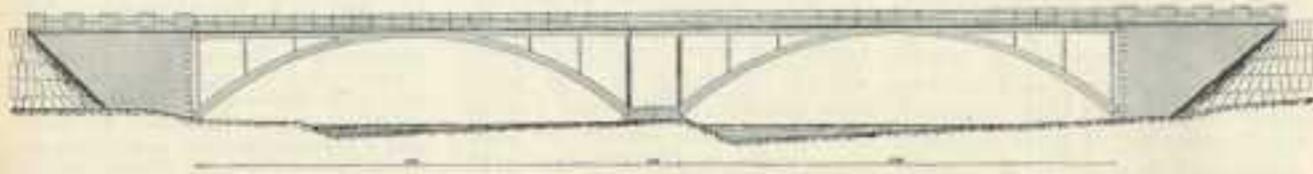


Il nuovo ponte della strada statale del Colle di Nava sul torrente Corsaglia presso S. Michele di Mondovì

Si descrive il nuovo ponte della Strada Statale n. 28 sul Torrente Corsaglia, soffermandosi su alcune particolarità costruttive ed in special modo sul calcolo dei diaframmi a forma di clessidra a sostegno dell'impalcato stradale.



Nello scorso mese di settembre si è aperta al transito la variante di S. Michele di Mondovì della strada statale n. 28 del Colle di Nava.

Prima che quest'opera entrasse in servizio la strada si svolgeva per percorso assai malagevole per curve e strettoie attraverso le case di S. Michele e superava il torrente Corsaglia a valle dell'abitato su di un ponte provvisorio in legname, costruito in sostituzione di un vecchio ponte in muratura distrutto per eventi bellici.

La variante di S. Michele testè inaugurata rientra efficacemente nel piano generale di miglioramento di questa importante arteria promosso e studiato con larghezza di vedute ed opportunità di soluzioni dall'Ispettore Generale dell'Azienda Nazionale delle Strade Statali Ingegnere Francesco Moncelli, e dal Capo del Compartimento della viabilità per il Piemonte Ingegnere Pietro Reynaud.

Il nuovo tronco stradale abbandona la vecchia sede a monte dell'abitato di S. Michele, scende dolcemente e con amplissime curve verso l'alveo del Torrente Corsaglia lo supera con il ponte descritto in queste pagine e si ricollega alla primitiva sede a valle del ponte provvisorio.

L'attraversamento del Corsaglia avviene in corrispondenza di una sezione in cui l'alveo presenta due rami, separati da una lingua di terra di una decina di metri di larghezza. Nei periodi di magra le acque si raccolgono quasi esclusivamente nel ramo di destra, nelle morbide anche il ramo secondario contribuisce allo smaltimento della portata. Soltanto in caso di piene importanti il rilievo che separa i due alvei risulta sommerso dalle acque, che si ritiene possano raggiungere su di esso, in condizioni di massima piena, un metro di altezza.

Al momento in cui fu affidato allo scrivente l'incarico del progetto di massima non si disponeva di risultati di sondaggi. Era per altro facile arguire che nei confronti delle fondazioni la situazione si presentava abbastanza favorevole, poiché quasi sicuramente ci si sarebbe trovati in presenza di una coltre alluvionale ghiaiosa, riposante su di un banco di marna compatta di natura analoga a quella affiorante in sponda sinistra poco a monte della sezione prescelta.

Date le caratteristiche geometriche ed idrauliche dell'alveo e la natura presunta del terreno di fondazione, ed essendo stata fissata la quota della

Fig. 2 - Vista generale del ponte.

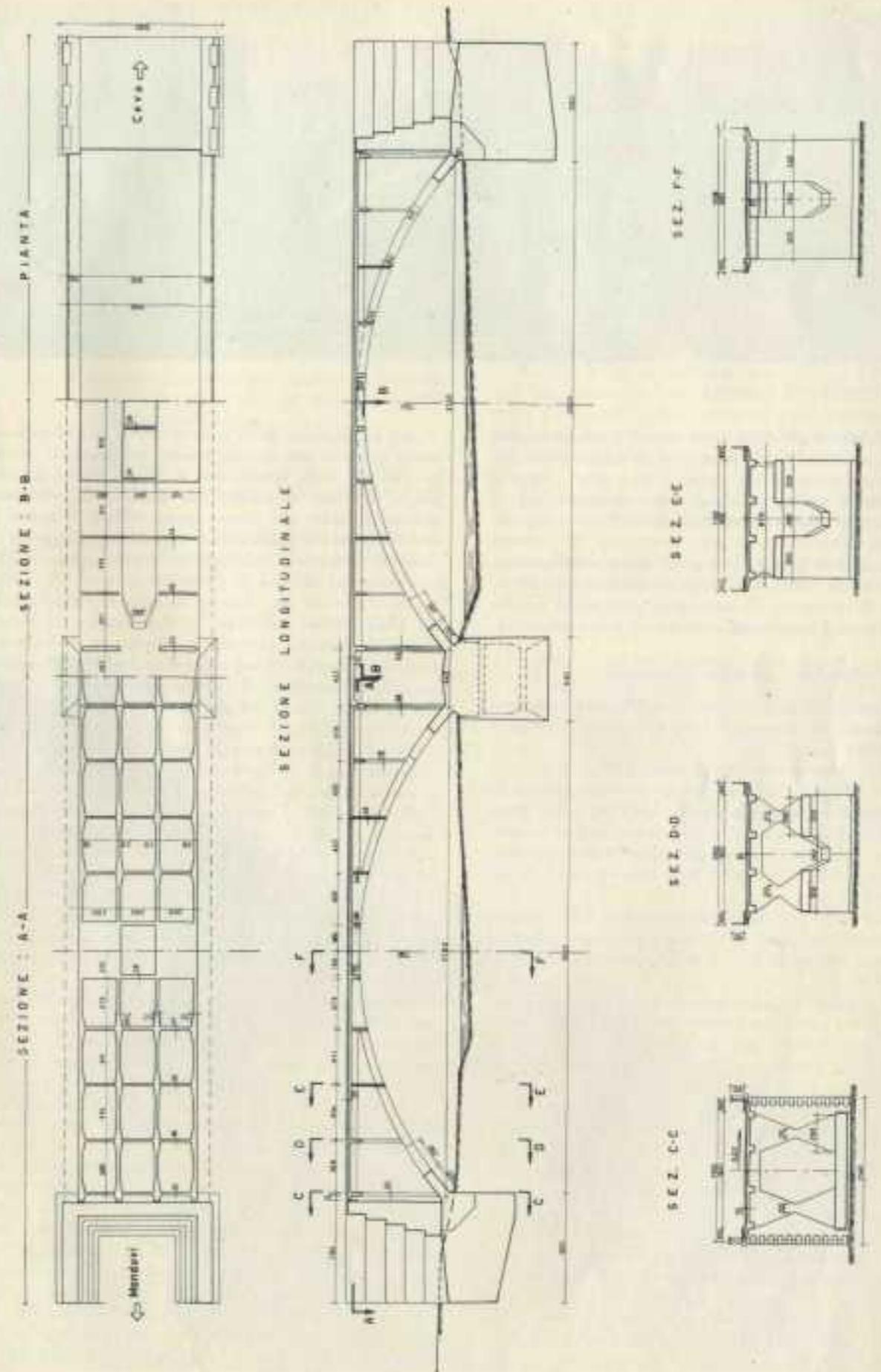


Fig. 3 - Pianta e sezioni caratteristiche del ponte.



Fig. 4 - Un'arcata vista da monte.

sede stradale a m 7,50 circa sopra il piano medio d'alveo, sembrò che la soluzione strutturale più indicata consistesse in un ponte a due arcate eguali, consentendo ancora tale soluzione di impostare la pila centrale in corrispondenza del rilievo compreso tra i due alvei.

Ignorandosi peraltro la profondità e le caratteristiche della coltre alluvionale, sembrò prudente, in fase di progetto di massima, prevedere fondazioni a cassoni in cemento armato ad aria compressa.

Caratteristiche del progetto esecutivo.

Le caratteristiche essenziali dell'opera risultano chiaramente dai disegni e dalle fotografie riprodotti nelle figure 1, 2, 3, 4, 5.

Il ponte presenta una lunghezza tra i vivi di spalla di 79,80 m. ed una larghezza complessiva di impalcato di 11 m.: sede stradale di 9 m. e due marciapiedi a sbalzo di 1 m. È costituito da due arcate, ciascuna delle quali comporta due arconi parabolici incastrati di 37,50 m. di luce teorica e di 7,00 m. di freccia.

Gli arconi sorreggono direttamente ed a mezzo di diaframmi a forma di clessidra gli impalcato stradali, separati tra di loro e dalle spalle da giunti di dilatazione.

Il progetto di massima ed una prima edizione del progetto esecutivo furono eseguiti in base ai carichi regolamentari per le strade di prima classe definiti dalla circolare n. 6018 del Ministero dei Lavori Pubblici (Norm. 1 - all. 4); soltanto a lavori iniziati, dovendosi ottemperare a nuove disposizioni ministeriali, si aggiornò il progetto in base a schemi differenti di carichi, assai più gravosi dei precedenti, comportando tra l'altro due carichi concentrati di 18 tonn. con distanza di 1 m. circa da asse ad asse.

Come il progetto di massima anche il progetto esecutivo fu in un primo tempo studiato con fondazioni a cassoni in cemento armato ad aria compressa, ma essendo stato possibile procedere a sondaggi, si riscontrò la presenza del banco di marna ad una profondità tale da consentire la realizzazione delle fondazioni di spalla per scavo a cielo aperto e prosciugamento meccanico.

La fondazione della pila centrale, avendosi a temere infiltrazioni sensibilmente maggiori di quelle prevedibili nelle fondazioni, di spalla, ed anche allo scopo di porsi al riparo dai danni che avrebbero potuto derivare da piene sopravvenienti durante lo scavo, fu invece realizzata a mezzo di un cassone in cemento armato a cielo aperto le cui caratteristiche risultano dai disegni di fig. 6.

Si tratta di un cassone a base rettangolare di m. 11,50 x 6,40, suddiviso in due camere di lavoro da un diaframma centrale e munito su due diversi piani orizzontali di solettoni angolari, che lasciano ampi vani quadrati di comunicazione con l'esterno per la facile estrazione del materiale di scavo.

Detti solettoni sono stati previsti col duplice scopo di controventare le pareti del cassone e di consentire, ove se ne fosse presentata la necessità, il sovraccarico del cassone stesso, onde facilitarne l'affondamento. I solettoni angolari superiori sono disposti a quota tale da consentire un efficace immorsamento del blocco superiore in cemento armato da cui prendono origine gli arconi.

Sui blocchi di fondazione di spalla trovano pure appoggio i muri frontali e per un certo tratto i muri andatori di contenimento del rilevato stradale con l'effetto di verticalizzare efficacemente la risultante sul terreno di fondazione.

Il massimo valore della compressione media sulla roccia di fondazione della spalla destra (lato Ceva) a ponte completamente carico è risultato di 3,6 Kg/cm²; a questa compressione media corrisponde una compressione massima di 5,4 Kg/cm² in corrispondenza del lato esterno ed una compressione minima di 1,8 Kg/cm² in corrispondenza del lato interno del blocco di fondazione.

Il valore della compressione massima nella roccia di fondazione della pila, a ponte completamente carico su di un'arcata e scarico sull'altra, è di 4,8 Kg/cm² ed il valore della compressione minima, nelle stesse condizioni di carico, di 1,4 Kg/cm².

Gli archi in cemento armato sono stati dimensionati e verificati secondo gli usuali procedimenti della teoria della elasticità per i carichi accidentali sopra menzionati, avendo messo in conto variazioni massime di temperatura di 15° in aumento e di 15°

in diminuzione, ed equiparato l'effetto del ritiro ad una diminuzione di temperatura di 10°. Le loro caratteristiche strutturali risultano dai disegni di fig. 3 e di fig. 7: presentano una larghezza costante di m. 3,20, ed uno spessore variabile da 0,80 m. all'imposte a 0,50 m. in chiave. La legge di variazione dello spessore corrisponde ad una legge di variazione del momento d'inerzia esprimibile a mezzo della:

$$\frac{J_x}{J_c \cos \varphi} = 1 - (1 - n) \cdot \frac{x}{l}$$

dove J_c = momento d'inerzia della sezione in Chiave.

J_x = momento d'inerzia di una sezione qualsiasi che disti di x dal piano di simmetria dell'arco.

φ = angolo d'inclinazione sulla orizzontale della tangente all'asse dell'arco nella sezione considerata.

$$n = \frac{J_c}{J_i \cos \varphi} \text{ essendo:}$$

J_i = momento d'inerzia della sezione d'incastro.

φ_i = angolo d'inclinazione della tangente all'asse dell'arco nella sezione d'incastro.

l = semiluce dell'arco.

A m. 2,20 dalla sezione d'imposta gli arconi si uniscono in un'unica struttura di ripartizione del carico ed a m. 6,00 dalla sezione di chiave ricevono le travi longitudinali dell'impalcato stradale che è, per i corrispondenti tratti, da essi direttamente sopportato.

Per le condizioni più gravose possibili di carico accidentale e di variazioni termiche la verifica delle nove sezioni caratteristiche, per le quali si è proceduto al tracciamento delle linee d'influenza degli sforzi (v. fig. 8), ha portato alla determinazione delle seguenti sollecitazioni massime nel calcestruzzo:

Sezione all'imposta:	σ_c	= 83 Kg/cm ²
Sezione a m. 12,45 dall'imposta:	σ_c	= 85 Kg/cm ²
Sezione in chiave:	σ_c	= 69 Kg/cm ²

In fig. 9 rappresentiamo una sezione trasversale dell'impalcato, la cui struttura principale è costituita da quattro travi continue a tre campate, solidali con gli archi ad una estremità, libere all'estremità opposta per interposizione di giunti di dilatazione.

Le travi sono state calcolate come incastrate ad un estremo e semplicemente appoggiate sui diaframmi di sostegno, data la grande flessibilità di quest'ultimi nel piano longitudinale del ponte.

Soltanto l'impalcato dell'arcata destra comporta

Fig. 5 - Vista generale da monte.



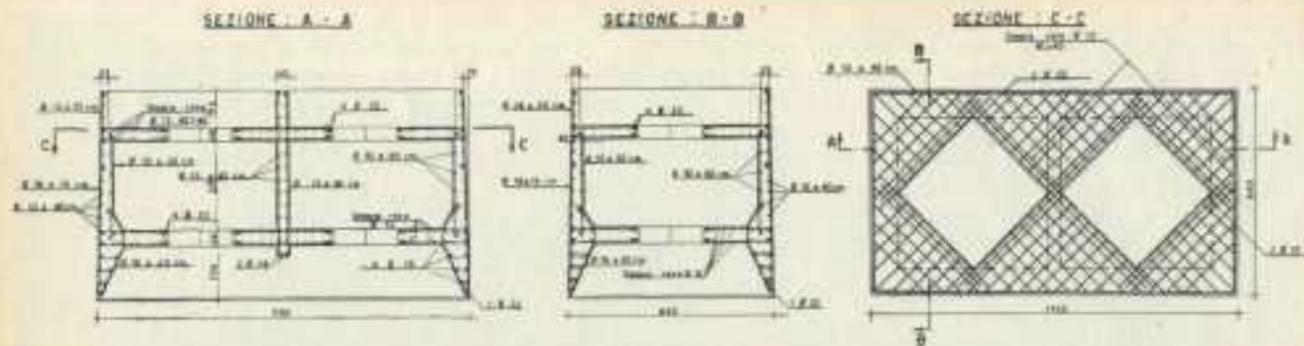


Fig. 6 - Cassone a cielo aperto di fondazione della pila.

da un lato quattro travi continue a quattro campate, sviluppandosi la quarta campata al di sopra della pila centrale. All'estremità di tale campata le travi posano su di un piano di appoggio realizzato in sommità del primo diaframma dell'arcata sinistra verso la pila. Rappresentiamo in fig. 10 i particolari costruttivi di detto appoggio e del giunto di dilatazione tra gli impalcati delle due arcate. Come risulta chiaramente dal disegno, l'appoggio avviene per contatto di piastre di acciaio robustamente ancorate alle strutture in cemento armato a mezzo di zanche saldate.

Le piastre inferiori sono a superfici di contatto piane, mentre quelle superiori presentano superfici di contatto cilindriche atte quindi a consentire libertà di rotazioni oltre che di spostamenti secondo l'asse del ponte.

Si è previsto che tali spostamenti relativi dei due impalcati potessero avvenire senza inconveniente alcuno per semplice strisciamento di superfici di acciaio, tenuto conto del valore modesto della reazione di appoggio dovuta al solo peso proprio della struttura (circa 7 tonn. per la trave centrale maggiormente caricata).

Le travi principali di 30 cm. di larghezza, sono ad altezza costante, di 70 cm. per le travi esterne e di 76 cm. per le travi interne.

La sostituzione dei nuovi schemi di carico ai carichi regolamentari, definiti dalla circolare n. 6018 del Ministero dei Lavori Pubblici, ha reso necessario l'aumento della larghezza delle travi principali da 30 a 50 cm. in corrispondenza degli appoggi, onde far fronte ai rilevanti sforzi di taglio.

I diaframmi di sostegno fungono al contempo da traversi dell'impalcato, venendo a delimitare con le travi principali piastre rettangolari ad armatura incrociata, di $2,60 \times 4,00$ m. e di 20 cm. di spessore.

L'impalcato comporta due marciapiedi a sbalzo di un metro di larghezza a sezione cava, coperti da lastre in cemento armato bocciardato di 5 cm. di spessore. In corrispondenza di lastre rimovibili, che assicurano l'ispezionabilità del vano, sono alloggiati i bocchettoni di scarico delle acque meteoriche, col vantaggio di non ingombrare inutilmente la sede stradale.

Dei diaframmi di sostegno dell'impalcato, i più vicini alla chiave sono costituiti da un'unica lastra rettangolare piena, di 870 cm. di larghezza, di 138 cm. di altezza e di 14 cm. di spessore. Gli altri, di maggiore altezza, ubicati a m. 4,15 dalla sezione d'imposta ed in corrispondenza della sezione stessa d'imposta, sono costituiti da due lastre distinte a forma di clessidra (v. fig. 11). La particolare forma a clessidra di tali diaframmi è stata suggerita dalla

FIG. 7 - Armatura metallica dell'arco e dell'impalcato.

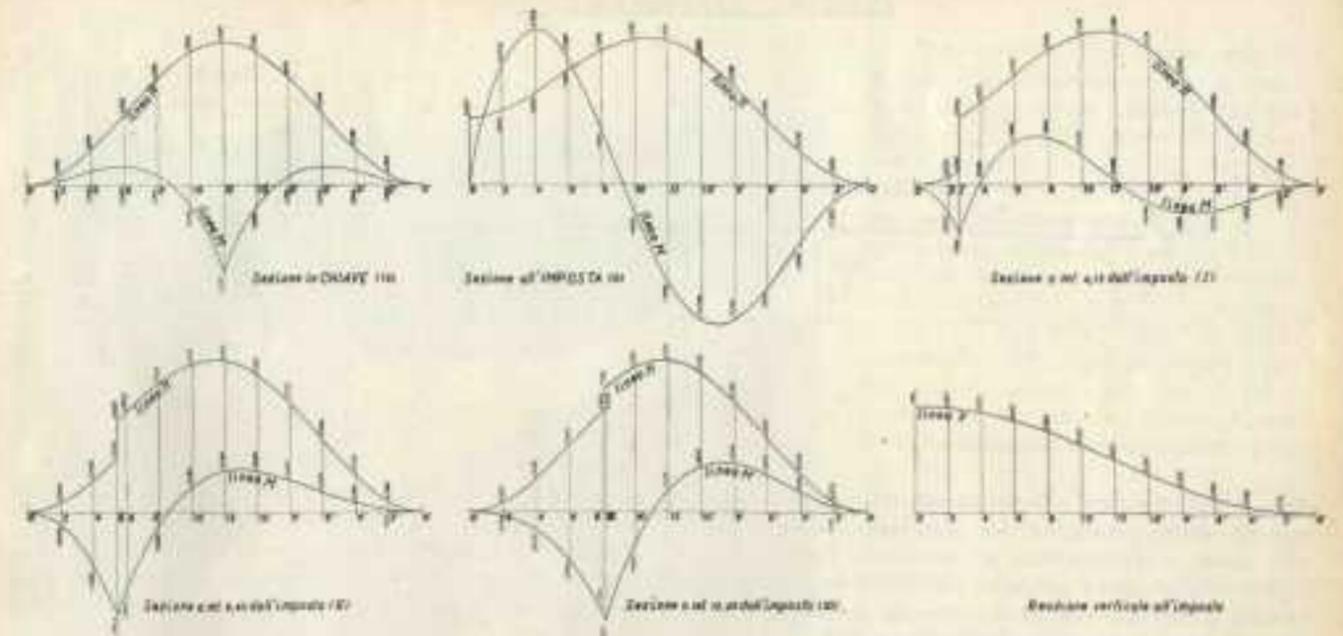
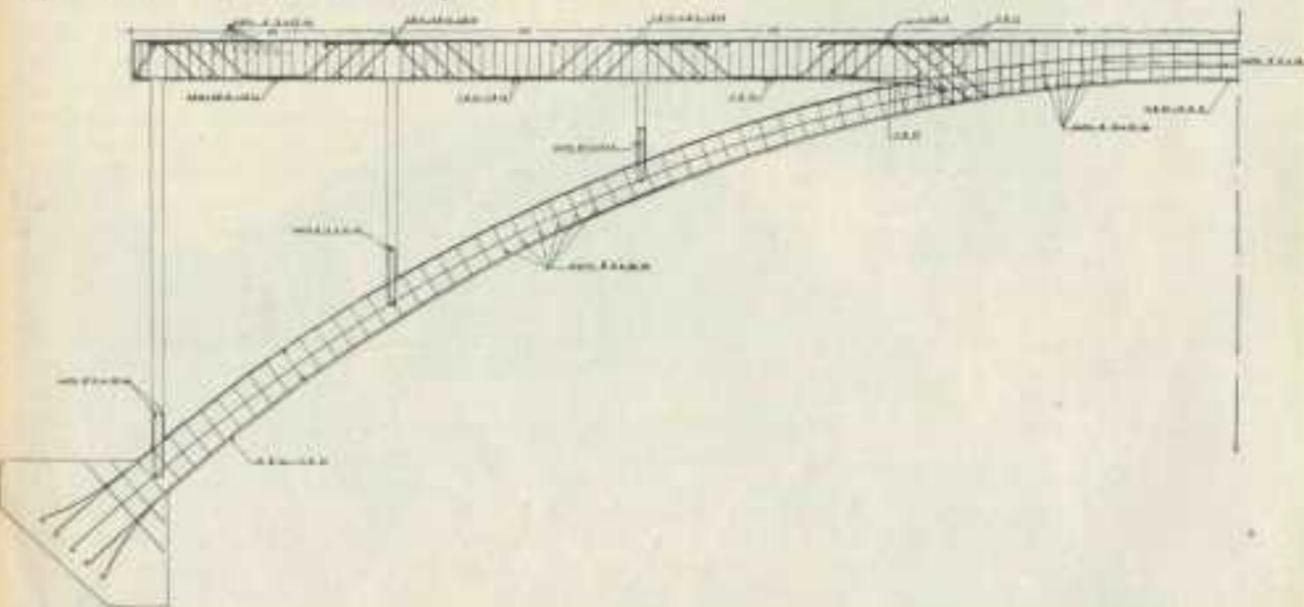


Fig. 8 - Linee d'influenza degli sforzi nelle sezioni caratteristiche degli archi.

convenienza di scaricare su tutta la larghezza degli arconi il peso dell'impalcato ricevendolo direttamente dalle due coppie di travi principali, e questo con una struttura costruttivamente semplice, molto flessibile nel piano longitudinale del ponte e soddisfacente da un punto di vista estetico.

Oltre che alle ragioni costruttive ed estetiche sopra menzionate la forma a clessidra di questi diaframmi si confà alla situazione statica che in essi è dato riscontrare, ove si tenga anche conto degli effetti derivanti da variazioni termiche e dal ritiro dell'impalcato.

Nel calcolo degli elementi strutturali (pilastri, piedritti, diaframmi ecc.), destinati a trasmettere all'arco il peso dell'impalcato, il tener conto, secondo quanto si specificherà appresso, degli effetti delle variazioni termiche porta necessariamente a dimensionare tali elementi strutturali in modo che presentino un più elevato valore del rapporto di snellezza relativo all'inflessione nel piano longitudinale del ponte, nonché un'armatura metallica, atta a resistere ai momenti flettenti in detto piano longitudinale, sensibilmente maggiore di quella che si sarebbe altrimenti portati ad adottare. Questi criteri di dimensionamento migliorano sicuramente la situazione statica delle strutture di sostegno dell'impalcato anche nei riguardi degli effettivi sforzi dovuti ai carichi accidentali di non immediata calcolazione, ove si tenga conto delle deformazioni elastiche dell'impalcato e degli archi, e l'interesse di seguire simili criteri, tanto più sentito quanto più ribassati si presentano gli archi e conseguentemente di limitata altezza i piedritti, sembra confermato dalla constatazione che strutture esistenti di questo tipo presentano, in corrispondenza delle sezioni estreme dei piedritti, lesioni talvolta assai pronunciate e tali da poter compromettere a lungo andare la stabilità stessa dell'impalcato.

Nelle due fotografie di fig. 13, che rappresentano una vista da monte e una vista da valle di una

arcata di un vecchio ponte in cemento armato, si è voluto illustrare un caso limite dal punto di vista del valore, ivi particolarmente basso, del rapporto di snellezza di piedritti, relativo all'inflessione nel piano longitudinale del ponte, e gli inconvenienti statici che ne possono derivare. È interessante notare che le lesioni chiaramente visibili anche in fotografia si ripetono sistematicamente sui piedritti di minore altezza delle diverse arcate del vecchio ponte sopra menzionato.

Nel calcolo dei diaframmi del ponte sul Corsaglia si è imposta una situazione termica tale da determinare effetti così gravi da poterli ritenere non superabili nella realtà.

L'ipotesi fatta è che, restando costante la temperatura dell'arco, l'impalcato subisca una certa variazione uniforme di temperatura t . Ci riferiamo al disegno di fig. 14 dove si rappresenta lo schema usuale di un ponte ad arco ad impalcato superiore solidale in chiave con l'arco stesso e libero alle estremità, sorretto da piedritti pendenti origine dall'arco.

Per effetto della variazione t di temperatura, se si trascurano, operando in senso prudenziale, le azioni di vincolo dei piedritti sull'impalcato, un punto A dell'impalcato, a distanza l dal piano verticale $a-a$, passante per il punto di unione dell'impalcato con l'arco, tende a realizzare uno spostamento orizzontale $\delta = \alpha l t$ dove α è il coefficiente di dilatazione del calcestruzzo.

Il valore della variazione di temperatura t che nelle nostre regioni ed in situazioni normali riteniamo potersi prudenzialmente assumere è di $10^\circ \div 15^\circ$, valore che, a seconda delle modalità costruttive, potrà o meno comprendere l'equivalente termico del ritiro.

La gravità di tale imposizione è in realtà minore di quanto a prima vista potrebbe apparire. Infatti anche una variazione uniforme t_u della temperatura, comune all'impalcato ed all'arco, è

SEZIONE TRASVERSALE TIPO

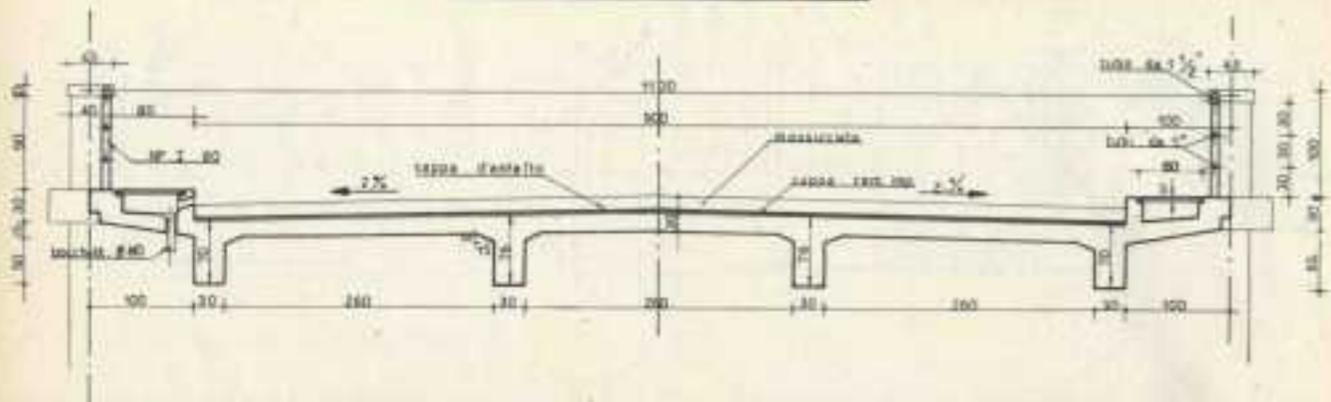


Fig. 9 - Sezione trasversale dell'impalcato.

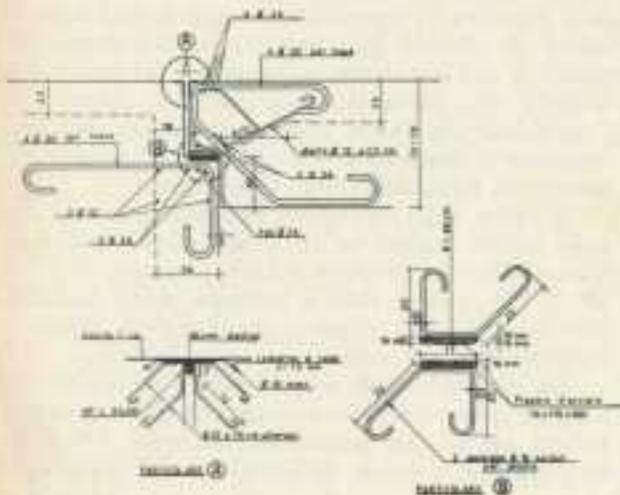
atta a determinare uno spostamento relativo orizzontale delle estremità dei piedritti, spostamento che viene evidentemente ad assumere l'intero valore $\delta = \alpha l t_u$ per i piedritti pendenti origine dalle sezioni d'imposta dell'arco, potendo il valore massimo di 1 risultare pari alla semiluce dell'arco.

Con queste ipotesi, supponendo l'esistenza di incastri perfetti in A ed in B e supponendo, sempre in via prudenziale, una grande rigidità dell'impalcato e dell'arco rispetto a quella dei piedritti, questi ultimi si deformeranno secondo lo schema di fig. 14.

Se il piedritto è di sezione costante, nelle sezioni d'incastro A, B si determineranno (fig. 15) i momenti: $M_A = -M_B = \frac{6 EJ \cdot \delta}{h^2}$, e le reazioni orizzontali: $F_A = -F_B = \frac{2M_A}{h}$, dove h è l'altezza del piedritto, J il momento d'inerzia della sua sezione trasversale attorno ad un asse baricentrico normale al piano del disegno, E il modulo di elasticità, e $\delta = \alpha l t$ lo spostamento orizzontale della sezione A.

A queste reazioni agli incastri dovranno sommersi algebricamente le analoghe reazioni determinate dal carico verticale trasmesso al piedritto dall'impalcato, reazioni che sono per altro general-

Fig. 10 - Particolari del giunto di dilatazione e dell'appoggio dell'impalcato in corrispondenza del diaframma all'imposta sulla pila.



mente trascurabili rispetto a quelle determinate dagli spostamenti δ ; il che è di per sè evidente, stante l'entità del carico verticale sempre notevolmente inferiore al carico critico relativo al piedritto, e comunque di facile dimostrazione numerica per casi concreti.

Riferendoci allo schema di fig. 15, la deformata dell'asse del diaframma per effetto dello spostamento δ si ricava per integrazione dell'equazione:

$$\frac{d^2 \eta_1}{dx^2} = -\frac{M_{10}}{EJ} = -\frac{M_A + F_{Ax}}{FJ}$$

che può essere scritta, ricordando le espressioni di M_A, F_A in funzione di δ :

$$\begin{aligned} \frac{d^2 \eta_1}{dx^2} &= -\frac{6\delta}{h^2} + \frac{12\delta}{h^2} x, \text{ da cui} \\ \frac{d\eta_1}{dx} &= -\frac{6\delta x}{h^2} + \frac{6\delta x^2}{h^2} + C_1 \\ \eta_1 &= -\frac{3\delta}{h^2} x^2 + \frac{2\delta}{h^2} x^3 + C_1 x + C_2 \end{aligned}$$

Imponendo che per $x = 0$ siano $\frac{d\eta_1}{dx} = 0, \eta_1 = \delta$ si ottiene $C_1 = 0, C_2 = \delta$ per cui in definitiva l'equazione della linea elastica risulta:

$$\eta_1 = -\frac{3\delta}{h^2} x^2 + \frac{2\delta}{h^2} x^3 + \delta \quad (1)$$

Chiamando ora N il carico verticale agente sul piedritto precedentemente deformato dallo spostamento relativo δ dalle due estremità, F' le reazioni orizzontali ed M' i momenti che si determinano nelle sezioni d'incastro per effetto del carico N, se trascuriamo gli effetti di second'ordine, potremo scrivere per il momento M lungo l'asse del diaframma, riferendoci allo schema di fig. 16:

$$M = -Ny + F'_{Ax} - M'_A$$

dove $y = \delta - \eta_1$, essendo η_1 le ordinate della deformata conseguente allo spostamento δ . L'equazione differenziale della linea elastica risulta dunque:

$$E \cdot J \cdot \frac{d^3 \eta_1}{dx^3} = Ny - F'_{Ax} + M'_A$$



Fig. 11 - Particolare dei diaframmi e vista inferiore dell'impalcato.

Pertanto sostituendo ad η_1 , l'espressione (1) potremo scrivere:

$$\begin{aligned} EJ \frac{d^3 \eta_1}{dx^3} &= N \left(\frac{3\delta x^2}{h^2} - \frac{2\delta x^3}{h^2} \right) - F'_{Ax} + M'_A \\ EJ \frac{d\eta_1}{dx} &= N \left(\frac{\delta x^2}{h^2} - \frac{\delta x^3}{2h^2} \right) - \frac{F'_{Ax} x^2}{2} + M'_A x + C'_1 \\ EJ \eta_1 &= N \left(\frac{\delta x^3}{4h^2} - \frac{\delta x^4}{10h^2} \right) - \frac{F'_{Ax} x^3}{6} + \frac{M'_A x^2}{2} + C'_1 x + C'_2 \end{aligned}$$

imponendo che per $x = 0$ siano $\frac{d\eta_1}{dx} = 0, \eta_1 = 0$, si ottiene $C'_1 = C'_2 = 0$.

Imponendo inoltre che per la sezione B, ($x = h$), del diaframma non abbiano a prodursi nè rotazioni nè spostamenti si giunge al sistema di equazioni in F'_A ed M'_A :

$$\begin{aligned} N \frac{\delta h}{2} - F'_A \frac{h^2}{2} + M'_A h &= 0 \\ N \frac{3\delta h^3}{20} - F'_A \frac{h^3}{3} - M'_A \frac{h^2}{2} &= 0 \end{aligned}$$

da cui si ricava:

$$\begin{aligned} F'_A &= 1,2 \frac{\delta}{h} \cdot N \\ M'_A &= 0,1 \delta N. \end{aligned} \quad (2)$$

essendo poi per ragioni di simmetria: $F'_A = -F'_A, M'_B = -M'_A$.

Se si applicano le espressioni (2) al caso del diaframma pieno a m. 8,45 dalla sezione d'imposta, che dista m. 4,30 dal punto di unione dell'impalcato con l'arco, ha uno spessore di 14 cm., un'altezza di 138 cm. ed una larghezza di 870 cm., e può essere sottoposto ad un carico verticale massimo (peso proprio + carico accidentale) $N = 105.000 \text{ Kg.}$, posta $E = 250.000 \text{ Kg/cm}^2$, è facile constatare che, indipendentemente dal valore assunto per t, il rapporto tra il valore dei momenti $M' = 0,1\delta N$ ed il valore dei momenti $M = \frac{6EJ}{h^2}$ vale circa $\frac{1}{1500}$ mentre il rapporto tra il valore delle reazioni orizzontali $F' = 1,2 \frac{\delta}{h} N$ e le reazioni orizzontali $F = \frac{2M}{h}$ vale circa $\frac{1}{250}$.

Risulta dunque confermato per questo caso concreto che nel calcolo dei momenti e delle reazioni orizzontali agli incastri dei piedritti è sufficiente tener conto delle reazioni determinate dallo spostamento per variazioni termiche dell'impalcato, trascurando quelle determinate dal carico

verticale gravante sui piedritti stessi.

Il calcolo dei diaframmi a forma di clessidra è stato condotto in base alle considerazioni ed alle constatazioni sopra riportate, tenendo per altro conto della variabilità dei momenti d'inerzia delle sezioni trasversali.

Essendo questi diaframmi simmetrici rispetto ad un piano orizzontale passante per la sezione ristretta, per semplicità di calcolo conviene prendere in conto una metà soltanto del diaframma, sostituendo allo schema statico rappresentato in fig. 15 quello corrispondente rappresentato in fig. 17.

Il diaframma risulta così sottoposto ad un momento d'incastro M, ed alla reazione orizzontale F nella sezione d'incastro, ed alla sola reazione F nella sezione ristretta, annullandosi in detta sezione, per ragioni di simmetria, il momento flettente.

Schematizzato il diaframma come in fig. 18, chiamata L_1 la larghezza del diaframma nelle sezioni d'incastro, L_2 la larghezza minima di mezzeria, h l'altezza, s lo spessore, stabilito un asse di riferimento x con origine nella sezione ristretta, potremo scrivere che il momento d'inerzia J_x del diaframma varia nell'intervallo $0 \leq x \leq \frac{h}{2}$ secondo la legge:

$$J_{(x)} = \frac{1}{12} s^3 \left[L_2 + (L_1 - L_2) \frac{2x}{h} \right]^2$$

che, posti:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{s^3 (L_1 - L_2)}{6} \\ \mu &= \frac{L_2 h}{2 (L_1 - L_2)} \end{aligned}$$

assume l'espressione:

$$J(x) = \lambda \cdot (\mu + x)$$

L'equazione differenziale della linea elastica è espressa dalla:

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EJ(x)} = -\frac{F \cdot x}{E \cdot \lambda \cdot (\mu + x)}$$

che potrà essere scritta sotto la forma:

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\frac{F}{E\lambda} \left(1 - \frac{\mu}{\mu + x}\right), \text{ per cui:}$$

$$\frac{d\eta}{dx} = \frac{F}{E\lambda} [x - \mu \log(\mu + x) + C_1]$$

$$\eta = \frac{F}{E\lambda} \left[\frac{x^2}{2} - \mu(\mu + x) [\log(\mu + x) - 1] + C_1 x + C_2 \right]$$

imponendo che per $x = \frac{h}{2}$ sia $\frac{d\eta}{dx} = 0$ e che per

$x = 0$ sia $\eta = \frac{\delta}{2}$ si ricava:

$$C_1 = \mu \log\left(\mu + \frac{h}{2}\right) - \frac{h}{2}$$

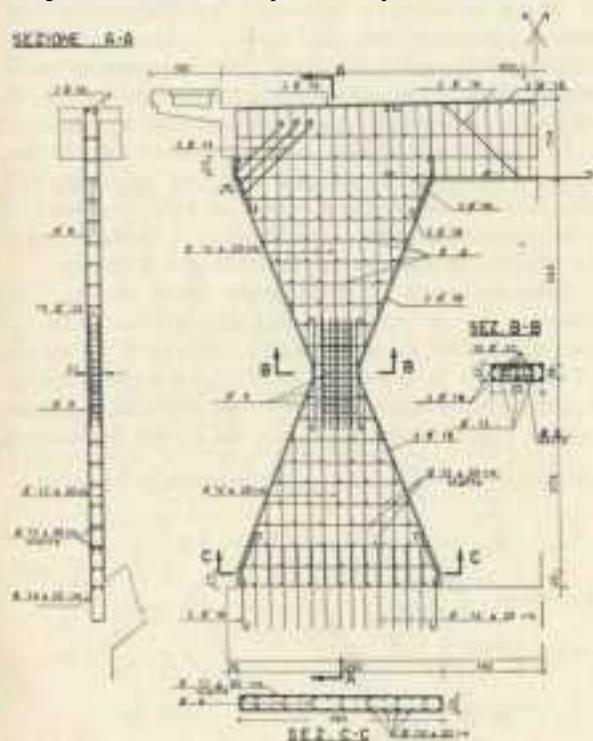
$$C_2 = \mu^2 (\log \mu - 1) + \frac{3E\lambda}{2F}$$

l'equazione della deformata resta dunque espressa dalla:

$$\eta = \frac{F}{E\lambda} \left[\frac{x^2}{2} - \mu(\mu + x) [\log(\mu + x) - 1] + \left[\mu \log\left(\mu + \frac{h}{2}\right) - \frac{h}{2} \right] x + \mu^2 (\log \mu - 1) + \frac{3E\lambda}{2F} \right]$$

imponendo ora che per $x = \frac{h}{2}$ sia $\eta = 0$, si ricava

Fig. 12 - Diaframma all'imposta sulla spalla - Armature.



il valore delle reazioni orizzontali F in funzione dello spostamento δ e delle caratteristiche geometriche del diaframma:

$$F = \frac{\frac{3}{8} \cdot \lambda \cdot E}{\frac{1}{8} h^2 - \mu^2 \log \mu - \mu \frac{h}{2} + \mu^2 \log\left(\mu + \frac{h}{2}\right)} \quad (3)$$

Il valore dei momenti M nelle sezioni d'incastro è immediatamente calcolabile a mezzo della:

$$M = \frac{h}{2} \cdot F \quad (4)$$

A titolo di esempio applichiamo le espressioni risolutive sopra dedotte alla verifica del diaframma a clessidra a m. 4,15 dall'imposta rappresentato in fig. 19.

Le caratteristiche geometriche di questo diaframma sono:

$$h = 342 \text{ cm.}, L_1 = 290 \text{ cm.}, L_2 = 90 \text{ cm.}, s = 18 \text{ cm}$$

I coefficienti caratteristici λ e μ valgono:

$$\lambda = \frac{2(L_1 - L_2)}{h} \cdot \frac{s^2}{12} = \frac{2(290 - 90)}{342} \cdot \frac{18^2}{12} = 566 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{L_2 \cdot h}{2(L_1 - L_2)} = \frac{90 \cdot 342}{2 \cdot (290 - 90)} = 77 \text{ cm.}$$

Poniamo pure in conto una variazione termica globale particolarmente elevata e pari a 25°, trovandosi detto diaframma ad una distanza di m. 8,60 dal punto di unione dell'impalcato con l'arco, si potrà verificare uno spostamento relativo orizzontale massimo δ delle due sezioni estreme del diaframma:

$$\delta = 0,00001 \times 25 \times 860 = 0,215 \text{ cm.}$$

Assunto quale valore del modulo di elasticità $E = 250.000 \text{ Kg/cm}^2$, potremo procedere a mezzo della (3) e della (4) al calcolo delle reazioni orizzontali F e dei momenti flettenti M agli incastri avremo:

$$F = \frac{\frac{3}{8} \cdot 0,215 \cdot 566 \cdot 250.000}{\frac{342^2}{8} - 77^2 \log 77 - 77 \cdot \frac{342}{2} + 77^2 \log\left(77 + \frac{342}{2}\right)} = 1820 \text{ Kg.}$$

$$M_0 = F_0 \cdot \frac{h}{2} = 1820 \cdot 171 = 312.000 \text{ Kg. x cm.}$$

Il carico verticale N_p dovuto al solo peso proprio dell'impalcato e del diaframma vale 28.300 Kg., mentre dalle linee d'influenza delle reazioni sugli appoggi delle travi continue si ricava che la reazione massima su di uno dei diaframmi esaminati, dovuta ai carichi accidentali, vale $N_a = 50.500 \text{ Kg.}$; il carico verticale massimo vale dunque:

$$N_p + N_a = 78.800 \text{ Kg.}$$

Occorre procedere alla verifica a pressoflessione della sezione d'incastro per le due condizioni:

1) Solo carico permanente + effetto dello spostamento δ :

$$M = 312.000 \text{ Kg. x cm.}$$

$$N_p = 28.300 \text{ Kg.}$$

2) Carico permanente e accidentale + effetto dello spostamento δ :

$$M = 312.000 \text{ Kg. x cm.}$$

$$N_p + N_a = 78.800 \text{ Kg.}$$

Si dovrà procedere inoltre alla verifica della sezione minima di mezzzeria per il solo carico massimo $N_p + N_a = 78.800 \text{ Kg.}$, applicato nel baricentro della sezione, annullandosi in essa il momento flettente.

Mettendo in conto l'armatura quale risulta dagli schemi di fig. 19 ed assumendo $n = \frac{E_s}{E_c} = 10$

le compressioni massime σ_c verificate nel conglomerato cementizio nelle varie condizioni di carico sono le seguenti:

Sezione d'incastro

1a) condizione di carico -

$$M = 312.000 \text{ Kg. x cm.}, N_p = 28.300 \text{ Kg.} : \sigma_c = 34,3 \text{ Kg/cm}^2$$

2a) condizione di carico -

$$M = 312.000 \text{ Kg. x cm.}, N_p + N_a = 78.800 \text{ Kg.} : \sigma_c = 31,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Sezione ristretta di mezzzeria

$$N_p + N_a = 77.300 \text{ Kg.} : \sigma_c = 35,9 \text{ Kg/cm}^2$$

La verifica al taglio delle sezioni dei diaframmi, e in particolare della sezione minima di mezzzeria risulta generalmente superflua, in quanto le forze taglianti F sono per lo più relativamente piccole.

Nel caso in esame $F = 1820 \text{ Kg.}$, per cui essendo l'area della sezione ristretta di cm. $90 \times \text{cm.} 18 = 1620 \text{ cm}^2$, la tensione tangenziale nel piano orizzontale risulta, prescindendo dall'esistenza della armatura, di $1,13 \text{ Kg/cm}^2$.

Da questi dati sembra potersi concludere che, per i ponti del tipo di quello qui descritto, la forma a clessidra con variazione lineare del momento di inerzia nei diaframmi di sostegno dell'impalcato stradale, oltre a presentare vantaggi di carattere costruttivo ed estetico, rappresenta una soluzione staticamente razionale, in quanto consente di realizzare sollecitazioni massime quasi eguali nelle varie sezioni caratteristiche dell'elemento portante, ove si pongano anche in conto, secondo quanto si è detto, gli effetti statici delle variazioni di temperatura e del ritiro del calcestruzzo.

Modalità di esecuzione - Collaudo.

I lavori di costruzione del ponte furono appaltati insieme a quelli dell'intera variante dall'Azienda Nazionale Autonoma delle Strade Statali all'Impresa F.lli Sogno di Torino.

Le fondazioni di spalla vennero eseguite, come già si è detto parlando delle caratteristiche del progetto, per scavo a cielo aperto e prosciugamento meccanico.

Allo scopo di eseguire all'asciutto lo scavo ed il getto d'immersione del blocco di fondazione nel banco di marna, si è proceduto allo scavo della coltre alluvionale su di un'estensione alquanto maggiore di quella occupata dal blocco di fondazione

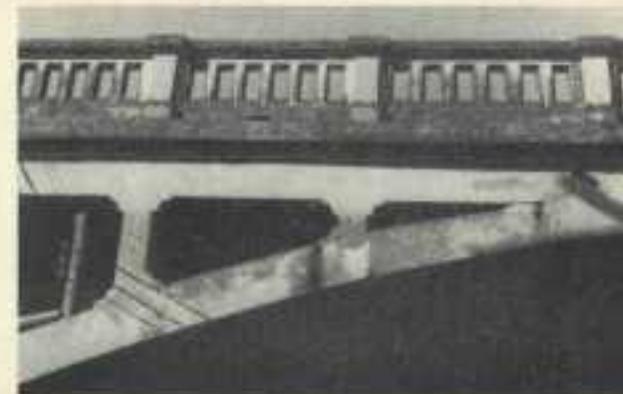
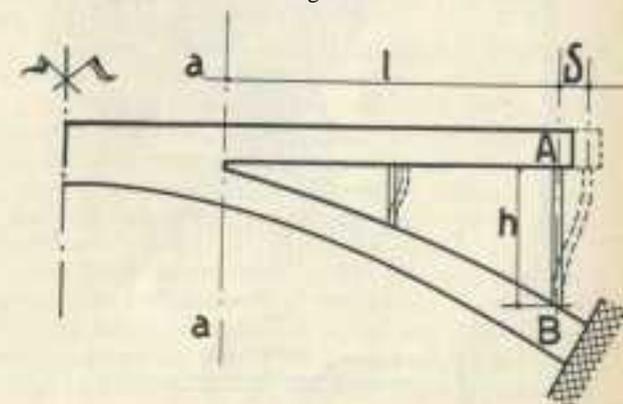


Fig. 13 - Particolare di piedritti lesionati in un vecchio ponte in c. a. (vista da valle e vista da monte).

e, raggiunto il banco di marna, si è ricavato in esso un canaletto perimetrale atto ad addurre l'acqua filtrante dalla coltre alluvionale ad un pozzetto, in cui pescavano le bocche aspiranti delle pompe di prosciugamento. In tal modo, grazie alle cassaforme a doppie pareti alte quanto la coltre alluvionale e grazie al funzionamento continuato delle pompe, fu possibile realizzare all'asciutto l'intero getto, pur non rinunciando al contatto diretto del blocco di fondazione con la marna in corrispondenza delle pareti verticali dello scavo.

Nell'esecuzione della fondazione della pila si trovò conferma all'opportunità dell'adozione del cassone in cemento armato a cielo aperto precedentemente descritto; si riscontrarono infatti quantità

Fig. 14.



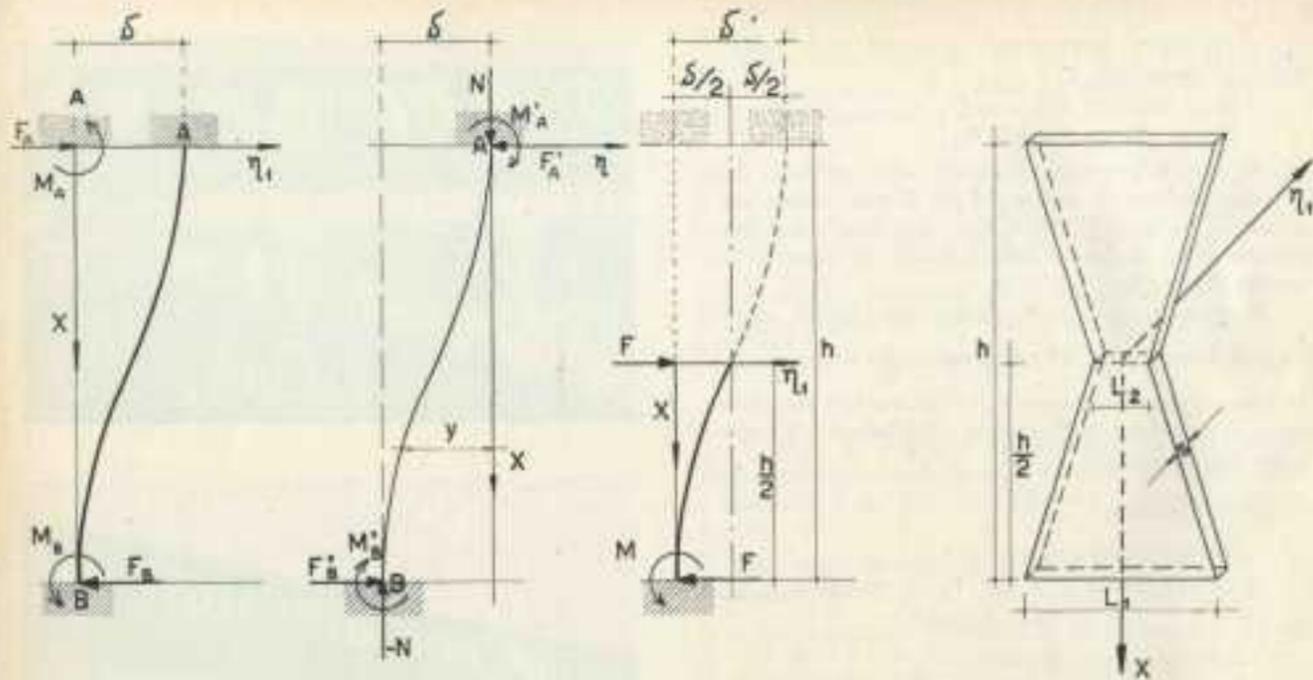


Fig. 15.

Fig. 16.

Fig. 17.

Fig. 18.

d'acqua d'infiltrazione tali che avrebbero reso assai difficoltosa la realizzazione di questa fondazione secondo il procedimento adottato per le spalle. Questa soluzione costruttiva consentì ancora di eseguire all'asciutto il getto di riempimento del cassone, essendosi ricavato nella marna a lato del tagliante un canale, poi ricoperto di elementi lapidei, adducente a due pozzetti diagonalmente opposti per il pescaggio delle pompe.

Nella costruzione dei blocchi di fondazione delle spalle e per il riempimento del cassone in cemento armato della pila si impiegò calcestruzzo dosato a 200 Kg/m³ di cemento tipo 500.

Nella struttura in cemento armato si ammisero, come si è visto, sollecitazioni unitarie massime nel calcestruzzo, relative alle più sfavorevoli condizioni di carico, combinate agli effetti più gravosi deri-

vanti dalle variazioni termiche e dal ritiro, piuttosto elevate (85 Kg/cm²).

In tali condizioni, a norma di regolamento, il conglomerato cementizio deve assicurare una resistenza $\sigma_{r,28}$ a rottura a 28 giorni data dall'espressione:

$$\sigma_{r,28} = 75 + \frac{\sigma_{c,28} - 225}{9} \text{ Kg/cm}^2$$

essendo nel nostro caso $U_{max} = 85 \text{ Kg/cm}^2$, ne deriva una $\sigma_{r,28} = 315 \text{ Kg/cm}^2$.

Si fu pertanto condotti ad adottare un calcestruzzo dosato a 350 Kg/m³ di cemento tipo 680, ed a studiarne accuratamente la composizione granulometrica.

Per la confezione del calcestruzzo si disponeva di materiale alluvionale estratto da una cava aperta nell'alveo del fiume e successivamente frantumato, vagliato e lavato, nonché di sabbia ricavata da altra cava aperta nell'alveo del fiume ed essa pure sottoposta a lavaggio.

I vagli fornirono due classi di inerti di cui una di dimensioni comprese tra i 7 ed i 40 mm. e l'altra di dimensioni comprese tra i 0,4 ed i 7 mm.

La sabbia naturale risultò di dimensioni praticamente comprese tra i 0,1 ed i 3 mm.

Si adottarono curve granulometriche di riferimento tipo Faury (*) definite dai valori delle percentuali in volume assoluto di materiali di diametro caratteristico inferiore alla metà del diametro caratteristico massimo degli inerti, percentuali ricavabili a mezzo delle espressioni:

$$Y_D = A + 17 \sqrt{D} + \frac{B}{D - 0,75}$$

dove A e B sono coefficienti numerici che dipendono dalla natura degli inerti utilizzati e dalle caratteri-

(*) J. FAURY, *Le béton*, Ed. Dunod, Parigi 1947.

stiche del processo di messa in opera, D in mm. è il diametro massimo degli inerti, ed R in mm. il minimo valore del raggio medio dei getti, calcolato tenendo conto delle armature metalliche in essi presenti.

Per il getto degli arconi si è assunto: A = 30, B = 1,5, D = 40 mm., R = 200 mm., per questi valori si ottiene dalla espressione sopra riportata $Y_{D/2} = 66\%$.

Per il getto dei piedritti e dell'impalcato, tenuto conto della maggior difficoltà di messa in opera, si è assunto:

A = 33, B = 1,5, D = 40 mm., R = 60 mm., ottenendo $Y_{D/2} = 71\%$.

In fig. 20 riportiamo i diagrammi granulometrici degli inerti a disposizione con le due curve granulometriche di riferimento sopra definite, ed i valori delle percentuali in volume assoluto delle varie classi presenti nelle composizioni adottate.

Si gettarono dapprima i due arconi di sinistra (lato Mondovì), valendosi di centine in legno molto semplici costituite da travi a sezione quadrata di 20x20 cm., disposte secondo tre ventagli tripli principali e due secondari, di cui riportiamo i disegni in fig. 21.

I ventagli principali prendevano appoggio, tramite cunei di disarmo in legno duro, su prismi in calcestruzzo magro alti due metri circa sul letto del fiume, con il duplice scopo di sottrarre i ventagli stessi all'effetto delle piene e di ridurre alquanto la lunghezza dei raggi, consentendo l'utilizzazione di legname a disposizione dell'Impresa.

Per tener conto dei cedimenti della centina è stato previsto un sovrizzo di 14 mm. in chiave, decrescente con legge lineare sino ad annullarsi alle imposte. L'abbassamento in chiave della centina effettivamente riscontrato in seguito al getto è risultato di circa 9 mm.

Gli arconi sono stati gettati in 9 conchi simmetrici secondo l'ordine riportato in fig. 21.

Il getto dei due arconi è durato circa 5 giorni essendo state le interruzioni di getto ridotte al minimo indispensabile.

Il disarmo degli arconi fu effettuato dopo 28 giorni dal termine dei getti.

Le stesse centine furono quindi riutilizzate secondo analoghe modalità per la costruzione degli arconi di destra (lato Ceva).

Le deformazioni degli arconi all'atto del disarmo furono controllati a mezzo di quattro flessimetri di cui due applicati agli arconi nella sezione di mezzzeria (quello contrassegnato col n. 1 all'arcone di valle e quello contrassegnato col n. 2 all'arcone di monte), e gli altri due applicati ai quarti dell'arcone di monte (quello contrassegnato col n. 3 dal lato della pila e quello contrassegnato col n. 4 dal lato della spalla).

Il disarmo è stato effettuato procedendo alle operazioni seguenti:

1^a Operazione — Allentamento dei cunei dei ventagli centrali sino a realizzare uno

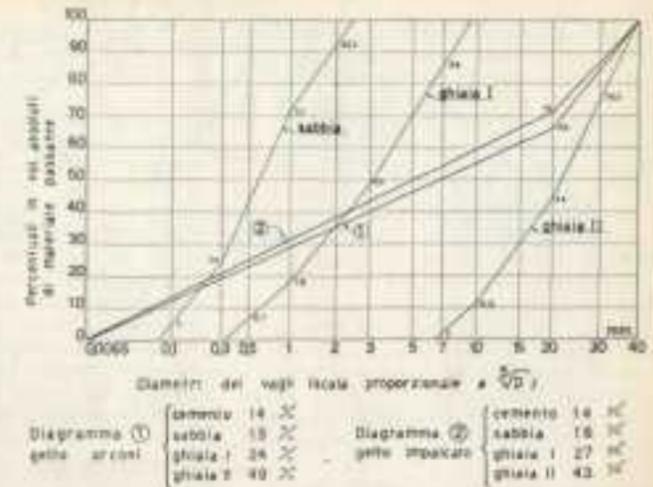


Fig. 20 - Curve granulometriche adottate.

spostamento relativo orizzontale dei cunei di circa 1 cm.

2^a Operazione — Allentamento totale dei cunei dei ventagli centrali.

3^a Operazione — Allentamento totale dei cunei dei ventagli laterali.

Nella tabella sottostante riportiamo i valori delle frecce in mm. misurate ai flessimetri dopo le varie operazioni di disarmo degli arconi di sinistra (lato Mondovì) indicando con valori positivi gli abbassamenti e con valori negativi gli innalzamenti.

Frecce di disarmo degli arconi di sinistra

Flessimetri n.	1 ^a Operazione	2 ^a Operazione	3 ^a Operazione
1	0,81	1,51	1,89
2	0,84	1,37	1,86
3	-0,18	-27	0,78
4	-0,15	-0,26	0,85

Analoghe modalità di disarmo e di osservazione furono seguite per gli arconi di destra (lato Ceva) per i quali furono osservati innalzamenti massimi ai quarti di 0,41 (arcone di valle - lato pila) e di 0,35 mm. (arcone di valle - lato spalla) a seguito dell'operazione IIa e abbassamenti massimi in mezzzeria a disarmo completo di 2,11 mm. (arcone di monte) e di 2,33 mm. (arcone di valle).

Il collaudo statico dal ponte fu eseguito il giorno 21 agosto 1953.

Per le prove di carico si disponeva di quattro autocarri con rimorchio e di un autocarro senza rimorchio, caricati con volumi di pietrisco tali che ogni autocarro ed ogni rimorchio raggiungesse il peso di 12 tonnellate.

Il carico mobile complessivamente disponibile ammontava quindi a 108 tonn.

Valendosi delle linee di influenza dei momenti flettenti nell'arco, si stabilirono diverse disposizioni dei carichi sopra menzionati in modo da ottenere i massimi valori realizzabili con il carico a disposizione dei momenti positivi e negativi nella sezione in chiave e nelle sezioni alle imposte.

Le osservazioni delle deformazioni furono eseguite con 6 flessimetri al centesimo di millimetro tipo Stoppani per ogni arcata, dei quali due disposti nella sezione in chiave, due in prossimità del quarto verso la spalla e due in prossimità del quarto verso

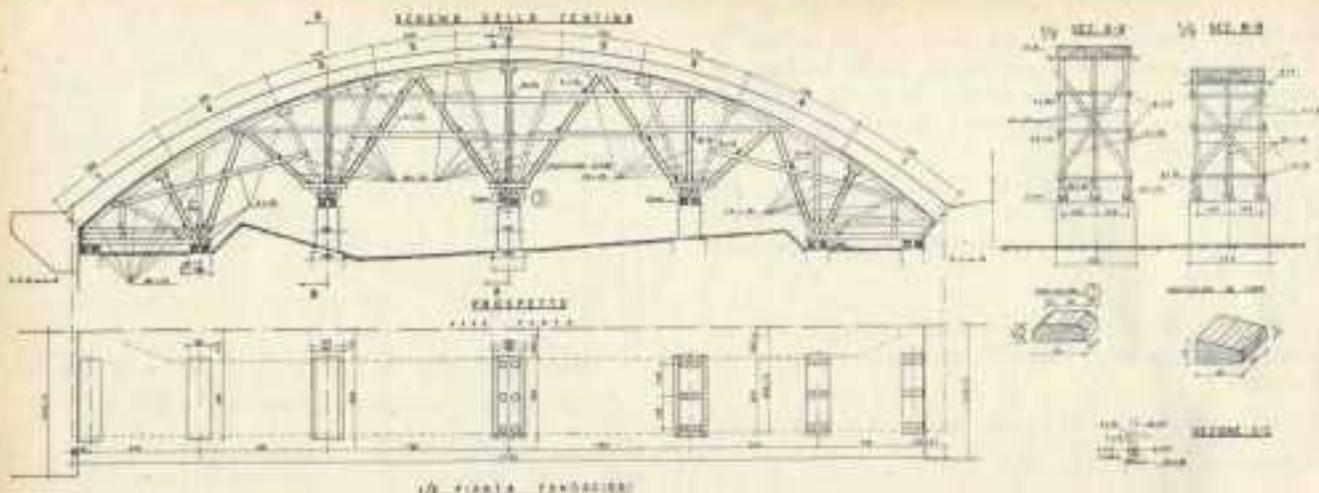


Fig. 21 - Disegno della centina.

la pila. Da queste osservazioni risulta un comportamento elastico della struttura in buon accordo con le deformazioni teoriche dedotte dalle linee d'influenza degli abbassamenti determinate per via grafica.

La linea d'influenza degli spostamenti verticali della sezione in chiave venne pure controllata analiticamente procedendo all'integrazione dell'equazione generale della linea elastica per la trave equivalente.

Chiamando x la distanza della sezione generica dalla sezione in chiave, assumendo quale valore del modulo di elasticità $E = 2 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$ ed esprimendo le lunghezze in metri, l'equazione della linea elastica risulta così espressa:

$$\eta = 1,0201 \cdot 10^{-5} \cdot (0,60605 \cdot x^2 + 0,06840 \cdot x^3 - 0,002561 \cdot x^4 + 0,03170 \cdot 10^{-3} \cdot x^5 - 0,0211 \cdot 3 \cdot 10^{-5} \cdot x^6 + 0,00547 \cdot 10^{-6} \cdot x^7) + 10,1979 \cdot 10^{-5}$$

Questa equazione definisce una linea che si scosta di poco da quella determinata per via grafica. La freccia elastica per la sezione in chiave ($x=0$) risulta eguale a $10,1979 \cdot 10^{-5} \text{ m} = 0,101979 \text{ mm.}$, mentre la stessa freccia determinata graficamente è risultata di $0,0995 \text{ mm.}$ con una differenza del $2,48\%$.

Le treccie sperimentali massime sono state riscontrate in chiave per la IIIa condizione di carico (2 autocarri con rimorchio a cavallo della sezione in chiave).

I due flessimetri in chiave, rispettivamente di monte e di valle, per gli arconi di destra (lato Ceva) hanno denunciato treccie di $0,81$ e $0,85 \text{ mm.}$ mentre gli analoghi due flessimetri per gli arconi di sinistra (lato Mondovi) hanno denunciato frecce di $0,77$ e $0,76 \text{ mm.}$

La freccia teorica calcolata a mezzo della linea di influenza degli abbassamenti in chiave per l'effettiva distribuzione dei carichi è risultata di $1,68 \text{ mm.}$ Pertanto il rapporto tra frecce sperimentali e freccia teorica vale mediamente:

$$\frac{1}{4} (0,81 + 0,85 + 0,76 + 0,77) = 0,475$$

1,68

Il valore relativamente basso di questo rapporto può essere spiegato attribuendo alla struttura in esame un modulo elastico più elevato di quello supposto, e tenendo presente che nel calcolo delle frecce teoriche non è stato messo in conto il contributo dell'impalcato.

La determinazione delle frecce residue in chiave mise in evidenza leggeri innalzamenti, di $0,025 \text{ mm.}$ per l'arcata di destra e di $0,045 \text{ mm.}$ per l'arcata di sinistra, innalzamenti sicuramente attribuibili all'aumento di temperatura verificatosi nell'intervallo di tempo compreso tra le letture iniziali e finali dei flessimetri.

Giovanni Tournon

CONCORSI

Ente per la Propaganda del Marmo di Carrara in collaborazione con la rivista « Domus »: bando per due concorsi internazionali per Architetti, Artisti, Ingegneri, tecnici e fotografi:

a) Premio internazionale 1954 per opere moderne realizzate con l'impiego di marmi di Carrara dall'ottobre 1953 all'ottobre 1954 per l'ammontare complessivo di L. 1.500.000 delle quali 1.000.000 come premio Carrara 1954 e 500.000 per premi di segnalazione; scadenza 31 ottobre 1954;

b) Premio internazionale 1954 per riprese fotografiche inedite ed originali

di opere antiche e moderne realizzate coll'impiego del Marmo di Carrara con premi per complessive L. 500.000 e col'assegnazione di L. 10.000 per ogni fotografia pubblicata da « Domus » nel 1954. Scadenza 30 novembre 1954.

Il Bando è visibile in Segreteria.

Per informazioni rivolgersi all'Ufficio tecnico de l'Editoriale « Domus », Via Monte di Pietà, 15 - Milano.

Bando di concorso per borse di studio estive per gli S. U. d'America (6 giugno - 18 settembre 1954).

11 Massachusetts Institute of Technology di Cambridge, Massachusetts, bandisce anche quest'anno un concorso per delle borse di studio estive riservate a giovani laureati italiani di ambo i sessi

specializzati nello studio delle seguenti materie: Architettura; Chimica; Fisica; Ingegneria.

Tali borse di studio comprendono il soggiorno gratuito della durata di oltre tre mesi (6 giugno - 18 settembre) presso il Massachusetts Institute of Technology.

I concorrenti dovranno avere al loro attivo almeno due anni di ricerche, insegnamento e esperienza professionale nel loro specifico campo di studio, non avere oltrepassato i 32 anni di età e avere una buona conoscenza della lingua inglese.

L'ultimo termine per la presentazione delle domande presso l'Ufficio Culturale dell'Ambasciata Americana di Roma è fissato improrogabilmente al 10 gennaio 1954. Informazioni presso gli Uffici USIS: Torino, piazza S. Carlo 197.