m$) sia un valore nullo del taglio T_p per una certa estensione della zona centrale.

Nel caso che la trave sia incastrata, la differenza tra il tracciato dei cavi più conveniente riguardo al taglio e la flessione diviene ancora più evidente; in questo caso infatti la (49) si scrive:

(per la sezione di mezzzeria):

$$(49)_m \quad n_m N_c e_m = \frac{l^2}{24} \left(p_{\min} + \frac{K}{2} \Delta_p \right)$$

(per la sezione d'incastro):

$$(49)_i \quad n_i N_c e_i = \frac{-l}{12} \left(p_{\min} + \frac{K}{2} \Delta_p \right)$$

ammettendo $e_m = -e_i$ risulta $n_i = 2n_m$ e le (51) (53) forniscono:

$$\begin{aligned} \Omega &= n_{tm} N_c (e_m - e_i) + (n_{ti} - n_{tm}) N_c (y_i - e_i) = \\ &= \frac{l^2}{8} \left(p_{\min} + \frac{\Delta_p}{2} \right) \end{aligned}$$

in cui il primo termine a secondo membro rappresenta il contributo al taglio dovuto ai cavi filanti lungo tutta la trave, mentre il secondo termine rappresenta il contributo dovuto ai cavi aggiunti in prossimità dell'incastro (cavi cappello). Normalmente la freccia $(e_m - e_i) = 2e_m$ non si discosta troppo da quella dei cavi cappello $(y_i - e_i)$ per cui l'espressione di Ω si semplifica:

$$\Omega = 4 n_{tm} N_c e_m = \frac{l^2}{8} \left(p_{\min} + \frac{\Delta_p}{2} \right)$$

mentre sottraendo membro a membro le (49)_m (49)_i si ottiene:

$$3 n_m N_c e_m = \frac{l^2}{8} \left(p_{\min} + \frac{K}{2} \Delta_p \right)$$

cioè

$$(54) \quad \frac{n_{tm}}{n_m} = \frac{3}{4} \frac{p_{\min} + \Delta_p/2}{p_{\min} + K\Delta_p/2}$$

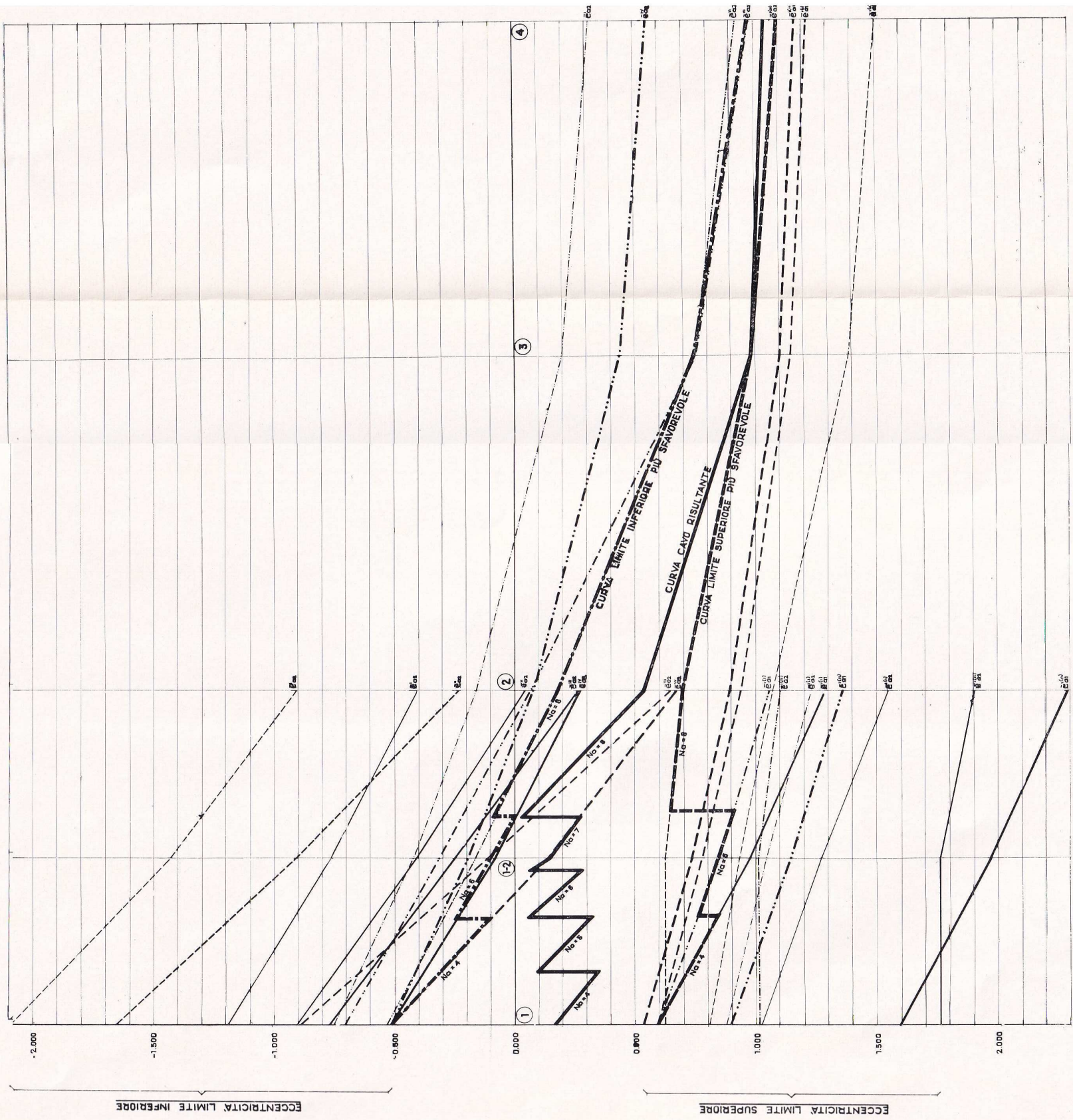
La (54) mostra che il numero di cavi necessari per il taglio è minore di quello necessario per la flessione essendo normalmente minore di uno il secondo membro della (54) (tende al valore 3/4 per M_{\min} decrescente tendente ad $M_{I_{\min}}$); determinando quindi i cavi unicamente tenendo presenti le condizioni imposte dalla flessione, si ottiene un valore di Ω e quindi un valore di \bar{T}_p « mediamente » più grande del necessario.

Nel caso delle travi continue inoltre si ha spesso un notevole squilibrio nella distribuzione dei valori \bar{T}_p lungo la trave in quanto si è normalmente costretti ad avere, per motivi connessi alla realizzazione pratica della presollecitazione, $\bar{T}_p = 0$ nelle sezioni ove il momento negativo è massimo in valore assoluto; da ciò (e dal fatto che il valore adottato per Ω è maggiore di quello « optimum ») risulta che nelle altre zone della trave il taglio \bar{T}_p risulta assai più grande del necessario: in questi casi, quindi, è opportuno ridurre il valore di Ω riducendo la freccia dei cavi aggiunti nelle zone di momento negativo, imponendo cioè che i loro ancoraggi terminali non siano in corrispondenza del lembo inferiore, ma bensì ad una opportuna quota nell'anima della trave come suggeriscono le (49) (51) (53).

6000 TRACCIAMENTO DELLE CURVE LIMITI NELLE STRUTTURE IPERSTATICHE.

La progettazione delle strutture iperstatiche sarà trattata in altra memoria; qui accenniamo solamente al fatto che in una struttura iperstatica di grado « z » è possibile determinare a priori in « z » sezioni caratteristiche i « valori più convenienti » che devono assumere i momenti iperstatici corrispondenti alla presollecitazione; conseguentemente in ciascuna sezione restano determinate le tre caratteristiche « iperstatiche di presollecitazione » M_x, T_x, N_x : la determinazione delle curve limiti sarà quindi effettuata impiegando le stesse formule già esaminate sommando algebricamente in ciascuna fase i valori M_x, T_x, N_x alle corrispondenti caratteristiche di sollecitazione dovute ai carichi esterni.

Dimostreremo inoltre che è normalmente possibile tracciare i cavi in modo che rispettino le condizioni imposte dalle curve limiti e che i momenti iperstatici ad essi corrispondenti siano proprio quelli imposti.



LEGGENDA

---	e'_{ca}	} $N_a=4$
- - -	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	} $N_a=5$
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	} $N_a=8$
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	

LEGGENDA

---	e'_{ca}	} $N_a=4$
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	} $N_a=6$
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	} $N_a=8$
---	e'_{ca}	
---	e'_{ca}	

Fig. 8. - Tracciato del cavo risultante nella fase iniziale tale da soddisfare tutte le condizioni imposte.

Funzionamento in parallelo di elementi in c.a.p. e di elementi in c.a. normale

Prof. Ing. Franco Levi - Dott. Ing. Giovanni Corona

SOMMARIO

Studio teorico-sperimentale del comportamento di un nuovo tipo di solaio per l'edilizia nel quale dei travetti precompressi vengono affiancati a degli elementi in cemento armato ordinario gettati in opera. Partendo dalla teoria della fessurazione, si dimostra che la collaborazione fra travetti affiancati ritarda la fessurazione dei travetti in c.a. precompresso rispetto a quanto si potrebbe prevedere sulla base della classica ipotesi della parzializzazione. Numerosi controlli sperimentali confermano l'interpretazione proposta.

Un interessante esempio di collaborazione fra elementi precompressi ed elementi armati ordinari, si riscontra in un tipo di solaio per l'edilizia recentemente messo in commercio in Italia.

4) Conglomerato cementizio (G) gettato nella nervatura intermedia e negli alloggiamenti dei ferri aggiuntivi che conferisce monoliticità al pannello realizzando il collegamento dei vari elementi.

La particolarità della struttura di cui trattasi, sta nel fatto che la sua portanza è assicurata dal funzionamento in parallelo di elementi precompressi e di elementi non precompressi e che, in conseguenza, le condizioni di fessurazione dell'insieme sono regolate dalla congruenza delle deformazioni dei due tipi di elementi in senso longitudinale (fig. 9-10-11-12).

Ecco infatti come si può, sulla base di considerazioni teoriche che l'esperienza ha confermato, descrivere il comportamento di tale solaio in fase di fessurazione.

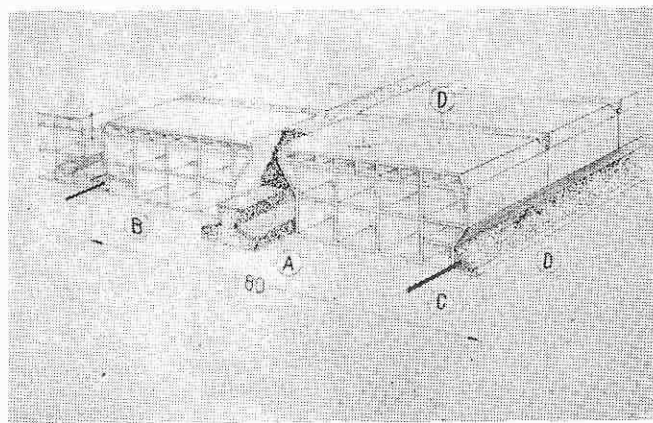


Fig. 1. - Composizione del solaio

Si tratta di un solaio a pannelli, comprendente i seguenti elementi (fig. 1):

1) Un travetto in calcestruzzo armato precompresso (A) con sezione a T rovescia con anima a coda di rondine.

2) Due file di blocchi (B) in laterizio con la parte superiore rinforzata per formare la soletta resistente a compressione e dotati di uno smusso lungo gli spigoli trasversali.

3) Due tondi di acciaio ad aderenza migliorata (C) correnti negli appositi alloggiamenti ricavati lungo il fianco esterno dei blocchi in laterizio.

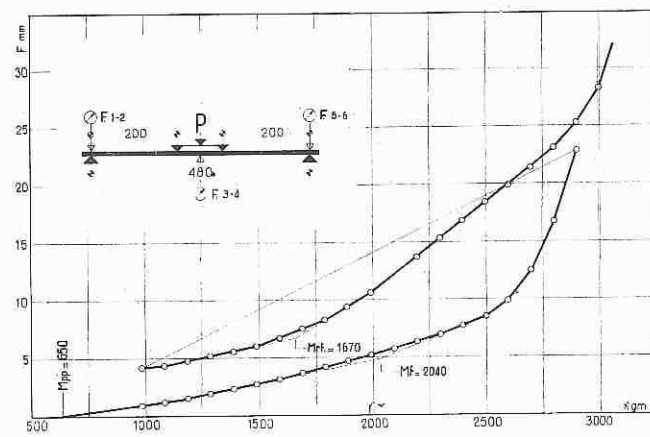


Fig. 2 - Diagramma momenti frecce in mezzaria: banco n. 1

E' chiaro, in primo luogo, che al crescere del momento flettente applicato, la fessurazione ha inizio nelle nervature non precomprese.

Poiché peraltro i giunti fra i blocchi in laterizio costituiscono dei punti d'innescio, si può ammettere (e l'esperienza conferma) che le fessure nascano con intervallo prestabilito pari alla lunghezza dei blocchi. Ciò non esclude evidentemente che, se l'intervallo teorico di fessurazione è inferiore alla lunghezza dei blocchi, possano nascere successivamente altre fessure intermedie. Ma, tale fenomeno non si verifica usualmente nella fase iniziale della fessurazione che qui viene considerata (an-

che perché, al di fuori dei giunti dei blocchi, la collaborazione alla resistenza della parete del blocco a contatto con il calcestruzzo ritarda la fessurazione).

Consideriamo ora il comportamento di un tratto di solaio supposto soggetto a momento costante, di lunghezza pari all'intervallo fra due fessure comparse nel travetto non precompresso. Per il collegamento trasversale esistente fra travetti affiancati, nella fase di cui trattasi, si deve ovviamente avere eguaglianza di deformazione longitudinale nel travetto precompresso e nel travetto non precompresso.

Sulla deformabilità dei due elementi associati, si possono peraltro formulare le seguenti previsioni. Il travetto precompresso, ancora integro, funzionerà a se-

mere che l'aggiunta dell'armatura ordinaria influirà assai più efficacemente sul comportamento a fessurazione, di quanto farebbe supporre un calcolo fondato sulla classica ipotesi della parzializzazione degli elementi cementizi tesi. Dall'altra, si può dedurre, da quanto detto in precedenza, un metodo di calcolo del tasso di lavoro medio nell'armatura aggiuntiva. Basterà infatti eguagliare la deformazione incognita del travetto non precompresso a quella, nota, del travetto precompresso. In particolare, applicando il procedimento al lembo teso del travetto precompresso, si potrà calcolare la capacità di resistenza del solaio a fessurazione, valutando il momento pel quale compaiono le prime lesioni nel travetto precompresso.

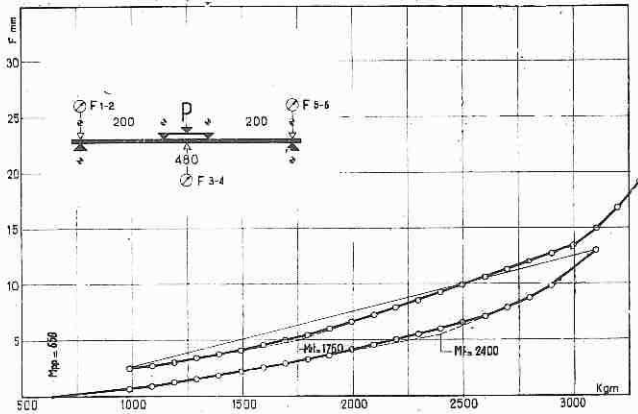


Fig. 3. - Diagramma momenti frecce in mezzeria: banco n. 2

zione interamente reagente; il travetto non precompresso invece, avrà un comportamento « a sezione parzializzata » nelle sezioni fessurate, mentre, nei tratti intermedi, la sua rigidezza sarà incrementata dalla collaborazione esistente fra acciaio e calcestruzzo. Nell'insieme, nel tratto compreso fra le fessure, si potrà

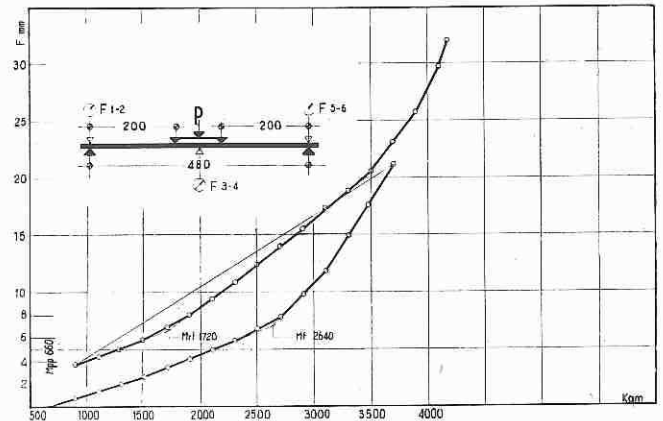


Fig. 5. - Diagramma momenti frecce in mezzeria: banco n. 4

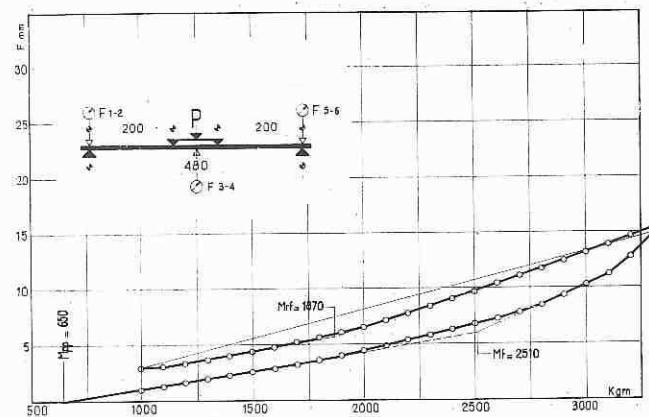


Fig. 4 - Diagramma momenti frecce in mezzeria: banco n. 3

commisurare la deformabilità del travetto non precompresso al tasso medio di lavoro dell'armatura, il quale sarà sempre inferiore al tasso raggiunto nella sezione lesionata.

Tali considerazioni implicano due interessanti conseguenze. In primo luogo, il ragionamento relativo alla deformabilità del travetto non precompresso, fa presu-

Traduciamo ora queste considerazioni in termini analitici. A tal fine poniamo le seguenti notazioni:

- σ_f = tensione massima nel ferro in corrispondenza della fessura;
- σ'_f = tensione minima nel ferro a metà dell'intervallo compreso tra due fessure;
- p = perimetro armatura ferro aggiunto;
- A_f = area ferro aggiunto;
- τ_x = tensione di aderenza ferro-calcestruzzo;
- i = interasse fessure;
- $e_a - e_b$ = lunghezza dei percorsi normali alle pareti della trave rispettivamente nell'acciaio e nel calcestruzzo;
- n'_0 = resistenza a trazione del calcestruzzo;
- E_a = modulo elastico acciaio;
- E_{cp} = modulo elastico travetto precompresso;
- σ_{pi} = precompressione al lembo inferiore del travetto precompresso;
- σ_{tr} = resistenza a trazione del calcestruzzo del travetto precompresso.
- \emptyset = diametro dei tondi.

In base alla classica teoria della fessurazione, la sollecitazione a metà distanza fra le fessure, risulta dall'espressione:

$$\sigma'_f = \sigma_f - \frac{p}{A_f} \int_0^{i/2} \tau_x \cdot dx$$

Ammettendo con Brice che l'aderenza assuma il valore costante:

$$\tau_x = \frac{2 K n_0'}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}}$$

essendo in via approssimata $K = 1$ per armatura liscia, $K = 1,6$ per armature sagomate, si ottiene la seguente semplice espressione del valore medio del tasso di lavoro dell'armatura ordinaria fra due fessure:

$$\sigma_{fm} = \sigma_f - \frac{2}{\emptyset} \frac{K \cdot n_0' \cdot i}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}}$$

alla quale corrisponde un allungamento:

$$\Delta l_f = \frac{6_{fm}}{E_a} i$$

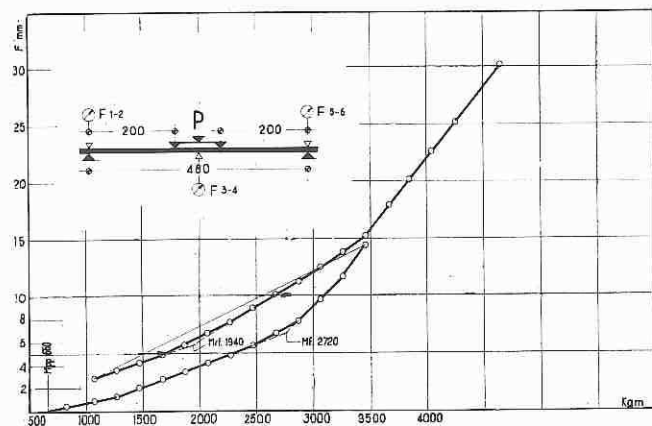


Fig. 6 - Diagramma momenti frecce in mezzeria: banco n. 5

Nello stesso tratto di solaio, l'allungamento al lembo teso del travetto precompresso risulta, all'atto del superamento della locale resistenza a trazione:

$$\Delta l_{cp} = \frac{6_{pi} + 6_{tr}}{E_{cp}} i$$

Eguagliando le due espressioni dell'allungamento, si ottiene una equazione che fornisce il valore assunto da 6_{tr} all'atto della fessurazione del travetto precompresso:

$$\frac{\sigma_{pi} + \sigma_{tr}}{E_{cp}} i = \frac{i}{E_a} \left(6_f - \frac{2}{\emptyset} \frac{K n_0' i}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}} \right)$$

sia:

$$\sigma_f = \frac{E_a}{E_{cp}} (\sigma_{pi} + \sigma_{tr}) + \frac{2i}{\emptyset} \frac{K n_0'}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}}$$

Il primo addendo rappresenta la tensione nelle armature aggiuntive, calcolata ammettendo che fra le due lesioni l'armatura stessa possa deformarsi liberamente (tasso di lavoro calcolato supponendo che il travetto non precompresso sia parzializzato lungo tutto il tratto di trave considerato); il secondo addendo è l'incremento di tensione $\Delta 6_{tr}$ dovuto all'aderenza ferro-calcestruzzo.

A tale incremento corrisponde un aumento del momento di fessurazione (rispetto a quello fornito dal calcolo classico fondato sull'ipotesi della parzializzazione):

$$\Delta M_f = W_i \Delta \sigma_f \cong \Delta 6_f A_f Z = \frac{2i}{\emptyset} \frac{K n_0'}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}} A_f Z$$

APPLICAZIONI NUMERICHE E CONTROLLI SPERIMENTALI

La formula testé stabilita è stata applicata al calcolo del momento di fessurazione di vari solai, comprendenti una diversa percentuale di armatura aggiuntiva e realizzati con due diversi tipi di travetti precompressi.

Nella seguente tabella I, sono raggruppate le caratteristiche geometriche e meccaniche dei solai esaminati, ed in particolare i valori dei momenti di fessurazione teorici, valutati col procedimento illustrato.

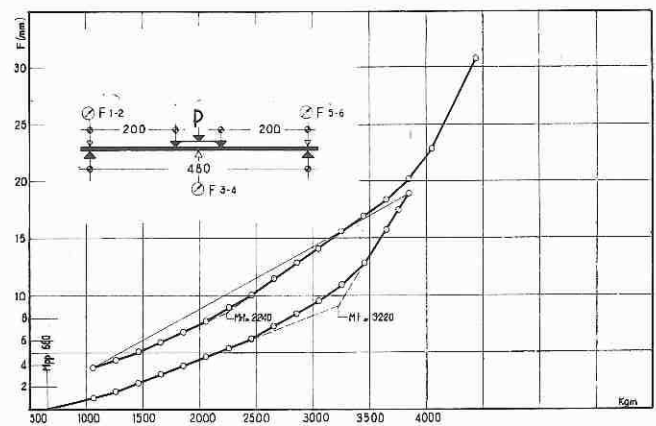


Fig. 7 - Diagramma momenti frecce in mezzeria: banco n. 6

Nell'ultima riga della tabella, sono anche riportati i valori sperimentali dei momenti di fessurazione, ottenuti in una serie di controlli sperimentali, nei quali il carico teorico di fessurazione è stato stabilito, come indicato nelle figure n. 2-3-4-5-6-7-8 in base ad una analisi grafica del diagramma momento-freccia (per questa via, il carico di fessurazione risulta sempre inferiore a quello desunto dal rilevamento visivo delle fessure che compaiono nei travetti precompressi).

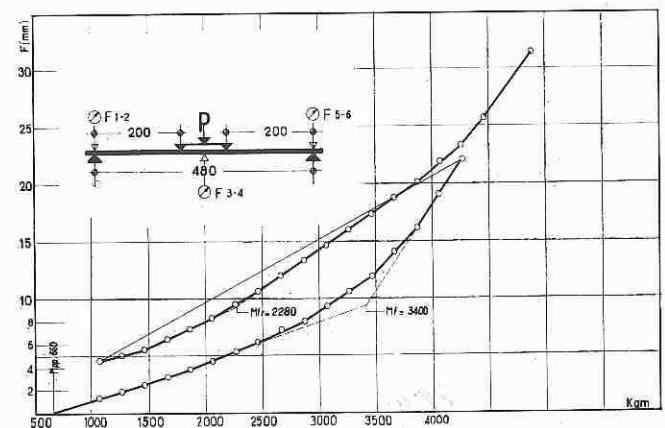


Fig. 8 - Diagramma momenti frecce in mezzeria: banco n. 7

TABELLA I

BANCO DI PROVA	n°		1	2	3	4	5	6	7
STAGIONATURA	giorni		27	27	27	29	29	111	111
<i>Caratteristiche generali</i>									
Luce netta	I	m	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80
Altezza della sezione	H	cm	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5
Larghezza della sezione	b	cm	146	146	146	160	160	160	160
Peso proprio	P ₀	Kg/m ²	225	225	225	230	230	230	230
Num. dei travetti precompressi	—	—	2	2	2	2	2	2	2
Tipo d'arm. travetto Celersap 9/12	—	—	5	5	5	5	5	8	8
Area delle armature dei travetti	A _t	cm ²	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,68	1,68
Precompressione al lembo inferiore	σ _{pi}	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	106,5	106,5	106,5	106,5	106,5	152,6	152,6
Arm. aggiuntiva	n° φ		4 φ 4	4 φ 7	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 12	4 φ 8	4 φ 10
Area dell'armatura aggiuntiva	A' _t	cm ²	0,50	1,54	3,14	3,14	4,52	2,01	3,14
<i>Caratteristiche meccaniche della sezione parzializzata</i>									
Distanza del baricentro dal lembo superiore	x	cm	5,98	6,09	6,30	6,40	6,50	6,27	6,40
Distanza del baricentro dal lembo inferiore	y	cm	10,52	10,41	10,20	10,10	10,00	10,23	10,10
Momento d'inerzia	J	cm ⁴	20642	21350	22520	22708	23250	21960	22708
Modulo resistente superiore J/x	W _s	cm ³	3440	3495	3570	2550	3580	3502	3550
Modulo resistente al lembo inf. dei trav. J:1,5 y	W _i	cm ³	1308	1365	1470	1498	1,550	1432	1498
Momento di fessuraz. teorico (σ _i + 35) W _i	M _{f_i}	Kgm	1850	1932	2080	2108	2,190	2684	2812
Incres. teorico di momento	ΔM _{f_i}	Kgm	140	324	388	242	264	344	388
Momento di fessuraz. teorico totale	M _{f_t}	Kgm	1990	2256	2468	2350	2454	3028	3200
Mom. di fessur. sperimentale	M _{f_s}	Kgm	2040	2400	2510	2640	2720	3220	3400
Mom. di fess. $\frac{\text{sperim.}}{\text{teorico}}$	$\frac{M_{f_s}}{M_{f_t}}$	—	1,03	1,06	1,03	1,12	1,11	1,06	1,06

N.B. - I banchi n. 1-2-3 hanno una larghezza totale di cm. 146 essendo formati con blocchi più stretti di quelli impiegati per i banchi 4-5-6-7 la cui larghezza totale è di cm. 160. I ferri aggiuntivi sono ad aderenza migliorata ad eccezione di quelli dei banchi 1-4-5, in cui si è impiegato acciaio liscio semiduro. Le caratteristiche meccaniche della sezione parzializzata, sono calcolate assumendo:

$$\frac{E_f}{E_c} = \frac{\text{modulo elastico del ferro}}{\text{mod. elast. del conglom. laterizio}} = 10$$

$$\frac{E_{cp}}{E_c} = \frac{\text{modulo elastico dei travetti precompressi}}{\text{modulo elastico del conglomerato laterizio}} = 1,5$$

Come risulta dalla tabella I, la teoria svolta conduce ad una valutazione ragionevole e prudente del carico di fessurazione. La legge di variazione di ΔM_f in funzione dei dati del problema, in particolare della percentuale di armatura non tesa, risulta peraltro in accordo con le previsioni teoriche.

Sembra quindi lecito affermare che la teoria testé esposta interpreta in modo corretto il comportamento a fessurazione dei solai del tipo in esame.

Segnaliamo inoltre che, per quanto si riferisce al comportamento a rottura, le classiche formule additive, del tipo di quelle in uso nella vigente regolamentazione italiana, devono essere usate con prudenza quando si tratti di valutare la capacità portante dei solai qui considerati.

Ecco infatti un confronto fra momenti di rottura teorici, calcolati in base all'espressione:

$$M_R = \gamma W_f R_f d + \gamma W_f' 6_f s d$$

(le notazioni impiegate sono quelle delle: « Norme Italiane »), e momenti di rottura sperimentali riferiti ai solai di cui alla tabella I.

TABELLA II

Banco n°	Momento rottura		M_{RS} / M_{Rt}	Carico sneramento ferro aggiunto (Kg/cmq.)
	Teorico M_{Rt} (Kgm)	Sperimentale M_{RS} (Kgm)		
1	3.357	3.500	1,04	6.000
2	4.220	4.200	0,995	5.765
3	5.275	5.050	0,957	5.225
4	4.875	5.160	1,06	4.150
5	5.500	6.410	1,168	3.860
6	5.571	6.110	1,098	5.000
7	6.380	6.510	1,02	4.560

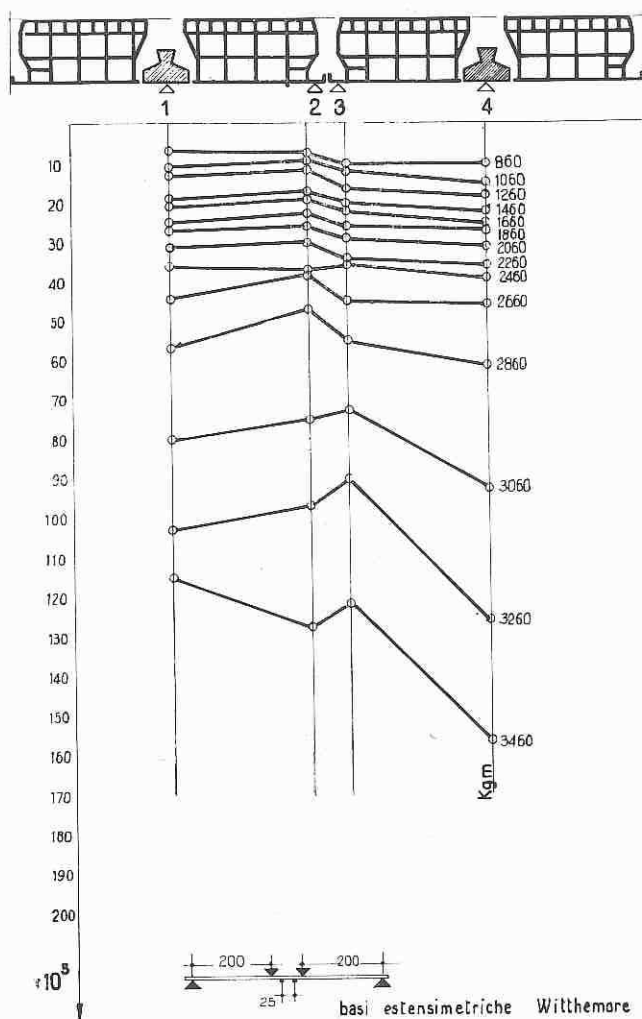


Fig. 10. - Letture estensimetriche: banco n. 5

L'esame della tabella dimostra che, agli effetti della rottura, l'aggiunta di ferro non teso, non si traduce sempre in un aumento della capacità portante equivalente alle previsioni teoriche. Il fenomeno è anche più segnato di quanto risulta dalla tabella, in quanto in genere il rapporto M_{RS}/M_{Rt} è sempre superiore all'unità del 10-15%. Non è facile, sulla base di un numero ristretto di prove eseguite su acciai caratterizzati da diagrammi di deformazione di forme molto diverse, fornire una spiegazione esauriente del meccanismo della rottura. In via qualitativa, sembra che sul comportamento nell'ultima fase della resistenza, influiscano sia le condizioni di fessurazione, sia la forma del diagramma dell'acciaio non teso. La fessurazione sembra influire, in quanto essa modifica la lunghezza del tratto di acciaio al quale va riferito l'allungamento conseguito nella fessura. La forma del diagramma determina i tassi di lavoro rispettivi nei due tipi di acciaio di armatura, per una data deformazione raggiunta sul lembo teso.

Per concludere su questo aspetto del calcolo, si può in primo luogo rilevare che, agli effetti pratici, il comportamento dei solai esaminati è comunque soddisfacente anche a rottura (tanto più che, in genere, è la fessurazione che limita la portanza del solaio). D'altra parte, per quanto riguarda l'aspetto teorico del pro-

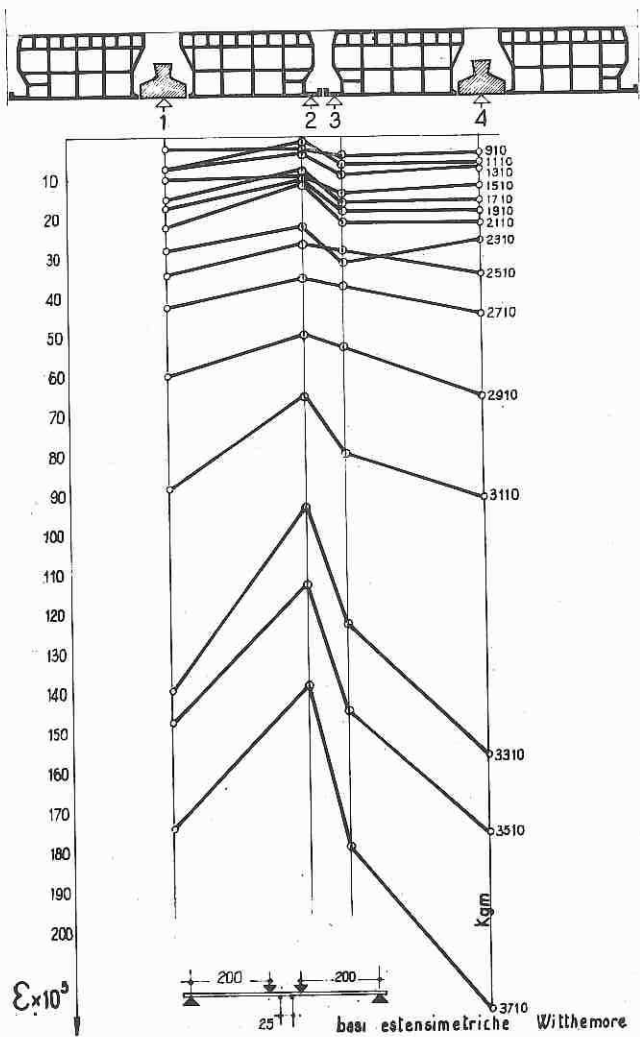


Fig. 9. - Letture estensimetriche: banco n. 4

blema, si deve invece auspicare l'effettuazione di prove più estese nelle quali vengano fatti variare separatamente i vari fattori in gioco.

CONCLUSIONE

Non crediamo di andare errati nel rilevare che le considerazioni da noi svolte illustrano un interessante ed insolito esempio di struttura a funzionamento misto.

Il fatto di averne potuto interpretare il comportamento sulla base di ragionamenti fondati sulle note teorie approssimate della fessurazione e della rottura delle strutture cementizie, ci sembra peraltro costituire una ulteriore valida conferma dell'utilità pratica di queste teorie.

Ci si potrebbe chiedere peraltro se i nostri ragionamenti sono applicabili all'interpretazione del comportamento delle normali « strutture miste », nelle quali i due tipi di armatura, tesa e non tesa, sono associati intimamente nella stessa trave.

Su tale punto si deve, a nostro avviso, rispondere come segue. Per quanto riguarda il comportamento a rottura, l'estensione ci sembra senz'altro lecita, in quanto il grado di sfruttamento dei due tipi di armatura,

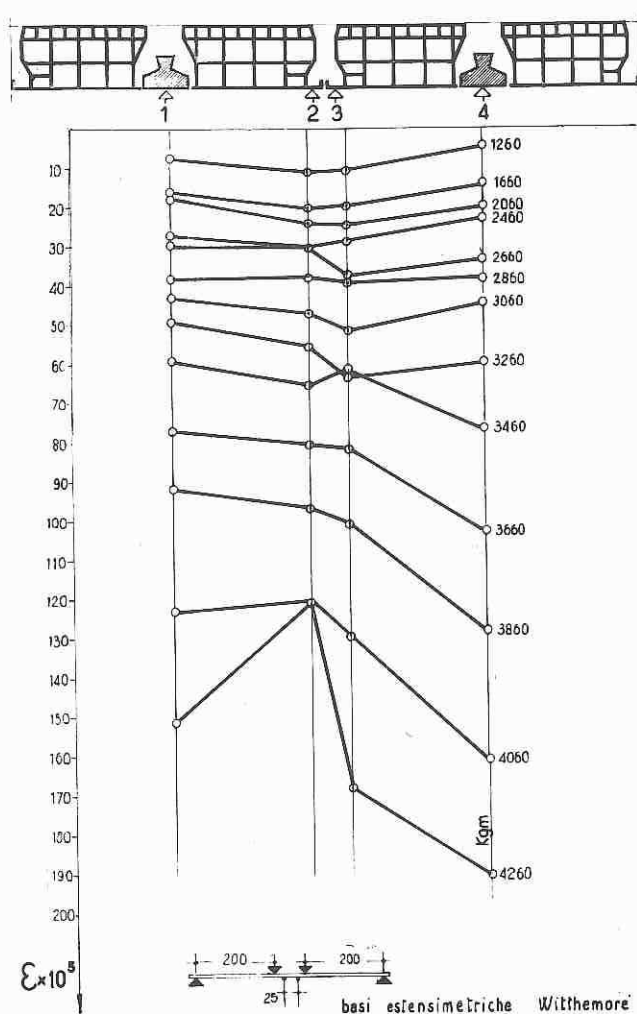


Fig. 12. - Letture estensimetriche: banco n. 7

è certamente legato alle rispettive condizioni di deformazione nella sezione di rottura.

Invece, nessuna rispondenza sembrano poter trovare le considerazioni riguardanti la fessurazione, in quanto i nostri ragionamenti si riferiscono ad una fase del comportamento che precede la comparsa delle fessure nell'elemento precompresso. Fase che non si riscontra nelle travi che sono precomprese su tutta la loro sezione.

Una estensione, in un certo senso indiretta, ci sembra tuttavia rimanere lecita: si tratta della constatazione che lo studio della deformabilità delle travi miste di qualsiasi tipo nella fase di fessurazione, dovrà sempre prendere in conto la collaborazione fra acciaio e calcestruzzo nei tratti di travi comprese fra le fessure.

Ma la trattazione di questo problema esula dall'argomento della presente nota.

I risultati analizzati nella presente nota, sono contenuti in una serie di prove ufficiali eseguite per conto della Soc. R.D.B. di Piacenza alla quale si porgono i più vivi ringraziamenti per aver autorizzato la presente pubblicazione. Segnaliamo peraltro che parte delle considerazioni sopraesposte, sono riportate nel Bollettino Tecnico Erredibi « Il Laterizio », n. 77.

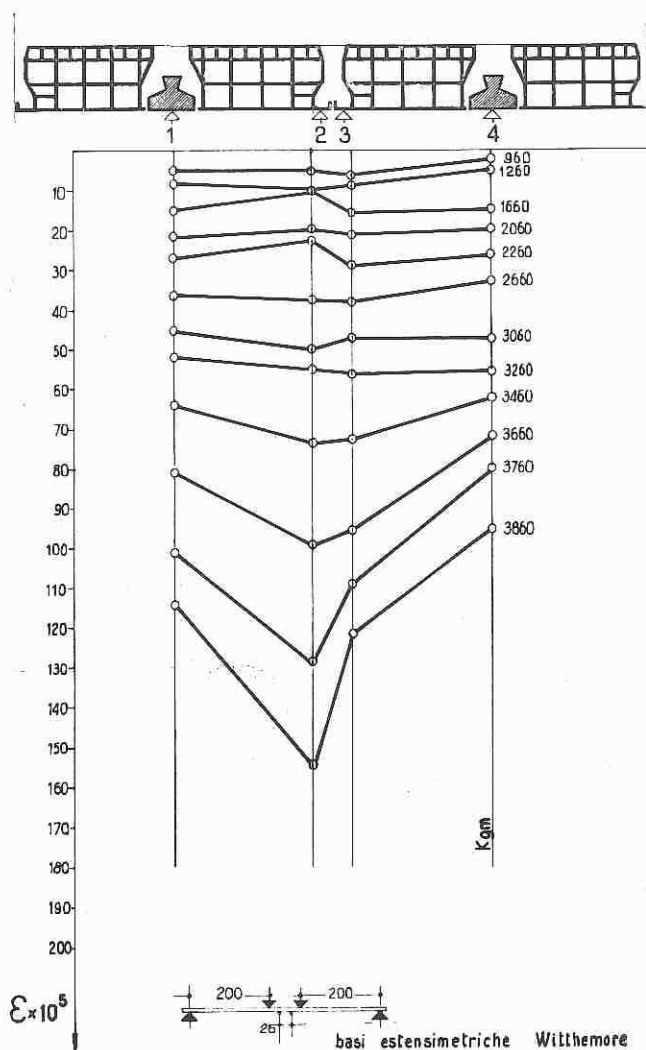


Fig. 11. - Letture estensimetriche: banco n. 6

Procedimenti costruttivi moderni nella realizzazione degli impalcati dei ponti

Prof. Ing. Giacinto Turazza - Dott. Ing. Pellegrino Gallo

SOMMARIO

Si descrive un impalcato in c.a.p. prefabbricato con sistemi originali e moderni. Caratteristiche principali dell'impalcato sono:

— *la prefabbricazione praticamente integrale;*
— *la mole degli elementi componenti ed il ridotto numero di essi.*

— *la realizzazione della soletta d'impalcato in lastre abbraccianti l'intera sede stradale ed il sistema di associazione delle lastre con le travi;*

— *la precompressione ad armature aderenti sia delle travi che delle lastre;*

— *l'adozione di un tipo unico di trefolo;*

— *le attrezzature di trasporto e di varo ed il risparmio notevole sui tempi di lavoro.*

Si fanno inoltre alcune osservazioni sulla influenza mutua delle singole parti componenti l'impalcato agli effetti delle deformazioni lente.

Con il crescente sviluppo della rete autostradale italiana e per la conformazione prevalentemente montagnosa del nostro territorio, resta oggi conferita, più che in passato, importanza particolare alle opere d'arte destinate a servire le autostrade e fra le opere d'arte, più segnatamente, ai ponti ed ai viadotti. Infatti sui tracciati in atto e su quelli in programma, l'orientamento dei moderni progettisti è di preferire alle soluzioni in galleria od in rilevato, la soluzione viadotto, perché più favorita questa dal rapido progredire della tecnica, perché esente da forti gravami d'esercizio e di manutenzione, esente da problemi di ventilazione e di controllo del traffico, perché infine è necessario bruciare le tappe di un cammino con ritardo intrapreso riducendo al minimo sorprese in corso di lavoro ed incertezze in fase di preventivo

Sembra di generale interesse pertanto, dedicare il nostro breve intervento alle strutture da ponte ed in particolare, ad un tipo di impalcato che, attraverso una serie di studi e di realizzazioni sempre più progredite ed impegnative, ha trovato espressione rispondente alle esigenze della moderna tecnica e dell'economia.

Tratteremo brevemente l'argomento sotto il duplice aspetto di « nuovi orientamenti costruttivi » e di « associazione di elementi diversamente presollecati ».

La struttura oggetto della presente relazione rappresenta dunque un indirizzo nuovo nella costruzione degli impalcati da ponte ad elementi prefabbricati:

— nuovo per la prefabbricazione totale dell'impalcato e per la considerevole mole dei prefabbricati;

— nuovo per la semplicità e l'originalità dei collegamenti in opera;

— nuovo per l'applicazione quasi integrale del sistema di precompressione a fili aderenti;

— nuovo per il notevole risparmio ottenibile nei tempi di lavoro e per le particolari attrezzature mobili di trasporto e di varo.

Illustriamo brevemente il manufatto.

Nella figura 1 si vede un impalcato per autostrada con doppia sede stradale separata. La larghezza totale di ciascuna sede stradale è di m. 9,50. La luce delle travi agli assi teorici di appoggio è di m. 32,00. L'interasse tra le travi è di m. 2,35. Sono previsti due traversi notevolmente rigidi posti in zona mediana e nella posizione più efficace per ottenere l'eguaglianza dei momenti nelle singole travi. Travi, solette e traversi vengono prefabbricati in un cantiere specializzato posto nei pressi dell'opera, altamente meccanizzato e provvisto delle necessarie attrezzature di prova e di controllo dei materiali.

Se, come è auspicabile, in un prossimo futuro si addiverrà ad una logica unificazione delle luci dei costruendi viadotti, la fabbricazione di queste strutture potrà allora avvenire in veri e propri stabilimenti.

Il trasporto dei vari elementi avviene per mezzo di speciali carrelli gommati (fig. 2). Un unico ponte mobile (fig. 3) di particolari caratteristiche e di originale concezione, serve al varo di tutti i prefabbricati, dalle travi, alle solette, ai traversi. Assolto il suo compito sulla campata in costruzione, esso vara infine anche se stesso sulla campata successiva con manovra rapida e sicura.

Come si può osservare, la prefabbricazione dell'impalcato è praticamente integrale: la parte da gettare in opera si riduce ai pochi metri cubi di calcestruzzo costituenti le sigillature; parte questa valutabile al 3% circa del totale.

In particolare, le travi sono del tipo ad armature pretese a fili aderenti. Per la precompressione si utilizzano acciai in trefoli da $\frac{1}{2}$ ". Si sono costruite fino ad oggi, travi da m. 24,60 a m. 32,60 pesanti fino a 60 tonn.

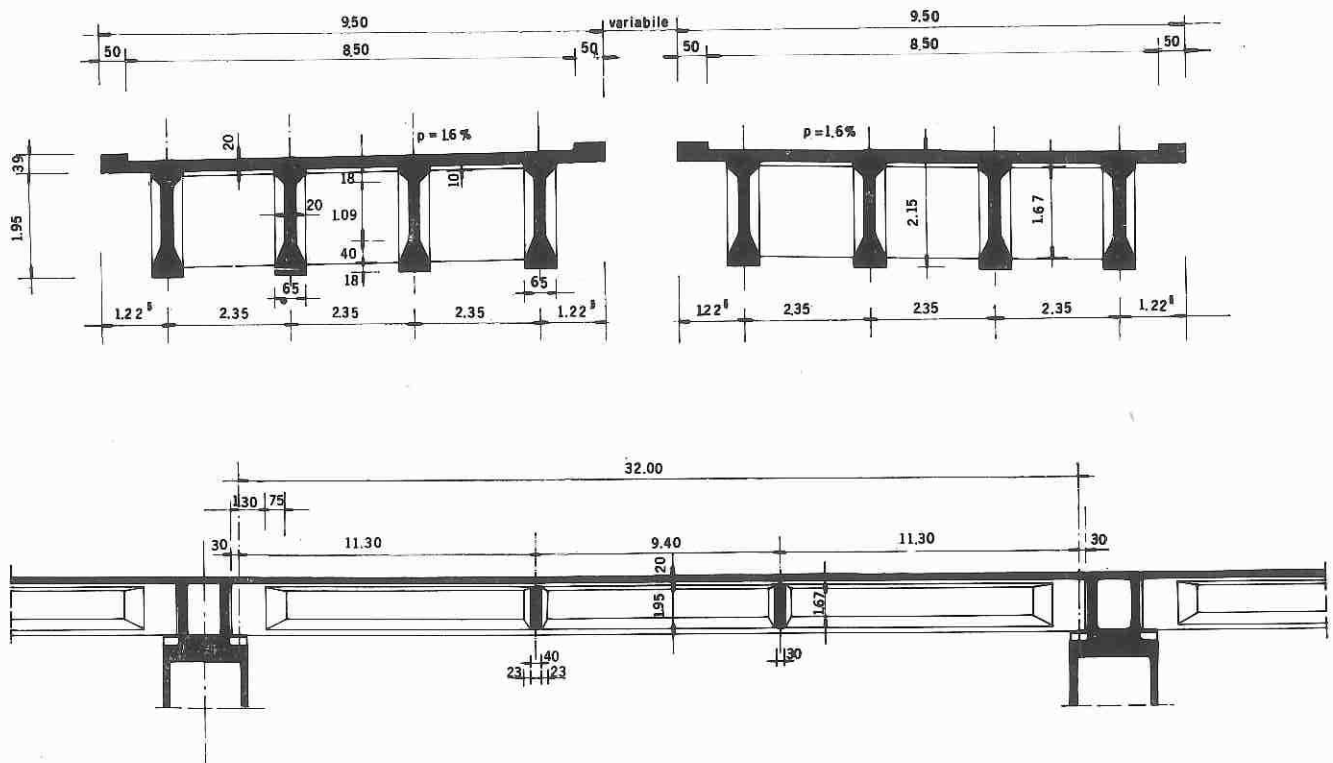


Fig. 1. - Sezioni trasversale e longitudinale di un impalcato tipo per autostrada.

Sono state già studiate e sono in via di allestimento, travi più grandi che superano i 42 metri di lunghezza e le 100 tonnellate di peso.

La soletta (figure 4, 5, 6, 7) è realizzata in grandi lastre continue abbraccianti l'intera sede stradale. La larghezza delle lastre è unicamente funzione della capacità dei mezzi di opera e talvolta delle obbligate sagome stradali. Ove condizioni di particolare favore lo permettessero, esse potrebbero assumere dimensioni maggiori pari, in teoria, a quelle dell'intero impalcato. A parte i vantaggi derivanti dal ridotto numero dei prefabbricati, la costruzione delle solette in lastre di tal tipo, offre rispetto ad una normale prefabbricazione a piccoli elementi, altri aspetti positivi di particolare interesse.

Tale tipo di lastra infatti:

- permette l'eliminazione quasi totale delle costose e difficoltose sovrapposizioni in opera dei ferri sporgenti che compromettono fra l'altro la buona riuscita dei getti;

- permette la riduzione al minimo dei getti di sigillatura in opera;

- consente maggiore semplicità alle casseforme;

- consente anche per la soletta d'impalcato il sistema di precompressione a fili aderenti (la lastra è infatti precompressa, come le travi, con trefoli da $\frac{1}{2}$ ");

- elimina il noioso problema del sostegno delle solette sporgenti dalle travi di bordo;

- consente in pratica agibilità immediata ai mezzi d'opera.

E' da notare inoltre che questo tipo di lastra può essere realizzato indifferentemente in c.a.p. od in c.a.o.

I traversi infine sono prefabbricati in conci e sono

caratterizzati dalla assoluta mancanza di ferri sporgenti. Sono precompressi prima di porre in opera le lastre, tramite cavi realizzati anch'essi con trefoli da $\frac{1}{2}$ ". Il comportamento statico del traverso è praticamente quello della sezione mista: anima precompressa con ala non precompressa. Come può vedersi i traversi sono tenuti nettamente staccati dalla soletta con notevole vantaggio per la semplicità costruttiva, poiché restano eliminati i ferri sporgenti e si consente libertà assoluta di scelta nella dimensione trasversale delle lastre prefabbricate costituenti la soletta.

La costruzione di suddetto impalcato si articola così sui seguenti concetti:

- 1) prefabbricazione totale dei suoi elementi con abolizione di ogni sostegno o centina;
- 2) massima dimensione dei prefabbricati;
- 3) precompressione di tutti gli elementi con acciai unificati (nel caso il trefolo da $\frac{1}{2}$ ");
- 4) sicurezza di manovre;
- 5) tempi di lavoro notevolmente ridotti.

Senza soffermarci in questa sede sui vantaggi derivanti alla qualità del prodotto da una corretta prefabbricazione, né su quelli, ben noti, propri del tipo di precompressione a fili aderenti, ci sembra interessante invece soffermarci un attimo sull'ultimo dei cinque punti ora elencati: tempi di lavoro.

Diremo brevemente in base a risultati reali ed a giustificate deduzioni, che una doppia campata come quella descritta, può essere realizzata a cantiere avviato, in otto giorni, compreso in tale termine il tempo occorrente al passaggio della struttura di varo sulla campata successiva. Tali tempi di lavoro sono stati già ottenuti con impalcato di tipo consimile, nei più

recenti lavori autostradali quali ad esempio il ponte viadotto sul Fiume Serchio per la Firenze-Mare e quello sull'Arno per l'Autostrada del Sole.

Passiamo adesso al secondo aspetto del presente argomento: « associazione di elementi diversamente pre-sollecitati ». Nel nostro caso si tratta del sistema di collegamento adottato per conferire monoliticità all'insieme travi-solette d'impalcato.

Dal momento che gli elementi di soletta assumono dimensioni tanto grandi da ricoprire con un'unica lastra l'intera larghezza dell'impalcato, il collegamento fra le travi e le solette, diviene un problema nuovo da risolvere. Un problema delicato e, specie nel caso di lastre anch'esse in c.a.p., particolarmente complesso.

Il collegamento deve innanzitutto garantire all'insieme collegato le caratteristiche della struttura monolitica. Deve consentire cioè, nell'inflessione sotto carico dell'impalcato, la conservazione della sezione retta a T ovvero la collaborazione della nervatura (trave) con l'ala (lastra) tal quale avviene con un getto in opera: deve pertanto impedire lo scorrimento relativo sul piano di contatto contenendo gli sforzi di taglio ivi insorgenti.

Il collegamento inoltre deve lasciare alla lastra la possibilità di lavorare come elemento continuo nel senso trasversale del ponte.

Nel caso particolare di soletta in precompresso, deve ancora essere tale da permettere un'efficace disposizione degli acciai di precompressione con una buona diffusione degli sforzi nei singoli campi tra una trave e l'altra.

Infine, il collegamento, deve permettere alla lastra una completa stabilità nelle fasi di trasporto senza superare, per ovvii motivi di economia, le sollecitazioni attinte in esercizio.

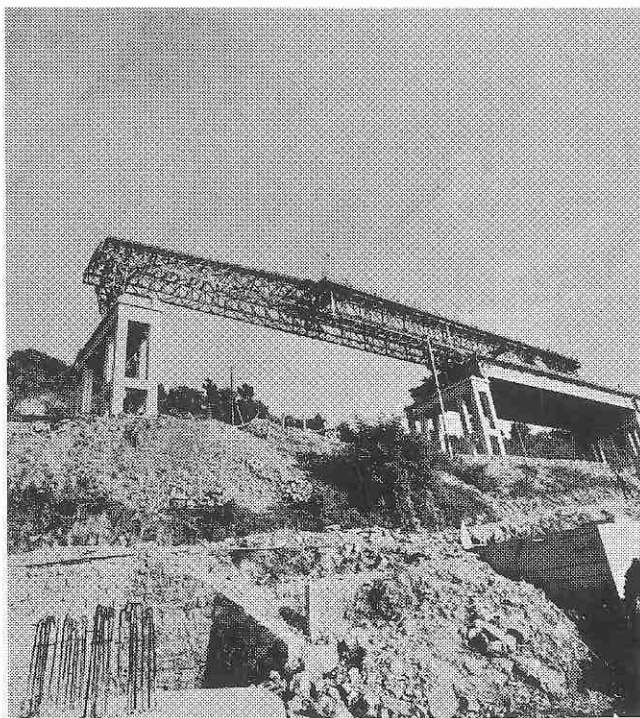


Fig. 3. - Il ponte mobile in posizione per il varo delle travi.

Dopo diversi studi e tentativi, tutti questi problemi sono stati risolti come già prospettato nel modo semplice ed originale che andiamo più dettagliatamente a descrivere. In corrispondenza delle travi dunque le lastre presentano dei vani di dimensione opportuna e forma svasata verso l'alto. Essi, all'atto della posa della lastra, sono investiti dai ferri sporgenti dalla trave nelle posizioni dovute, integrati in opera da armature complementari. Vengono quindi successivamente colmati con getti di ottimo calcestruzzo particolarmente curato ad alto dosaggio di cemento ed efficacemente vibrato. A getti induriti, queste parti sono in grado di assorbire, nei dovuti margini di sicurezza, gli sforzi di scorrimento insorgenti sotto carico. Le parti di lastra esistenti fra un vano e l'altro realizzano invece la richiesta continuità trasversale in uno schema di striscia continua vincolata in corrispondenza delle travi. Esse inoltre, contengono tutte le armature, consentendo per la loro studiata dimensione, una buona diffusione degli sforzi di precompressione nei campi di soletta fra trave e trave.

Questo particolare sistema di collegamento a prismi in c.a.o. permette così la definitiva associazione delle travi in c.a.p. con le lastre di grande dimensione. Il sistema ha inoltre il vantaggio di essere di validità generale, poiché i concetti statici non cambiano se gli elementi da associare sono in cemento armato precompresso o in cemento armato ordinario.

Nel caso in esame, a parte l'accorgimento di contenere nei dovuti margini di sicurezza gli sforzi di scorrimento sul piano di contatto, il calcolo statico non differisce da quello di una trave in c.a.p. a sezione mista (anima precompressa ed ala non precompressa). Il momento d'inerzia della sezione retta, restando impedito lo scorrimento relativo sul piano di contatto, è sempre quello dell'intera sezione a T, anche nei tratti fra un prisma e l'altro dove la soletta risulta collegata alla trave tramite un semplice strato di malta. Questi

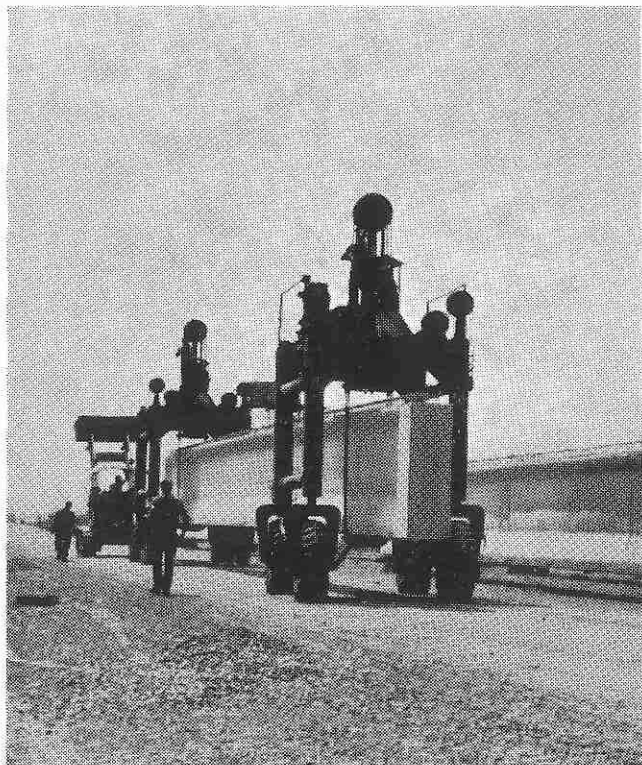


Fig. 2. - Trasporto di una trave da m. 32,60 per mezzo di speciali carrelloni gommati.

tratti infatti sono di molto breve estensione, tanto più breve se confrontata con lo spessore della soletta. In altri termini, i prismi funzionano in modo analogo a quello delle biette d'una trave composta in legno, ovvero a quello dei bulloni che collegano l'ala di una trave composta in ferro con la sua anima: questa analogia serve a meglio chiarire il concetto.

Lo sforzo di scorrimento sul piano di contatto è quello relativo a tutti i carichi imposti dopo l'avvenuto indurimento delle sigillature: vale a dire massicciata e sovraccarichi accidentali. Con riferimento ad esempio

In base a tale valore si valuta lo scorrimento che interessa il prisma e, prescindendo a vantaggio di stabilità dal contributo del calcestruzzo, lo scorrimento viene fatto interamente assorbire dalle armature metalliche.

E' interessante ancora notare che le lastre terminali della campata, a differenza di quelle della serie, presentano un solo vano. A tale accorgimento è stato necessario ricorrere poiché, i campi di soletta di bordo per la ridotto diffusione degli sforzi, assumono sotto i carichi diretti caratteristiche di sollecitazione notevol-

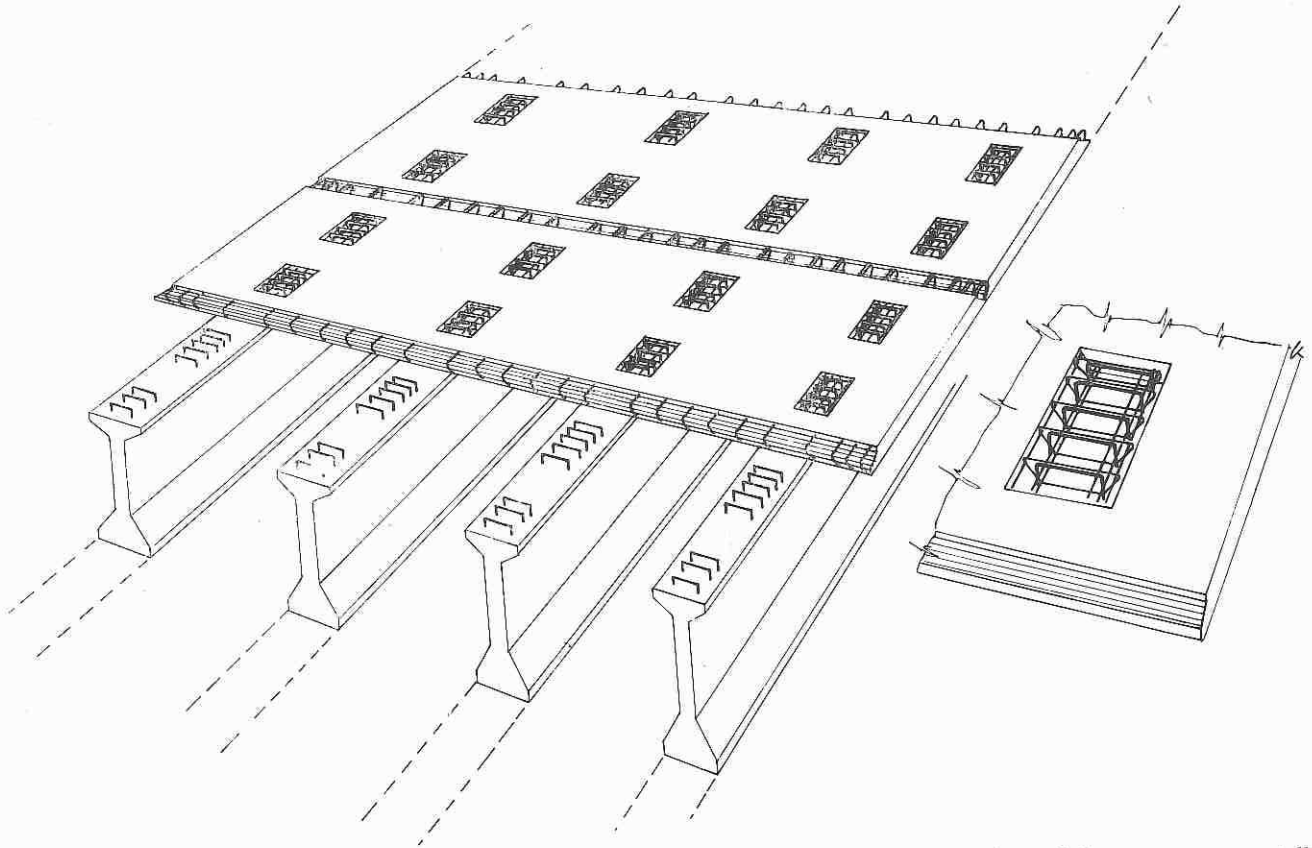


Fig. 4. - Schema prospettico delle lastre prefabbricate disposte sulle travi e particolare delle armature metalliche interessanti un vano.

all'impalcato illustrato si otterrebbe, considerando la sezione in corrispondenza dell'ultimo prisma:

$$\begin{aligned} \text{sforzo tagliante} & T = 61.000 \text{ kg} \\ \text{momento d'inerzia} & J = 69.000.000 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

distanza baricentro sezione mista-lembo superiore della trave $y' = 58,7 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{larghezza della trave in sommità} & b = 65 \text{ cm} \\ \text{spessore soletta} & s = 20 \text{ cm} \\ \text{larghezza soletta collaborante} & a = 235 \text{ cm} \end{aligned}$$

momento statico della soletta rispetto all'asse neutro

$$S = 235 \times 20 (58,7 + 10) = 322.890 \text{ cm}^3$$

sollecitazione di taglio al piano di contatto

$$\tau = \frac{TS}{Jb} = 4,4 \text{ kg/cm}^2$$

mente maggiori che non i campi di serie; la necessità di te maggiori che non i campi di serie; la necessità di una sezione di soletta continua abbastanza estesa, ha condotto pertanto ad una lastra terminale diversa dalle altre.

Può sorgere a tal punto il dubbio che, nel tratto finale del piano di contatto al di là dell'ultimo prisma, ove la malta non fosse in grado di assorbire gli sforzi di scorrimento, non si potrebbe più parlare di sezione a T interamente collaborante. Ciò ha in effetti ben poca importanza poiché, per la forma ringrossata nelle sue parti terminali, la trave è in grado di lavorare entro i richiesti margini di sicurezza anche senza l'ausilio dell'ala superiore.

Si fanno infine alcune osservazioni sull'influenza mutua delle singole parti di questo tipo di impalcato sotto l'effetto delle deformazioni lente di ritiro e di rilassamento.

Per quanto concerne il ritiro dei calcestruzzi, si può affermare che tale fenomeno non produce stati di coa-

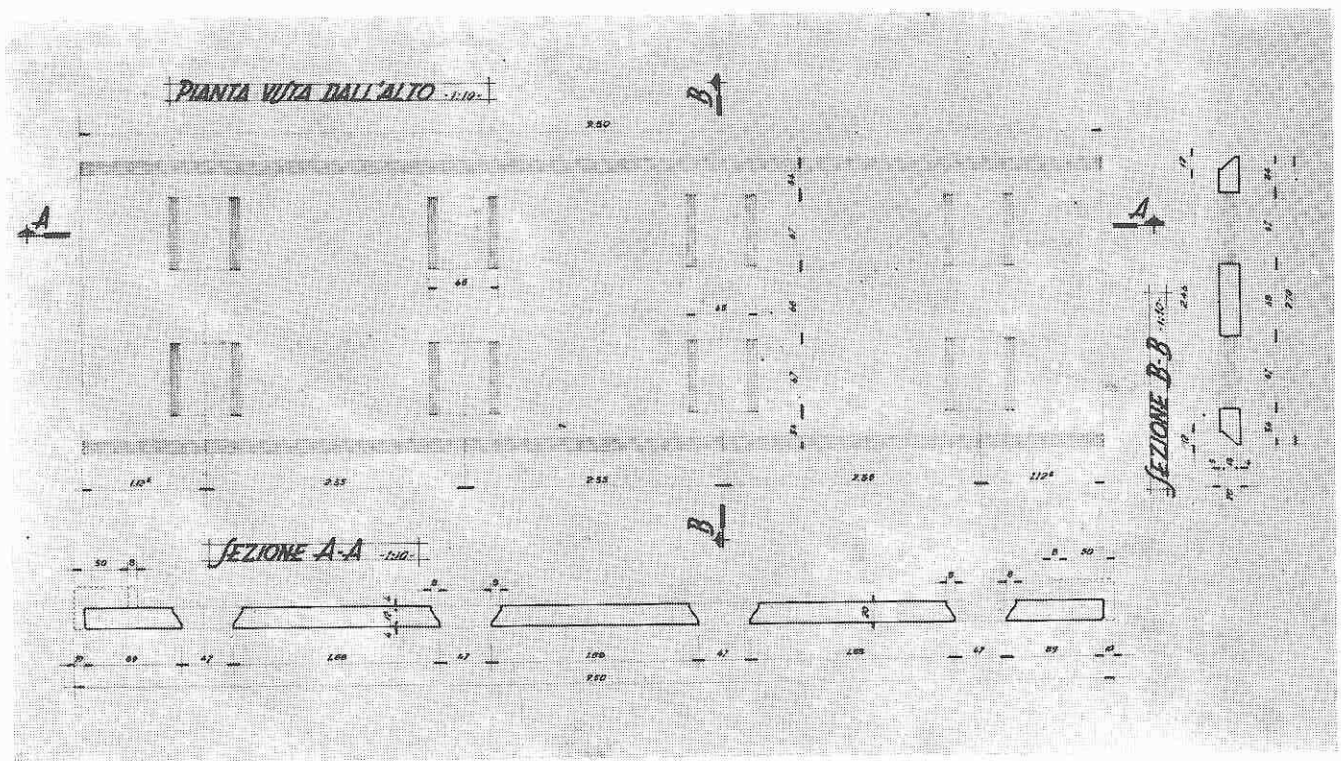


Fig. 5. - Carpenteria di una lastra tipo di serie, per impalcato a quattro travi, largo m. 9,50

zione degni di considerazione. Infatti, all'atto della connessione delle travi con le solette, sia le une che le altre hanno subito, ed in misura praticamente eguale, un periodo di stagionatura di circa 20 giorni. Esse sono inoltre confezionate con ottimi calcestruzzi di uguali caratteristiche e sottoposte ai medesimi trattamenti di compattazione e di maturazione a vapore. Il ritiro ancora da scontare dalle travi e dalla soletta è quindi, oltre che piccolo, praticamente uguale per i due elementi

collegati e le reazioni mutue possono ritenersi nulle. Ciò non si verifica ad esempio quando sulle travi prefabbricate si gettano in opera le solette.

Per quanto riguarda il rilassamento dell'acciaio, anche questo fenomeno ha effetto trascurabile, poiché la connessione avviene, come s'è detto, dopo 20 giorni circa dalla tesatura e quindi la maggior parte della caduta totale è già scontata.

Consideriamo in ultimo il rilassamento del calce-

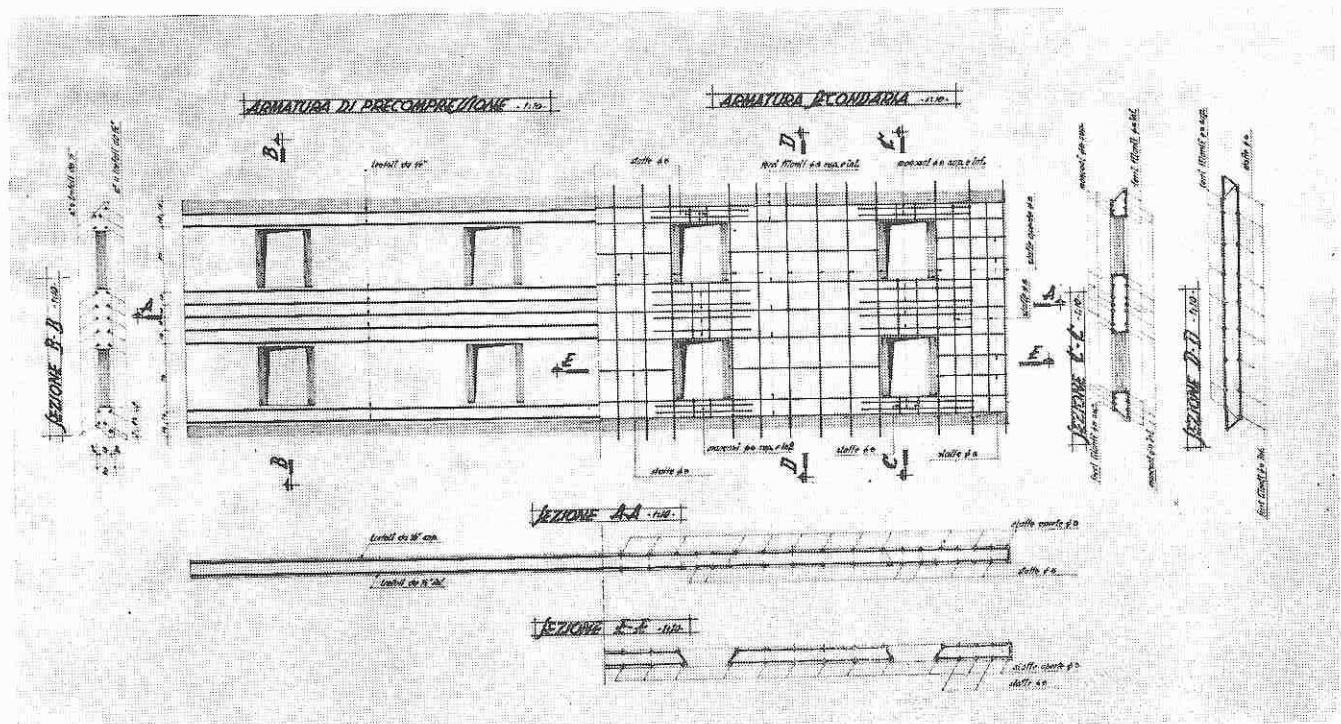


Fig. 6. - Armature metalliche di precompressione ed armature secondarie di una lastra tipo di serie.

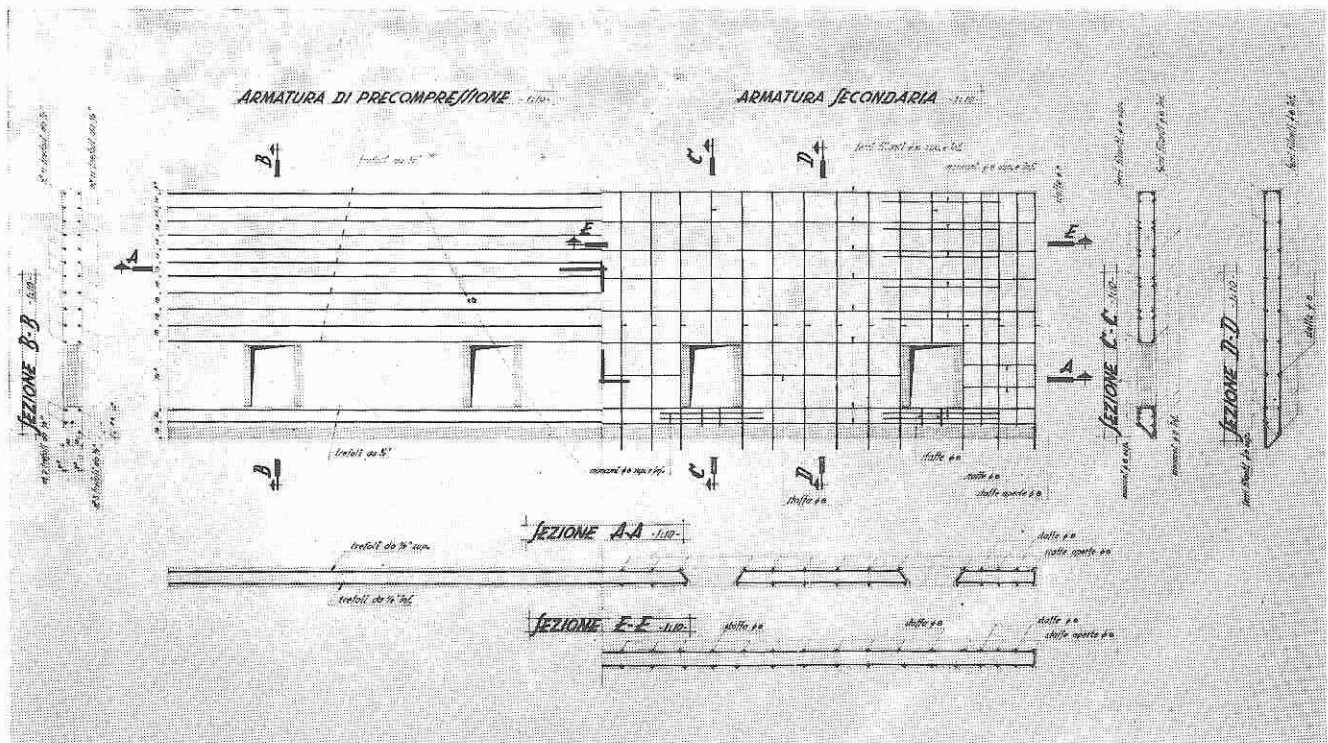


Fig. 7. - Armature metalliche di precompressione ed armature secondarie di una lastra tipo di estremità.

struzzo delle travi sotto gli sforzi della precompressione e dei carichi e sovraccarichi permanenti. Questo fenomeno, poco noto e difficilmente analizzabile per le incertezze relative al valore del coefficiente ϵ e del modulo E , si presta comunque ad una indagine che può dare grosso modo l'ordine di grandezza del regime di sforzi che modifica i diagrammi iniziali. Se si assimila il fenomeno del rilassamento a quello del ritiro e si adottano le formule che il Cestelli dà in proposito a pag. 137 e 138 del suo testo sul c.a.p., con riferimento all'impalcato in esame ed ammesso per lo accorciamento unitario il valore $\epsilon = 0.0002$ e per il modulo elastico per deformazione totale il valore $E = \frac{1}{3} 400.000 \text{ kg/cm}^2$, si ha:

ω_t	area della trave	=	6465 cm ²
ω_s	» » soletta	=	4700 »
J_t	momento d'inerzia della trave	=	28.803.700 cm ⁴
J_s	» » » soletta	=	165.700 »
y'	distanza baricentro trave-bordo superiore	=	106.3 cm
y	» » » inferiore	=	88.7 »

$$r = \frac{J_s + J_t \left(\frac{1}{\omega_t} + \frac{1}{\omega_s} \right) + s/2 + y'}{\epsilon} = 1.038.400 \text{ cm}$$

e quindi ai lembi superiore ed inferiore della soletta:

$$\sigma_s \left| \frac{Et}{r} \frac{J_s + J_t}{y' + s/2} \mp \frac{Et}{r} s/2 \right| = + 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \left| \frac{Et}{r} \frac{J_s + J_t}{\omega_s} \mp \frac{Et}{r} s/2 \right| = + 8.1 \text{ kg/cm}^2$$

ai lembi superiore ed inferiore della trave:

$$\sigma_t = \frac{Et}{r} \frac{J_s + J_t}{y' + s/2} - \frac{Et}{r} y' = -18.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Et}{r} \frac{J_s + J_t}{\omega_t} + \frac{Et}{r} y = + 6.5 \text{ kg/cm}^2$$

Nel caso in esame dunque si otterrebbe nella soletta un incremento di compressione di circa 8 kg/cm², ma essendo la sollecitazione max sotto carico inferiore ai 60 kg/cm², l'incremento trovato è largamente ammissibile. Nella trave si troverebbe una diminuzione delle compressioni al lembo superiore ed una diminuzione delle trazioni nel lembo inferiore. Le deformazioni di rilassamento del calcestruzzo della trave non producono quindi effetti di rilievo.

Nel complesso dunque, tenendo anche conto che la prefabbricazione permette calcestruzzi nettamente migliori meno influenzati quindi dalle deformazioni lente, si può dire che l'impalcato descritto, è nei confronti dei fenomeni di ritiro e di rilassamento meno sensibile di altri tipi gettati interamente in opera o parzialmente prefabbricati.

Attualmente, è in corso d'allestimento una serie di prove da condursi sotto la direzione dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni dell'Università di Napoli. Tali prove, trattandosi di una struttura nuova sotto diversi aspetti, si ritengono opportune per definirne il comportamento elastico sia nei confronti del sistema di collegamento fra le travi e la soletta, sia nei confronti dei due traversi intermedi ai quali resta affidato il compito della ripartizione trasversale dei sovraccarichi. Le prove inoltre saranno spinte oltre il campo elastico fino alla fessurazione delle travi e, possibilmente, fino alla rottura. Si è scartata l'idea di condurre le prove su modello in scala ridotta e con materiali diversi dal calcestruzzo, poiché ritenuto inadatto a fornire risultati accettabili. Si è stabilito invece di realizzare una camera o porzione di essa in scala reale su luce di metri 32,00

costruita al vero secondo il progetto illustrato. Le prove saranno quindi particolarmente impegnative, attesa l'entità dei carichi necessari a portare l'impalcato a fessurazione e rottura, ma saranno per contro complete ed esaurienti. E' già allo studio il sistema più adatto per imporre i carichi con gradualità e si prevede che le prove stesse potranno avere inizio entro il mese di ottobre dell'anno in corso.

Concludendo questa breve relazione, è nostro convincimento che, con i vantaggi derivanti alle caratteristiche dei materiali da una corretta prefabbricazione e da una prefabbricazione integrale resa possibile da un

indovinato sistema di associazione, con i vantaggi riconosciuti alla precompressione a fili aderenti nei confronti di una omogenea diffusione degli sforzi nonché di un duraturo connubio delle armature col calcestruzzo e di una più efficace protezione degli acciai nel tempo, con i vantaggi tecnici e pratici derivanti da una razionale meccanizzazione dei mezzi d'opera, la struttura descritta risponda bene a quanto detto in premessa sulla necessità di costruire, nel pieno rispetto dell'esigenza dei materiali e della statica, sempre più rapidamente, sostituendo alla lenta e costosa mano dell'uomo le risorse della sua iniziativa e il contributo delle sue macchine.

Solai parzialmente precompressi

costituiti da travetti prefabbricati in conglomerato precompresso a fili aderenti collaboranti con nervature in conglomerato normale e blocchi forati in laterizio

Società R.D.B.

SOMMARIO

Si esaminano i risultati di prove ufficiali eseguite su strisce di solaio Celersap precompresso, sollecitati a momento positivo ed a momento negativo (nella sezione d'appoggio) con particolare riguardo al comportamento a fessurazione, rifessurazione e rottura. Se ne deducono alcune osservazioni sui metodi di calcolo usuali e si propone un metodo di calcolo semplificato per le sezioni soggettive a momenti negativi.

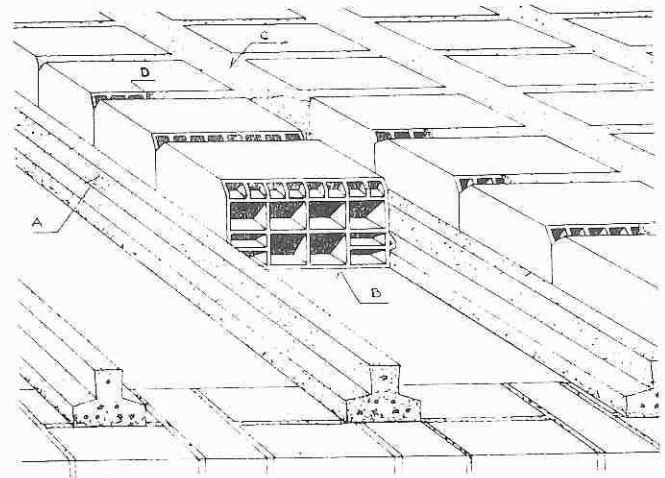


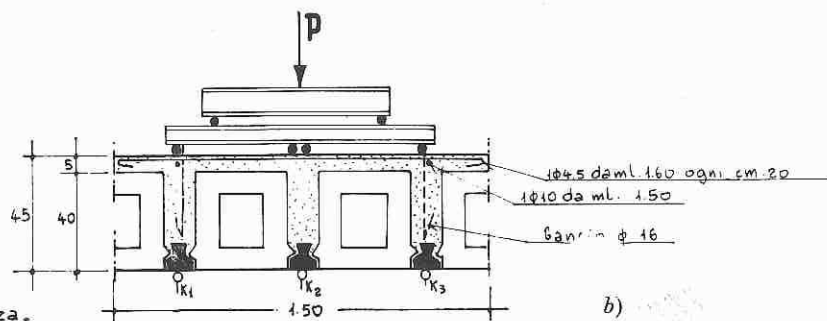
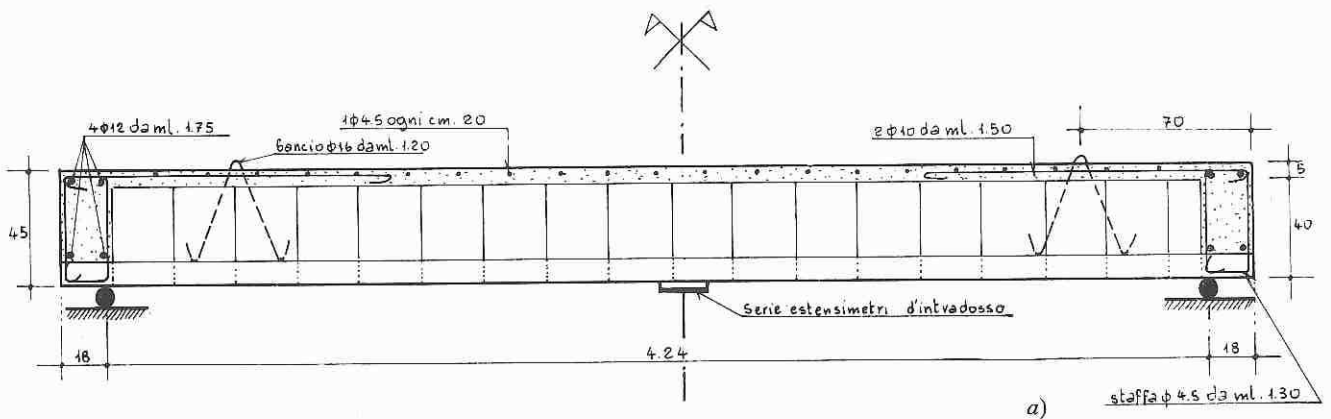
Fig. 1. - Solaio Celersap.

RISULTATI SPERIMENTALI

a) Descrizione della struttura

Il solaio Celersap precompresso rappresentato nella figura a lato si compone dei seguenti elementi:

1) Travetti in calcestruzzo armato precompresso a fili aderenti (A) nei quali si trova l'intera armatura necessaria per resistere ai momenti positivi.



$K_1 - K_2 - K_3$ = Estensimetri a variazione di induttanza.

Fig. 2. - Strisce di solaio n. 1: prova di fessurazione a momento positivo: a) schema armatura; b) sezione trasversale.

TABELLA I

Prove a momento positivo su solai Celersap precompresso.

BANCO DI PROVA	n°	1	2	3	4	5	
STAGIONATURA DEI TRAVETTI	giorni	230	230	230	150	150	
<i>Caratteristiche generali del banco</i>							
Peso proprio	p_0	Kg/ml.	660	660	660	285	285
Luce	l	m.	4,24	4,24	4,24	4,34	4,34
Altezza totale sezione	H	cm.	45	45	45	20	20
Altezza utile ($H - y_f$)	h	cm.	42,3	42,3	42,3	17,3	17,3
Larghezza della striscia	b	cm.	150	150	150	150	150
Numero dei travetti	n		3	3	3	3	3
Tipo di travetto	T		8	8	8	8	8
Sezione di armatura di ciascun travetto	A_f	cmq.	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84
Tensione iniziale delle armature	σ_{ti}	Kg/mm ²	125	125	125	125	125
Tensioni teoriche di precompressione iniziale ai lembi dei travetti	σ_{ps}	Kg/cm ²	58,5	58,5	58,5	58,5	58,5
Momento per peso proprio	M_0	Kgm.	181,5	181,5	181,5	181,5	181,5
			1480	1480	1480	670	670
<i>Caratteristiche della sezione parzializzata</i>							
Distanza dell'asse neutro dal lembo superiore	X	cm.	11,93	11,93	11,93	7,53	7,53
Distanza dell'asse neutro dal lembo inferiore	y	cm.	33,07	33,07	33,07	12,47	12,47
Momento d'inerzia	J	cm ⁴	348000	348000	348000	44850	44850
Modulo resistente super. J/X	W_s	cm ³	29200	29200	29200	5950	5950
Modulo resistente inf. $J/y \cdot 1,5$	W_i	cm ³	7000	7000	7000	2400	2400
<i>Caratteristiche dei materiali</i>							
Carico di rottura a 28 gg. del calcestruzzo dei travetti precompressi	σ'_w	Kg/cm ²	610	610	610	610	610
Carico di rottura a 28 gg. del calcestruzzo delle nervature aggiuntive	σ_w	Kg/cm ²	600	600	600	600	600
Carico di rottura dell'acciaio	σ_{fr}	Kg/cm ²	19300	19300	19300	19300	19300
<i>Comportamento a fessurazione</i>							
Momento di fessurazione sperimentale	M_{fes}	Kgm.	14080	14780	14080	4920	4710
Tensione di fessurazione dei travetti (M_{rif}/w_i)	σ_{fes}	Kg/cm ²	201	211	201	205	197
Momento di rifessurazione sperimentale	M_{rif}	Kgm.	9230	9400	9230	3220	3220
Tensione di rifessurazione dei travetti (M_{rif}/w)	σ_{rif}	Kg/cm ²	132	134	132	134	134
Resistenza a trazione del calcestruzzo ($\sigma_{fes} - \sigma_{rif}$)	σ_{tc}	Kg/cm ²	69	77	69	71	63
Caduta di tensione	$\Delta\sigma_{pt}$	%	27,3	26,2	27,3	26,2	26,2
<i>Comportamento a rottura</i>							
Momento di rottura teorico							
$nA_f \sigma_{fr} \left(h - 0,50 \frac{nA_f \sigma_{fr}}{b \cdot \sigma_w} \right)$	M_{rt}	Kgm.	20200	20200	20200	8060	8060
Momento di rottura sperimentale	M_{rs}	Kgm.	22680	23980	23680	9320	9320
Causa della rottura (t = trazione acciaio c = compress. calcestr.)			t	t	t	c	c
Rapporto $\frac{M_{rs}}{M_{rt}}$	$\frac{M_{rs}}{M_{rt}}$		1,12	1,18	1,17	1,15	1,15

Nel calcolo del momento di rottura teorico si assume come resistenza media del laterizio-conglomerato $\sigma_w = 250$ kg/cm².

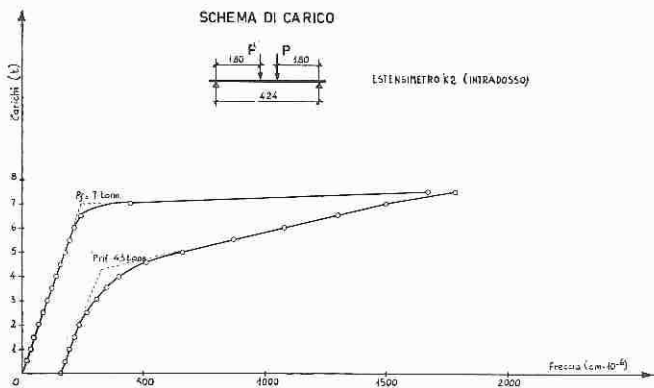


Fig. 3. - Striscia di solaio n. 1: prova di fessurazione e rifessurazione.

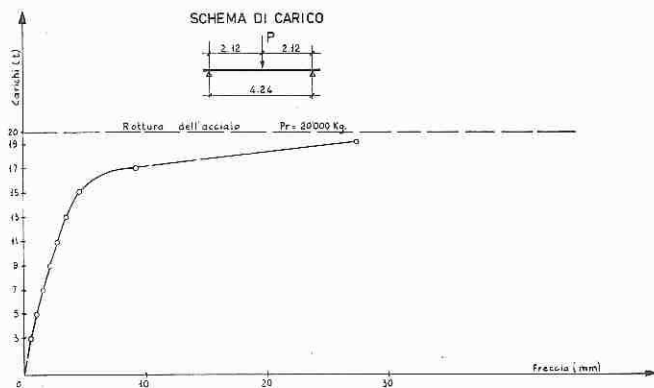


Fig. 4. - Striscia di solaio n. 1: prova a rottura.

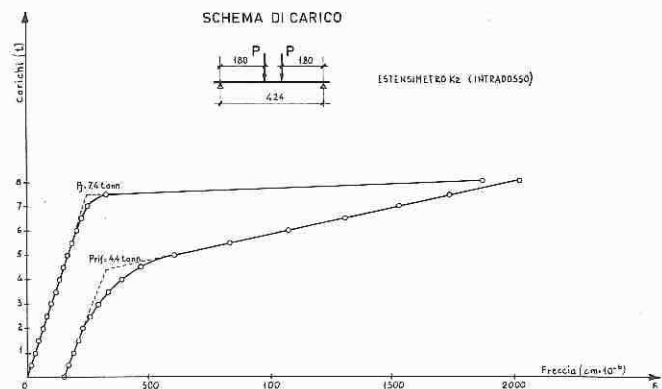


Fig. 5. - Striscia di solaio n. 2: prova di fessurazione e rifessurazione.

2) Blocchi in laterizio a superficie rigata (B), con la parte superiore rinforzata per formare la soletta resistente a compressione, dotati di uno smusso lungo lo spigolo trasversale superiore (D) per facilitare l'intestatura fra i blocchi allo scopo di consentire la trasmissione degli sforzi di compressione.

3) Nervature di consolidamento (C) gettate in opera che realizzano la monoliticità del solaio.

4) Spezzoni di acciaio ad aderenza migliorata disposti nelle nervature in prossimità del lembo superiore per sopperire ad eventuali momenti negativi.

b) Prove di flessione a momento positivo

Vennero eseguite su n. 3 strisce di solaio Celersap

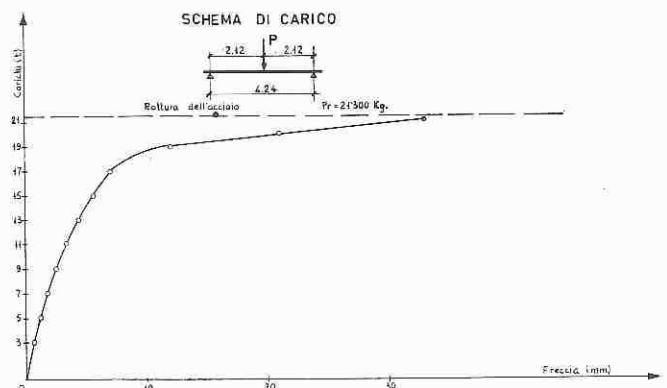


Fig. 6. - Striscia di solaio n. 2: prova a rottura.

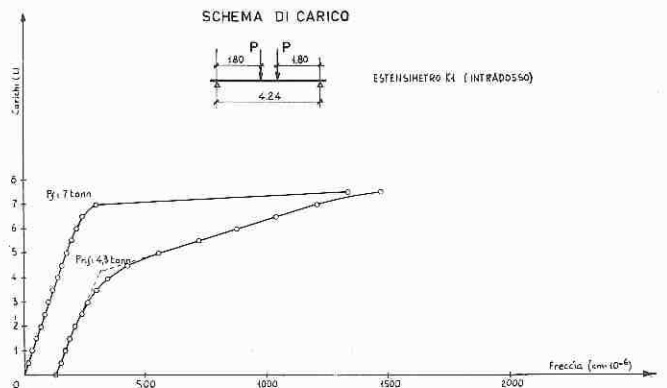


Fig. 7. - Striscia di solaio n. 3: prova di fessurazione e rifessurazione.

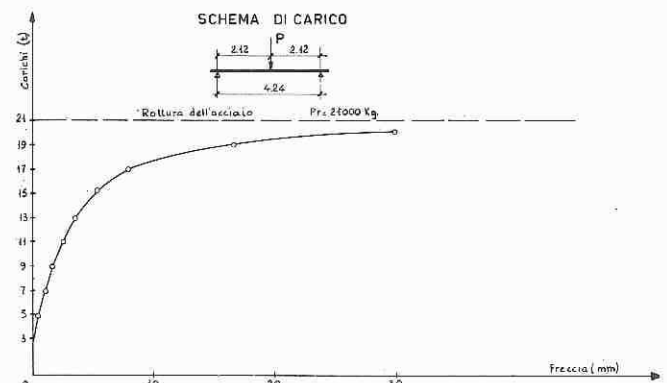


Fig. 8. - Striscia di solaio n. 3: prova a rottura.

precompresso di cm. 45 di altezza (altezza del blocco in laterizio cm. 40 + 5 di soletta collaborante in calcestruzzo gettata insieme con le nervature) e n. 2 strisce di solaio di cm. 20 di altezza, senza soletta collaborante. Ciascuna striscia era formata da tre nervature complete per una larghezza complessiva di cm. 150.

La prova venne eseguita disponendo i solai in libero appoggio e caricandoli con carichi concentrati secondo gli schemi riportati sui diagrammi. All'intradosso dei solai, in corrispondenza dei travetti precompressi nel tratto centrale a momento costante, vennero applicati gli estensimetri a variazione di induttanza, a mezzo dei quali si misurarono le deformazioni subite dai travetti in fase di fessurazione e rifessurazione, ottenute cari-

cando il solaio fino a provocare il lesionamento dei travetti, quindi scaricandolo e ricaricandolo di nuovo fino a provocare la riapertura delle lesioni.

Alla rottura, la freccia fu rilevata collimando, con un livello di precisione, delle stadiie applicate in mezzaria e agli appoggi.

Negli allegati seguenti sono riportati i diagrammi più significativi carichi-deformazioni mentre le caratteristiche del solaio sono riportate in tabella coi risultati sperimentali.

c) Prove di flessione a momento negativo

Vennero eseguite su n. 3 strisce di solaio Celersap precompresso di cm. 45 di altezza disposte su due appoggi con una parte a sbalzo alla cui estremità venne applicato un carico concentrato. Per ogni valore del carico vennero misurate le deformazioni all'intradosso e all'estradosso del solaio mediante estensimetri a variazione di induttanza applicati in corrispondenza delle nervature.

Negli allegati seguenti sono contenuti lo schema della struttura, i diagrammi più significativi sforzi-deformazioni, la tabella delle caratteristiche dei solai e dei risultati sperimentali.

d) Osservazioni sui risultati sperimentali

1) Resistenza a trazione del calcestruzzo

La resistenza a trazione del calcestruzzo ricavata dalla differenza fra i momenti di fessurazione e rifessurazione sperimentali

$$\sigma_{tc} = \frac{M_f - M_{rif}}{w_i}$$

varia da un minimo di 63 Kg./cmq. ad un massimo di 77 Kg/cmq. per cui può essere valutata prudenzialmente pari a 1/10 della resistenza cubica del calcestruzzo dei travetti che nei casi in esame era di 610 Kg/cmq.

2) Cadute di tensione

La tensione di precompressione esistente nei travetti, coincidente con la tensione di rifessurazione,

$$\sigma_{rif} = \frac{M_{rif}}{w_i}$$

denuncia una perdita di precompressione variabile dal 26% al 27% della tensione iniziale teorica di precompressione senza presentare sensibili differenze fra i risultati ottenuti sui travetti con 230 giorni di stagionatura e i travetti con 150 giorni di stagionatura.

TABELLA II

Prove a momento negativo su solai Celersap precompresso.

BANCO DI PROVA	n°	1	2	3		
STAGIONATURA DEI TRAVETTI	giorni	150	150	150		
<i>Caratteristiche generali</i>						
Altezza totale	H	cm	45	45	45	
Larghezza della striscia di solaio	B	cm	150	150	150	
Peso proprio	p ₀	Kg/ml	660	660	660	
Tipo di travetto Celersap precompresso 9/12	T		8	8	8	
Numero dei travetti	n		3	3	3	
Larghezza teorica della zona compressa	b	cm	36	36	36	
Altezza utile	h	cm	42.5	42.5	42.5	
Armatatura tesa {	diámetro	∅	6 ∅ 16	6 ∅ 16	6 ∅ 16	
	area totale	A _f	cmq	12.06	12.06	12.06
	carico di snervamento	σ _{fs}	Kg/cmq	4450	4450	4450
	carico di rottura	σ _{fr}	Kg/cmq	6720	6720	6720
Resistenza del calcestruzzo dei travetti	σ _{cr}	Kg/cmq	500	500	500	
Precompressione teorica	σ _{pi}	Kg/cmq	150	150	150	
Resistenza cilindrica residua σ _{cl} = 0.8 · σ _{cr} - σ _{pi}	σ _{cl}	Kg/cmq	250	250	250	
Momento di rottura teorico $M_{rt} = A_f \sigma_{fs} \left(h - 0,50 \frac{A_f \cdot \sigma_{fs}}{b \cdot \sigma_{cl}} \right)$	M _{rt}	Kgm	21100	21100	21100	
Momento di rottura sperimentale	M _{rs}	Kgm	26.000	26000	26000	
Causa della rottura			snervamento dell'acciaio			

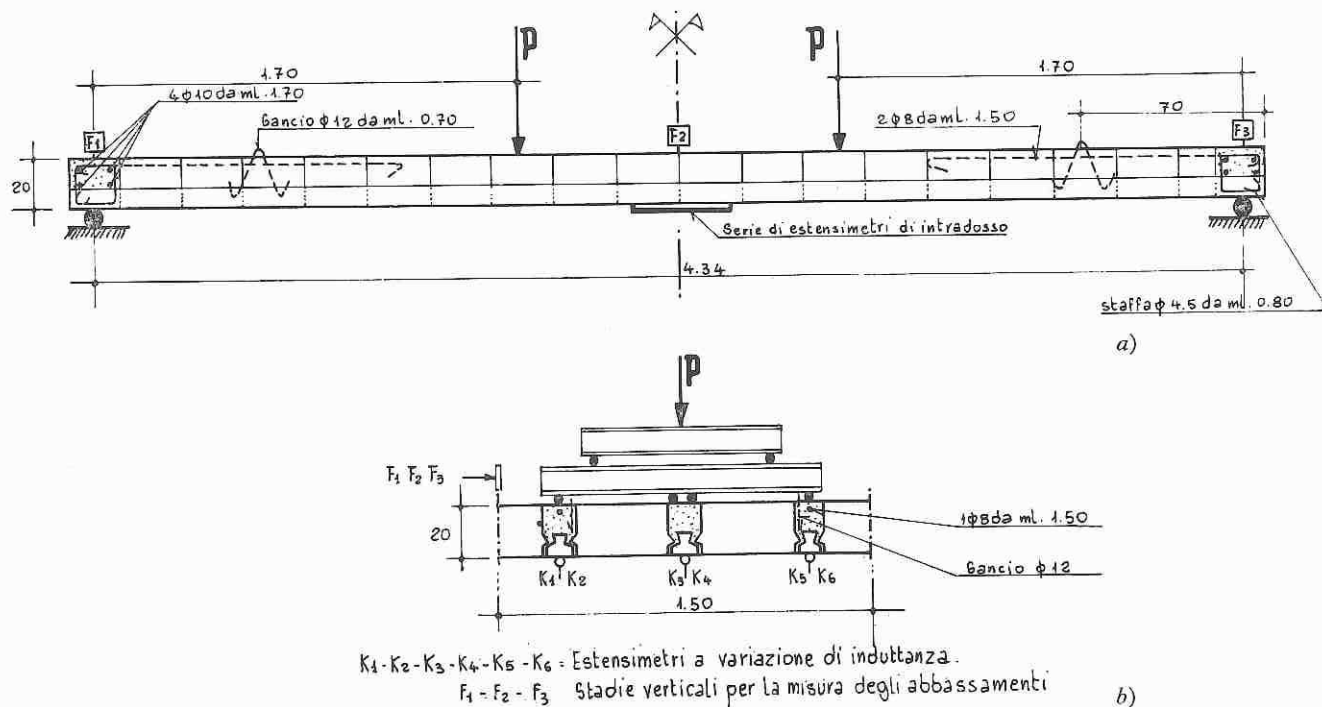


Fig. 9. - Strisce di solaio n. 4-5-6: a) momento positivo: a) schema armatura; b) sezione trasversale.

3) Momenti di rottura positivi

Anche nelle fasi più avanzate del carico si è rilevata la perfetta solidarietà dei vari elementi costituenti il solaio e l'uniformità di comportamento, agli effetti della resistenza a compressione, dei blocchi in laterizio e delle nervature in conglomerato. Il momento di rottura sperimentale supera sistematicamente di oltre il 10% il momento di rottura teorico calcolato con la formula

$$M_{rt} = A_f \cdot \sigma_{fr} \left(h - 0,50 \frac{A_f \cdot \sigma_{fr}}{b \cdot \sigma_w} \right)$$

in cui

- A_f = area dell'armatura metallica contenuta nei travetti
- σ_{fr} = carico di rottura dell'acciaio
- b = larghezza totale della zona compressa (nervature + blocchi)
- σ_w = carico di rottura medio del conglomerato-laterizio assunto pari a 250 kg/cmq.

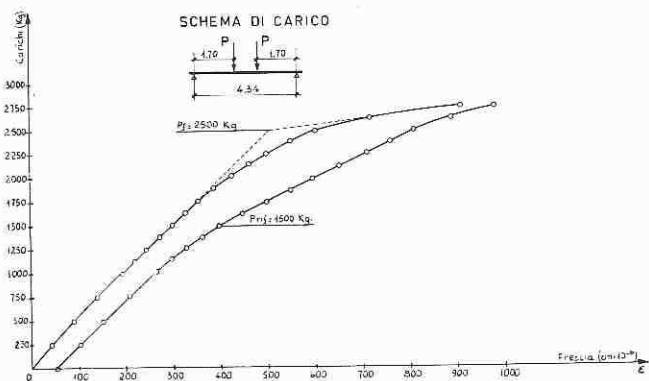


Fig. 10. - Striscia di solaio n. 4: prova di fessurazione e rifessurazione.

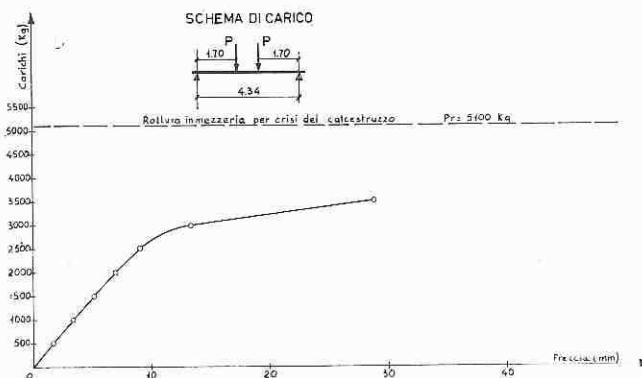


Fig. 11. - Striscia di solaio n. 4: prova a rottura.

4) Momenti negativi

Le prove hanno messo in evidenza la scarsa collaborazione, agli effetti della resistenza a compressione, della parte inferiore dei blocchi in laterizio dovuta essenzialmente alla discontinuità fra l'uno e l'altro blocco non intestati con malta di cemento come nella parte superiore, per cui si ritiene giustificata l'ipotesi di considerare reagenti a compressione i soli travetti in conglomerato.

Il momento di rottura sperimentale risulta sistematicamente superiore a quello teorico calcolato con la formula:

$$M_{rt} = A_f \cdot \sigma_e \left(h - 0,50 \frac{A_f \cdot \sigma_e}{b \cdot \sigma_{lc}} \right)$$

in cui

- A_f = area del ferro
- σ_e = carico di snervamento

h = altezza utile

b = larghezza della suola inferiore dei travetti

σ_{el} = resistenza cilindrica del calcestruzzo diminuita della tensione di precompressione esistente al lembo inferiore dei travetti.

$$\sigma_{te} = 50 \div 60 \text{ kg/cmq.}$$

Accettando un coefficiente di sicurezza a fessurazione pari a 1,10 ne consegue che sotto carico di servizio la tensione al lembo inferiore vale:

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{te} + \sigma_{pi}}{1,10} - \sigma_{pi}$$

Nel caso specifico si ha:

$$\sigma_i = \frac{60 + 134}{1,10} - 134 = 42 \text{ Kg/cmq.}$$

In ogni caso, poiché le tensioni di precompressione raggiungono valori massimi di $150 \div 160 \text{ Kg/cmq.}$, è possibile mantenere la necessaria sicurezza a fessura-

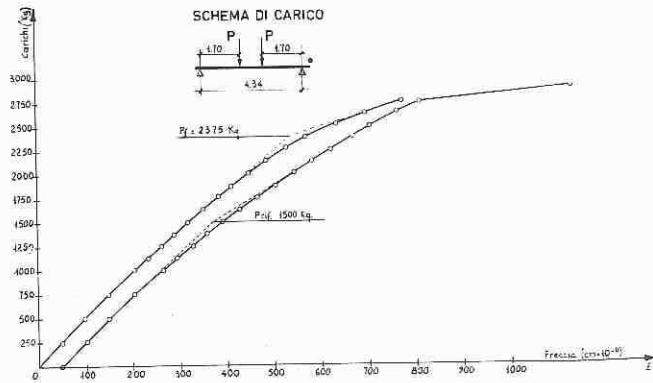


Fig. 12. - Striscia di solaio n. 5: prova di fessurazione e rifessurazione.

e) Osservazioni sui metodi di calcolo in relazione ai risultati sperimentali

1) Verifica a fessurazione

Le prove hanno messo in evidenza che la resistenza a trazione del calcestruzzo può essere valutata con sicurezza pari a 1/10 della resistenza a compressione e quindi nei casi correnti risulterà:

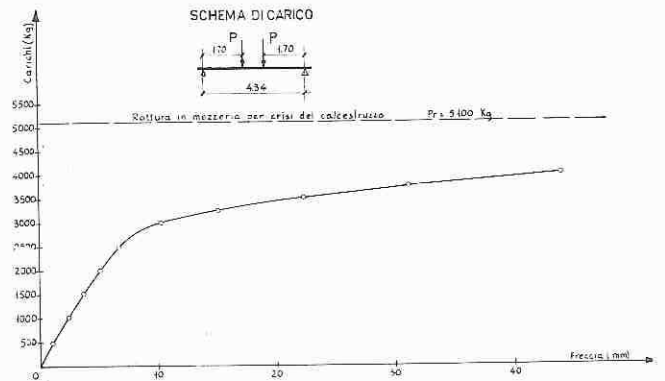


Fig. 13. - Striscia di solaio n. 5: prova a rottura.

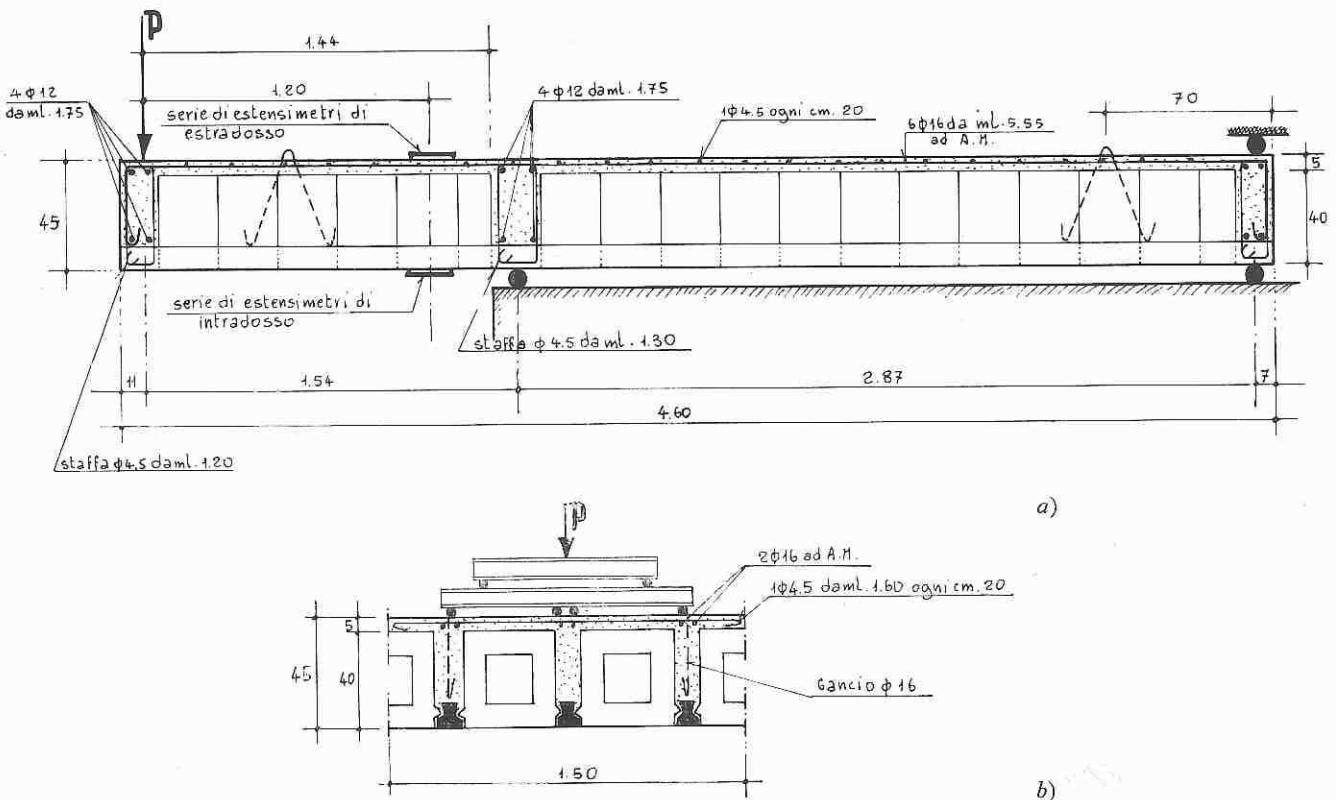


Fig. 14. - Strisce di solaio n. 1-2-3: prove a momento negativo: a) schema armatura, b) sezione trasversale.

zione pur avendo tensioni di trazione sotto carico di esercizio per cui si auspica una modifica delle vigenti norme che vietano le tensioni di trazione sotto carico di esercizio in assenza di apposite armature aggiuntive.

2) Verifica ai momenti negativi

La verifica ai momenti negativi dei solai misti a travetti precompressi può essere condotta col metodo a rottura determinando il massimo momento ammissibile

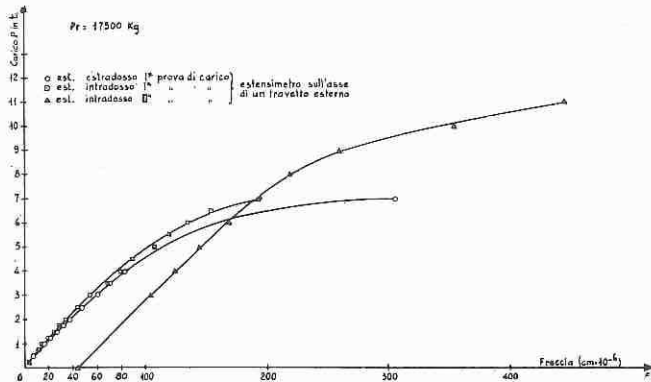


Fig. 15. - Striscia di solaio n. 1: prova a momento negativo.

come rapporto fra il momento teorico di rottura calcolato secondo quanto esposto al paragrafo d - 4, e il coefficiente di sicurezza a rottura che può essere fissato come per le strutture in c.a. normale pari a 2,3 e verificando che l'ampiezza delle fessure sotto carico di esercizio non superi i limiti massimi stabiliti dal regolamento sul c.a. ordinario in relazione alle condizioni ambientali.

INTERVENTO DOTT. ING. GUIDO A. GUIDI

Desidererei integrare e chiarire brevemente quanto ha detto il Prof. Levi in merito alla nostra relazione sui solai misti parzialmente precompressi.

Dividerò il mio discorso in due parti: parlerò prima delle sezioni parzialmente precomprese e poi delle sezioni d'estremità, che possano essere assoggettate a momenti negativi e che, a mio avviso, debbono essere trattate alla stregua del cemento armato ordinario.

Nel calcolo della sezione parzialmente precompressa noi usiamo trascurare le aree non precomprese che stanno sotto l'asse neutro. Il Prof. Levi, partendo dalle risultanze sperimentali riportate nella nostra relazione, che portano a valutare una tensione teorica al lembo inferiore degli elementi precompressi in corrispondenza del momento flettente di fessurazione, pari a circa 1/10 della loro resistenza a compressione, osserva giustamente che detto valore risulterebbe inferiore e probabilmente più vicino al reale, se si considerasse in questa fase l'intera sezione reagente, o comunque se si tenesse in qualche modo conto del contributo di resistenza delle aree della sezione che con la nostra ipotesi semplificativa trascuriamo.

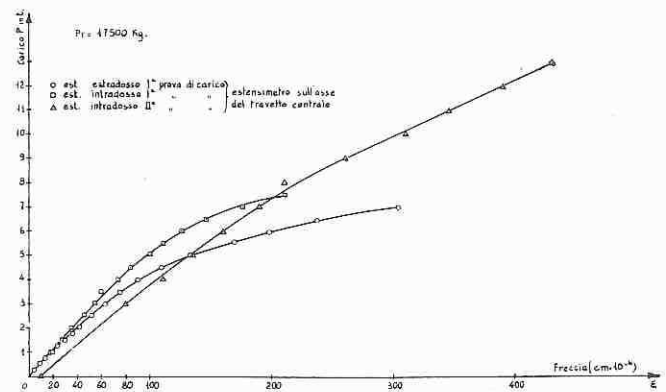


Fig. 16: Striscia di solaio n. 2: prova a momento negativo.

Le prove hanno dimostrato che sia agli effetti della rottura che della fessurazione il metodo offre un largo margine di sicurezza.

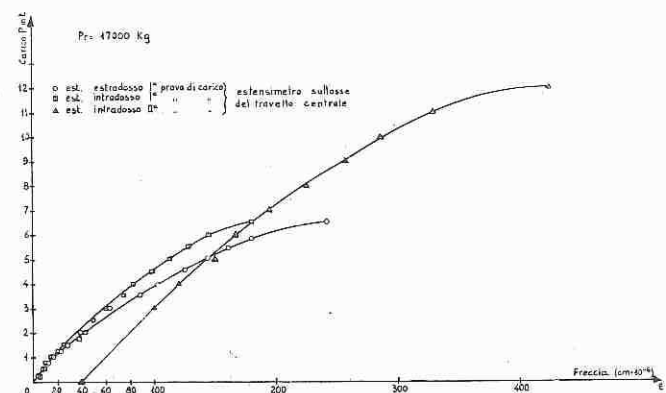


Fig. 17. - Striscia di solaio n. 3: prova a momento negativo.

Ciò è senz'altro esatto. I fattori in gioco sono molti e la loro corretta valutazione e messa in conto può contribuire, dal punto di vista scientifico, ad una migliore conoscenza della distribuzione degli sforzi nella sezione. Dal punto di vista tecnico noi dobbiamo però innanzi tutto preoccuparci del risultato globale. Nella nostra relazione intendevamo semplicemente porre in evidenza che con le ipotesi fatte per il calcolo del momento d'inerzia, e valutando correttamente le cadute di tensione, tutto avviene come se la resistenza a trazione per flessione del travetto precompressa fosse pari a circa 1/10 della sua resistenza a compressione.

Le attuali prescrizioni ministeriali, pur ammettendo che il coefficiente di sicurezza alla fessurazione possa essere 1,1 e pur fissando le modalità per la valutazione delle cadute di tensione, non consentono di tener minimamente conto della resistenza a trazione del calcestruzzo, per cui il coefficiente di sicurezza effettivo alla fessurazione risulta sempre di molto superiore al limite suddetto. L'osservanza dei singoli paragrafi delle norme portano quindi a valutazioni teoriche in contrasto col risultato fisico globale della struttura. Da cui la necessità che siano meglio armonizzati e che comunque venga sancito il principio che il risultato sperimentale debba avere la preminenza su qualsiasi considerazione teorica.

Veniamo ora alle sezioni terminali.

Questi solai possono venire a trovarsi in condizione di vincolo diverso dal semplice appoggio. Occorre quindi stabilire un criterio di valutazione del momento di rottura della sezione d'incastro, che fornisca risultati in armonia con quelli sperimentali.

E' noto che nella sezione terminale l'effetto della precompressione si annulla.

La distanza dall'estremità necessaria per la trasmissione completa del tiro iniziale dell'acciaio al calcestruzzo, varia (a seconda del tipo d'armatura impiegato, della diffusione di questa e della resistenza del calcestruzzo) da $30 \div 150 \varnothing$, essendo \varnothing il diametro equivalente all'area dell'elemento unitario d'armatura impiegato.

A rigore si dovrebbe quindi verificare la sezione in cui l'azione combinata del momento flettente e della precompressione, dà sollecitazioni massime. Un procedimento del genere, laborioso ed aleatorio per la molteplicità dei fattori in gioco, mentre può essere giustificato per strutture complesse, non sembra convenientemente adottabile per i solai misti.

Il procedimento pratico da noi proposto (che è risultato in buona armonia coi risultati sperimentali) consiste nel calcolare il momento di rottura della sezione terminale, considerando reagenti a compressione soltanto le zone massicce facenti corpo con le nervature, attribuendo al calcestruzzo precompresso una capacità di resistenza residua pari alla differenza fra la resistenza prismatica (a 28 giorni) controllata in fase di prefabbricazione e la sollecitazione teorica di precompressione a tempo indefinito aumentata del 10% ($R'_c = 0,8 R_c - 1,1 \sigma_{pi}$). Operando con le formule del C.E.B. si verificherà anche che la percentuale d'armatura non superi il limite pel quale la rottura potrebbe avvenire per compressione

$$\omega \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim} \cdot \frac{0,8 R_c}{\sigma_e}$$

dei momenti dall'incastro alla mezzeria, trasferimento che le ipotesi poste a base del dimensionamento consentono di assorbire con facilità.

In armonia con il nuovo regolamento del cemento armato ordinario, si adotterà il coefficiente di sicurezza 2,3 ($M_s = M_r/2,3$). Per evitare fessurazioni premature dovrà inoltre essere verificato che la trazione massima nell'armatura metallica in corrispondenza del momento di servizio non superi i limiti fissati per il cemento armato ordinario.

A questo punto si potrebbe obiettare che operando in tal modo, sommando la precompressione con la massima compressione indotta da momento di servizio, si raggiungono dei tassi di lavoro elevati. Questa circostanza non ha un'influenza nociva agli effetti della sicurezza. Infatti della presenza delle precompressioni si è tenuto conto nel calcolo di verifica a rottura; d'altra parte è dimostrato dalle ricerche fatte dal Prof. Reusch e riportate nelle Raccomandazioni del C.E.B., che il calcestruzzo può sopportare indefinitivamente, senza rompersi, delle sollecitazioni pari agli 8/10 della resistenza a compressione ottenute in prove condotte a velocità normale; e nel nostro caso, i tassi di lavoro rimangono sempre lontanissimi da tali valori, anche supponendo che il massimo sovraccarico agisca a titolo permanente.

Si deve inoltre considerare che, qualora la compressione elevata agente all'incastro provocasse una accentuazione locale del flUAGE ne deriverebbero due conseguenze favorevoli: riduzione locale della precompressione (e quindi riduzione del tasso di lavoro a compressione); accentuazione delle deformazioni flessionali nelle zone adiacenti all'incastro, e quindi trasferimento che le ipotesi poste a base del dimensionamento consentono di assorbire con facilità.

Sala per conferenze del C.N.R.

Dott. Ing. Antonino Giuffré

SOMMARIO

Come realizzazione di una struttura parzialmente pre-compressa si illustra la copertura in volta scatolare autoportante della Sala per Conferenze del C.N.R.

La precompressione imposta alla struttura è circa il 30 % di quella che sarebbe stata necessaria senza l'armatura in ferro dolce, ed è stata usata con lo scopo di ridurre la trazione nel calcestruzzo al lembo teso in modo da evitare la fessurazione.

La nuova sala per conferenze del Consiglio Nazionale delle Ricerche è stata realizzata nel cortile già esistente nell'edificio di Piazzale delle Scienze su progetto dell'ing. Marcello Rebecchini; il calcolo delle strutture è degli ingegneri Giovanni Calabresi e Antonino Giuffré.

Le dimensioni erano obbligate: $(14,60 \times 26)$; il problema era realizzare una copertura che desse, con la sua forma, il carattere alla sala; si voleva qualcosa di un certo interesse tecnico coerentemente con il carattere del Consiglio Nazionale delle Ricerche.

La soluzione scelta è una copertura scatolare autoportante. Lastre piane triangolari, saldate lungo gli spigoli a forma di piramidi, realizzano una successione di volte-travi appoggiate su una luce media di m. 14,70. La sezione trasversale di una volta-trave ha la forma di una W con la punta centrale più alta in corrispondenza di un appoggio e via via sempre più bassa fino ad annullarsi alla estremità opposta.

Ogni elemento ha una pianta leggermente trapezia e la pianta complessiva della copertura è un trapezio con la base minore rettilinea e la maggiore poligonale.

Su questa si hanno gli appoggi fissi con la trave di coronamento dei pilastri che costituisce elemento terminale dei timpani. Sul lato opposto, rettilineo, tra i vertici inferiori dei timpani e le estremità dei pilastri sono stati interposti dei pendoli in cemento armato per consentire la libera dilatazione agli effetti termici, di ritiro e di precompressione. Lo spessore delle lastre è di 10 cm, tranne che per i timpani, che dallo spessore di 10 cm al vertice superiore si ingrossano fino a far corpo con la trave al bordo inferiore. Il peso proprio, riferito alla proiezione, è variabile da punto a punto

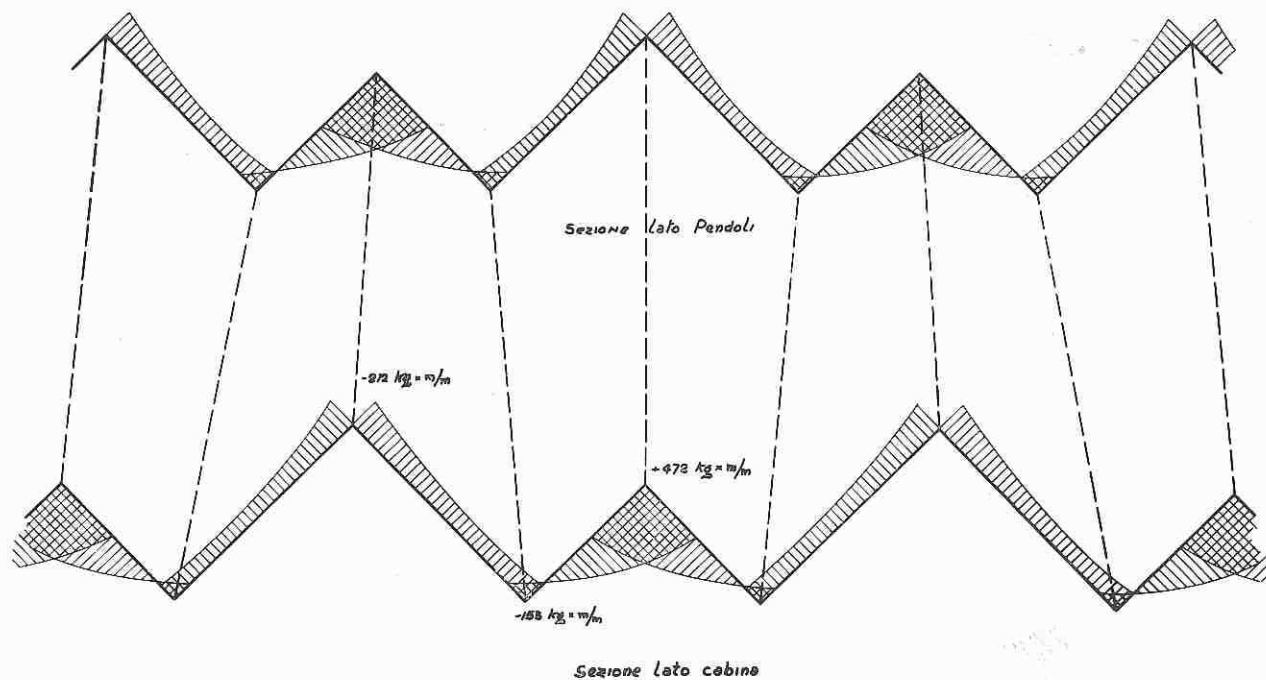


Fig. 1 - Diagramma teorico dei momenti trasversali ($\text{kg} \times \text{m}/\text{m}$).

secondo lo sviluppo della sezione. Mediamente vale $p = 410 \text{ kg/m}^2$.

1) Il calcolo è stato condotto in due fasi: anzitutto verifica e dimensionamento dell'armatura longitudinale di un elemento-trave considerando rigida la sezione trasversale. Successivamente si esamina l'equilibrio di un elemento della sezione trasversale, la sua deformazione, e se ne determinano le sollecitazioni.

a) Prima fase.

L'armatura di ferro dolce al lembo inferiore è 61 cm^2 . Si considera dapprima nulla la precompressione e si calcolano le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio a sezione parzializzata, e la trazione al lembo inferiore a sezione tutta reagente.

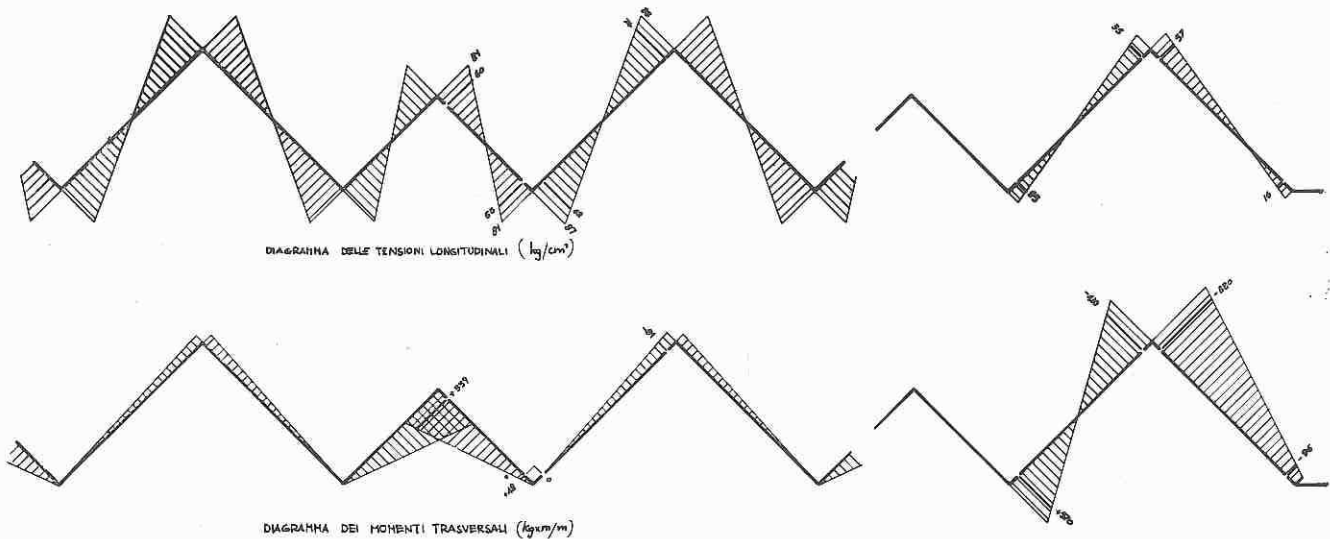


Fig. 2 - Diagrammi sperimentali delle tensioni longitudinali e dei momenti flettenti trasversali.

Successivamente si applica la precompressione, un cavo Freyssinet da $12 \text{ } \varnothing 5$ in ognuno degli spigoli inferiori. In ogni elemento trave vi sono così due cavi per complessive 42 t di compressione a regime.

Considerando la sezione pressoinflessa per l'effetto della flessione dovuta al carico esterno più la compressione, si ripete il calcolo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio a sezione parzializzata e la trazione al lembo inferiore a sezione tutta reagente.

Si riportano i risultati nella sezione all'ascissa $x = 6,30$ dall'appoggio scorrevole, perché di altezza minima, e nella sezione all'ascissa $x = 7,30$ perché di momento massimo.

Sezione $x = 6,30$.

Senza precompressione:

sez. parzializzata:	$\sigma_c = 90 \text{ kg/cm}^2$
	$\sigma_t = 1340 \text{ kg/cm}^2$
sez. tutta reagente:	$\sigma_{et} = -68 \text{ kg/cm}^2$

Con precompressione:

sez. parzializzata:	$\sigma_c = 86 \text{ kg/cm}^2$
	$\sigma_t = 1080 \text{ kg/cm}^2$
sez. tutta reagente:	$\sigma_{et} = -41 \text{ kg/cm}^2$

Sezione $x = 7,30$.

Senza precompressione:

sez. parzializzata:	$\sigma_c = 101 \text{ kg/cm}^2$
	$\sigma_t = 1455 \text{ kg/cm}^2$
sez. tutta reagente:	$\sigma_{et} = -57 \text{ kg/cm}^2$

Con precompressione:

sez. parzializzata:	$\sigma_c = 78 \text{ kg/cm}^2$
	$\sigma_t = 740 \text{ kg/cm}^2$
sez. tutta reagente:	$\sigma_{et} = -33 \text{ kg/cm}^2$

Lo sforzo di trazione $\sigma_{et} = 68 \text{ kg/cm}^2$ determinato nella sezione $x = 6,30$ al lembo inferiore lasciava prevedere una fessurazione che si ritenne preferibile evitare. La presenza di una parziale precompressione riduce a valori accettabili la trazione al lembo teso e in

effetti, ad opera ultimata, non si nota alcuna lesione. Anche la massima compressione al lembo superiore viene ridotta dal valore di 101 kg/cm^2 al valore massimo di 86 kg/cm^2 .

b) Seconda fase.

Si prende in esame la sezione trasversale all'ascissa $X = 7,30$ (fig. 7 a) e si considera un concio di lunghezza unitaria (1 m) a sezione costante. Il concio così isolato è in equilibrio, rispetto alla direzione verticale, sotto l'azione del carico applicato (peso proprio e sovraccarico) e delle differenze degli sforzi taglianti applicati sulle due facce terminali. Questi sono paralleli al contorno della sezione, in ogni punto, e valgono:

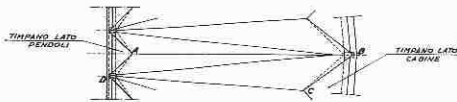
$$\tau = \frac{TS^*}{Ib} \quad (\text{fig. 7 b}).$$

Le loro risultanti sui due bracci della figura sono segnate nel disegno (fig. 7 c).

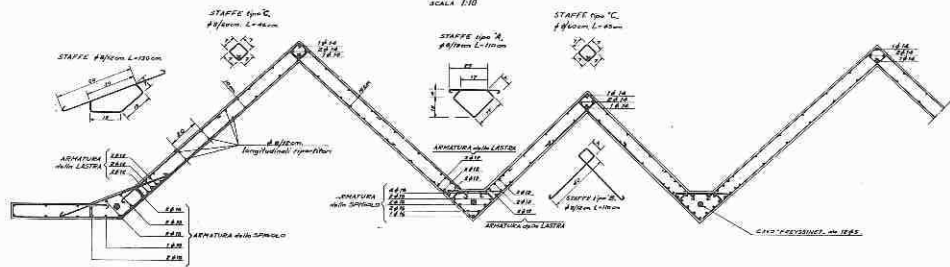
Immaginando di isolare il tronco ABC si mettono in evidenza le reazioni interne in C (il taglio è nullo per simmetria) e si studia la deformazione della mensola.

Per simmetria si vede che tra la sezione A e la sezione C non vi possono essere, nella deformazione, né rota-

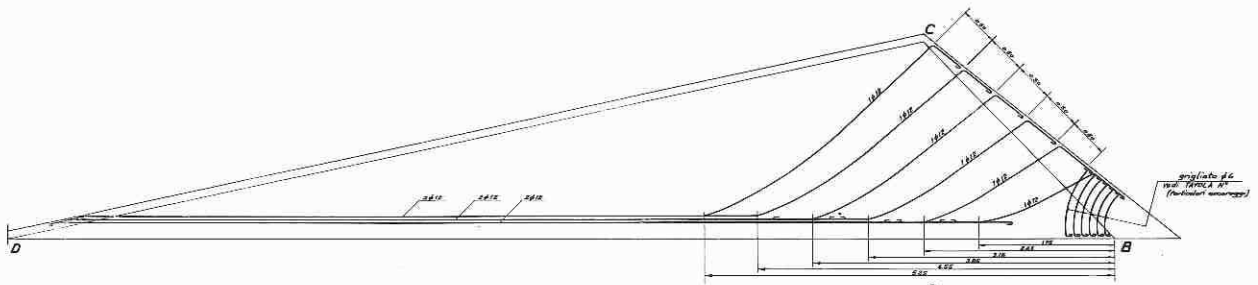
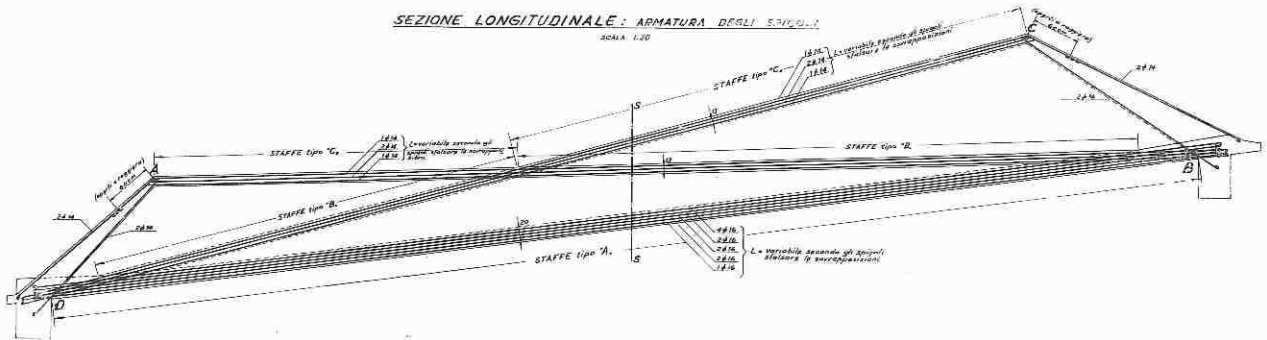
PARTICOLARE PIANTA
SCALA 1/100



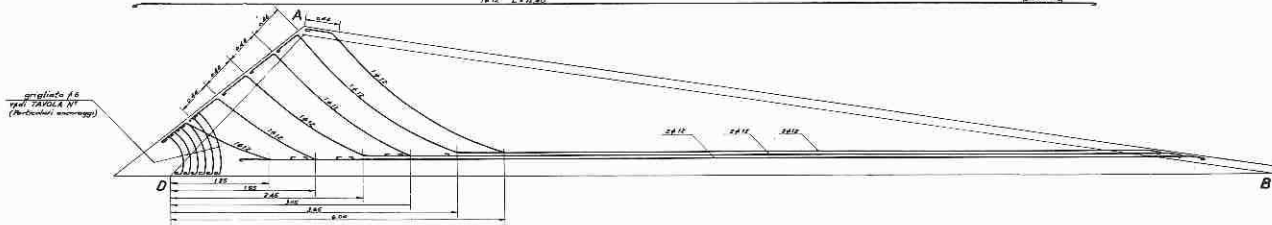
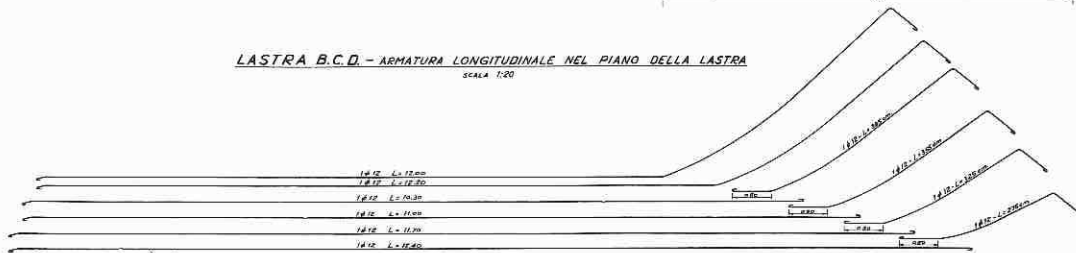
PARTICOLARE SEZIONE TRASVERSALE S-S
SCALA 1/10



SEZIONE LONGITUDINALE: ARMATURA DEGLI SCIVOLI
SCALA 1/20



LASTRA B.C.D. - ARMATURA LONGITUDINALE NEL PIANO DELLA LASTRA
SCALA 1/200



LASTRA A.B.D. - ARMATURA LONGITUDINALE NEL PIANO DELLA LASTRA
SCALA 1/200

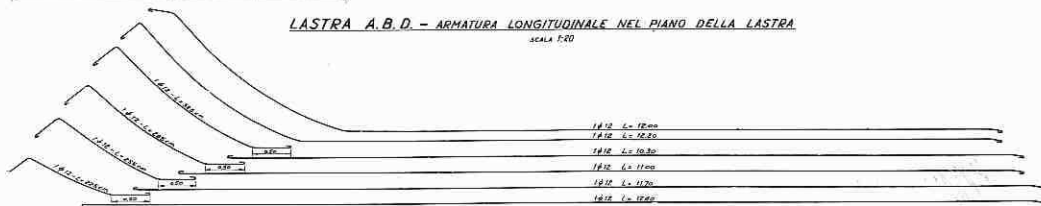


Fig. 3 - Disegni delle armature.

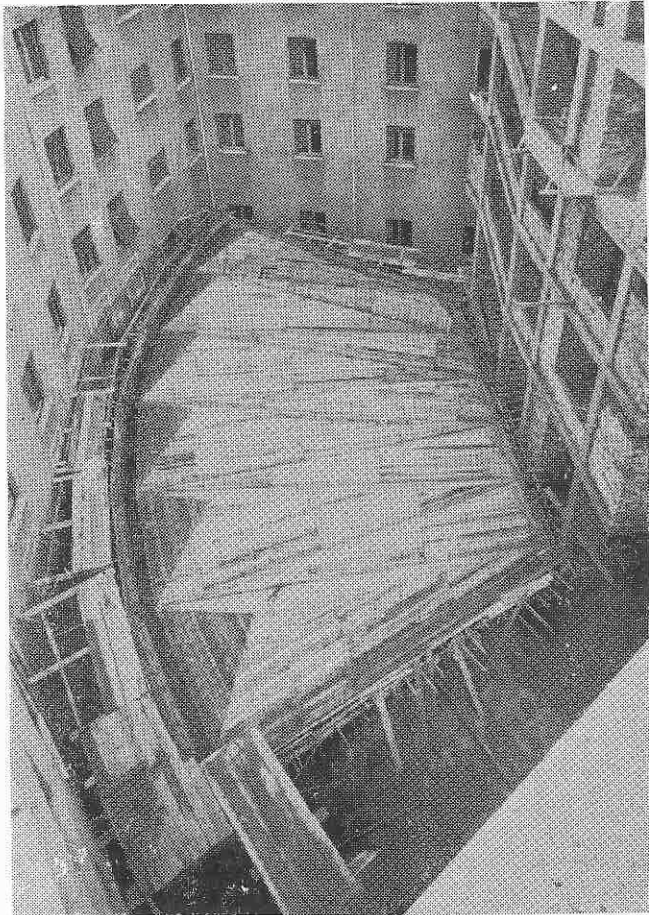


Fig. 4 - La carpenteria vista dall'alto.

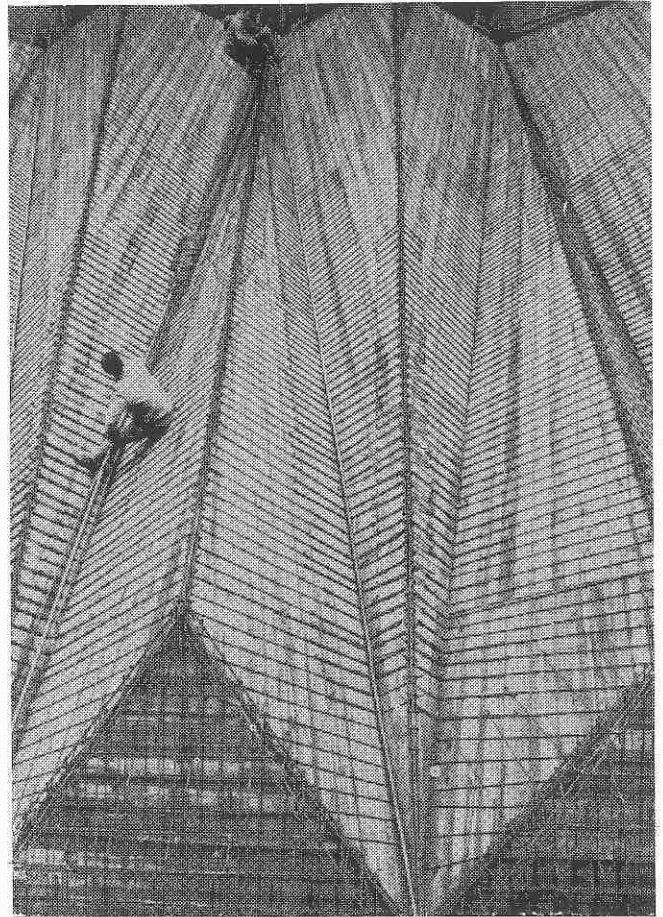


Fig. 5 - L'armatura delle lastre.

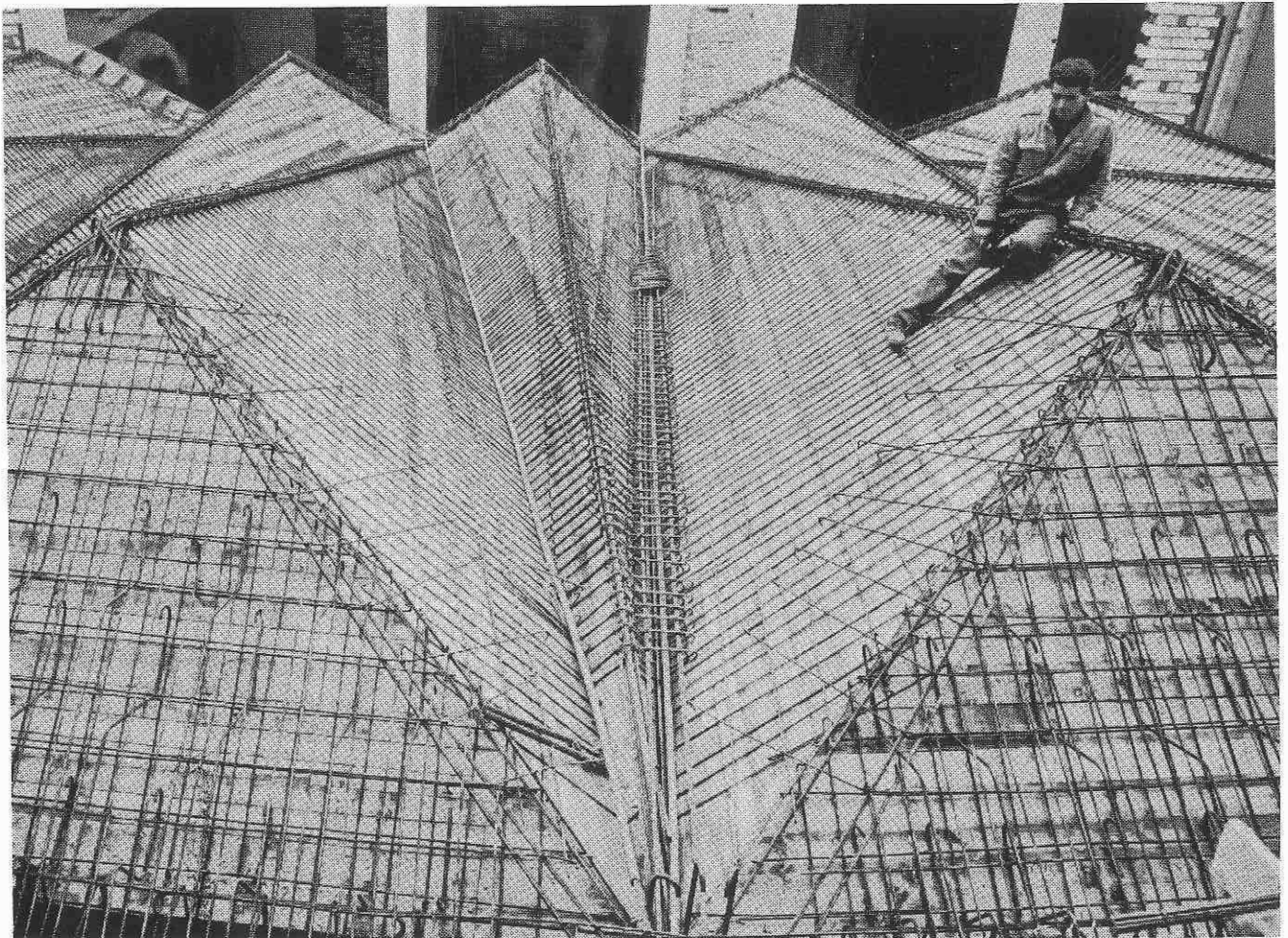


Fig. 6 - I cavi di precompressione lungo gli spigoli.

zioni né spostamenti orizzontali relativi. Si scrivono quindi due equazioni di congruenza con cui si determinano le incognite μ ed X . A conclusione di questo calcolo si è tracciato il diagramma dei momenti flettenti trasversali (fig. 7).

Il massimo valore del momento flettente trasversale è $M = 472 \text{ kg} \times \text{m/m}$, accettabile con lo spessore di 10 cm della volta.

Osservando il diagramma (fig. 7 a) si vede che nello spigolo A sono tese le fibre inferiori mentre, sia nello spigolo B che in C sono tese le fibre superiori. Questo diagramma di momenti flettenti vale per tutta la sezione della volta per cui si può generalizzare dicendo che si hanno le fibre tese all'intradosso nel più basso degli spigoli di displuvio mentre in tutti gli altri le fibre tese sono all'estradosso.

Nella figura 1 si vedono i diagrammi indicativi dei momenti trasversali in due sezioni della volta dalle due

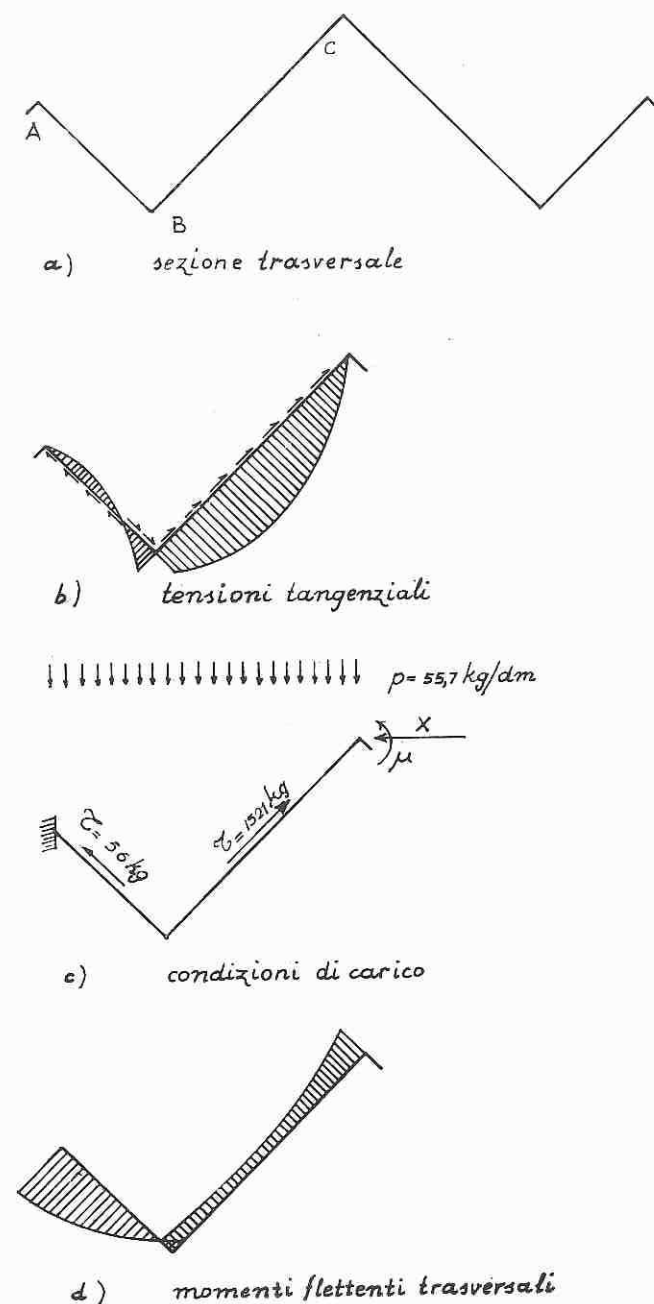


Fig. 7. - Schema di calcolo trasversale.



Fig. 8. - La copertura ultimata.

parti della sezione di altezza minima. Nella sezione $x = 6,30$ in cui i bracci $A-B$ e $B-C$ sono uguali, si hanno per simmetria i momenti di incastro perfetto in tutti gli spigoli.

L'elemento terminale si trova in condizioni diverse perché il bordo libero può assumere qualunque spostamento orizzontale e qualunque rotazione.

Il metodo usato per calcolare l'elemento centrale è poco applicabile a questo caso data la dissimmetria. Si è considerato come valore estremo il momento della lastra tutta a sbalzo dallo spigolo più alto, che dava un valore di $830 \text{ kg} \times \text{m/m}$, cioè circa 1,8 del massimo valore calcolato nell'elemento centrale.

Si è potuto fare un controllo di tali calcolazioni mediante una prova su un modello in perspex. Questo è stato costruito realizzando in un unico pezzo le singole lastre e incollandole poi lungo gli spigoli. La scala, 1 : 16,66, è stata dettata dallo spessore delle lastre di perspex. $s = 0,6 \text{ cm}$.

Sono stati applicati degli estensimetri elettrici lungo alcune sezioni trasversali. In ogni punto si sono applicati due strain gages ortogonali fra di loro sull'estradosso e due corrispondenti all'intradosso. Si sono così misurate le deformazioni unitarie in direzione longitudinale e trasversale sulle due facce.

Per mezzo delle costanti elastiche del materiale si sono calcolate le tensioni longitudinali e trasversali, e da queste ultime si è risalito ai momenti flettenti trasversali.

Si vede (fig. 2) che la distribuzione delle tensioni longitudinali è un po' alterata rispetto alla ipotesi di trave. Infatti su ogni lastra si è osservata una distribuzione delle tensioni con punto di nullo all'incirca in mezzo, anziché sul baricentro dell'intera sezione. Rispetto al calcolo con l'ipotesi di trave, le trazioni al lembo inferiore così determinate, sono maggiori.

I momenti trasversali sono stati rilevati con minore esattezza dato il piccolo valore delle tensioni da cui sono stati ricavati. Tuttavia il diagramma è nettamente dello stesso tipo di quello previsto dal calcolo. Nell'elemento terminale si è potuto osservare un momento trasversale più grande di 1,7 del massimo valore determinato nell'elemento centrale.

Per l'armatura longitudinale è stato usato acciaio ad aderenza migliorata disposto in barre dritte lungo gli spigoli, ed in barre piegate nel piano delle lastre ed ancorate ai timpani (fig. 3). I cavi Freyssinet, negli spigoli più bassi, hanno andamento perfettamente rettilineo e si incrociano in corrispondenza degli appoggi. Per limitare l'effetto delle perdite di tensione per rientro del cono si è operato il tiro da una parte sola realizzando l'auto-ancoraggio dalla parte opposta con lo stesso tipo di cono e di bloccaggio usato dal lato del tiro.

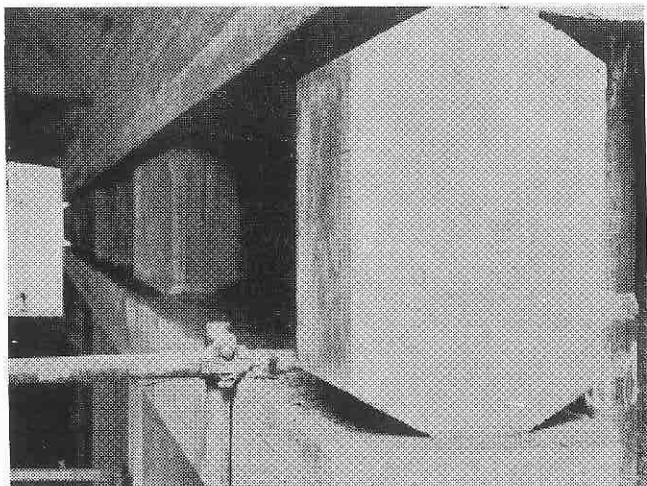


Fig. 9 - I pendoli.

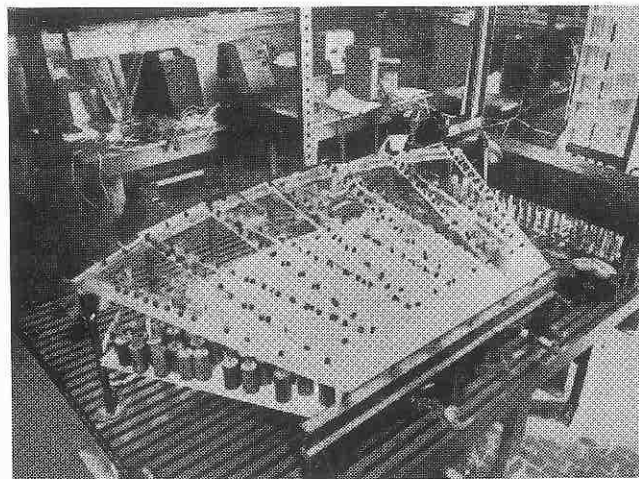


Fig. 10 - Il modello in perspex.

Inoltre, poiché vi sono due cavi per ogni elemento-trave, si è reso simmetrico il diagramma longitudinale risultante di precompressione, sfalsando i lati da cui si è operato il tiro.

L'armatura trasversale è stata realizzata con una doppia maglia $\varnothing 8 \cdot 12 \times 20$ in acciaio liscio Aq 42. Negli spigoli in cui si hanno le fibre tese all'intradosso l'armatura è stata rinforzata mediante l'aggiunta di una staffa speciale.

Per il calcestruzzo si è studiata una granulometria formata da una ghiaia con pezzatura massima di 4 cm e due sabbie. Cemento: 350 kg/m^3 .

Per il getto è stato necessario realizzare la doppia cassaforma. Si è iniziato il getto dello spigolo di compluvio, in cui era stato disposto il cavo di precompressione; successivamente si sono messe in opera le casseforme superiori, anche queste in due successive riprese, e si è operato il getto delle lastre. La necessità di dividere in due tratti la cassaforma superiore è stata dettata dalla lunghezza della lama del vibratore. Tuttavia, poiché in una sola giornata veniva completato il getto di due lastre, non si è avuta alcuna discontinuità nelle riprese.