

RASSEGNA TECNICA

La " Rassegna tecnica „ vuole essere una libera tribuna di idee e, se del caso, saranno graditi chiarimenti in contraddittorio; pertanto le opinioni ed i giudizi espressi negli articoli e nelle rubriche fisse non impegnano in alcun modo la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino

Strutture reticolari metalliche a profili chiusi con nucleo in calcestruzzo

L'Autore dopo una disamina dei fenomeni del ritiro e del fluimento nei conglomerati cementizi, espone i risultati di una sua indagine sul comportamento delle aste reticolari saldate a profilo chiuso con nucleo di calcestruzzo.

Nella Tecnica costruttiva l'uso degli acciai ad alta resistenza è limitato non solo dall'elevato costo del materiale, compensato in parte dalle più esigue dimensioni delle membrature, ma ancora dal fatto, che riducendo le sezioni per l'aumentato tasso di lavoro, si ottengono sovrastrutture eccessivamente leggere, sulle quali pertanto diventano più sensibili le azioni dinamiche dei carichi; nel contempo risulta più temibile l'effetto del carico di punta, in quanto il fenomeno della flessione laterale tende a svolgersi tutto nel periodo elastico, con impossibilità quindi di sfruttare completamente le proprietà particolari, del materiale stesso.

D'altro lato deve tenersi presente che nelle costruzioni di grande mole l'impiego di acciai ordinari porterebbe a soluzioni assai pesanti e difficoltose per la complessità delle membrature e dei loro collegamenti, nonché antieconomiche dato il rapporto tra carico fisso e carico permanente cui condurrebbe l'uso di detto materiale.

La scelta del tipo di acciaio più conveniente per una data opera dipende per conseguenza da un esame approfondito del progetto ed è connessa essenzialmente a ragioni tecniche ed economiche.

L'impiego degli acciai ad alta resistenza ha subito ai nostri giorni un incremento notevole coll'adozione di profili chiusi, specialmente tubi collegati fra loro mediante saldature. Si ottengono così costruzioni molto leggere di cui si hanno esempi numerosi negli alti pali a traliccio per trasporto di energia elettrica ad alta tensione.

Allo scopo di evitare gli inconvenienti dovuti alla eccessiva leggerezza e snellezza delle membrature, è stato escogitato dalla S. A. Imprese Elettriche Motor Columbus di Baden, un nuovo sistema costruttivo brevettato, consistente nell'introdurre conglomerato cementizio vibrato nelle aste cave del traliccio. Tale procedimento, già usato in parecchie palificazioni, pare abbia dato buoni risultati consentendo eziandio una sensi-

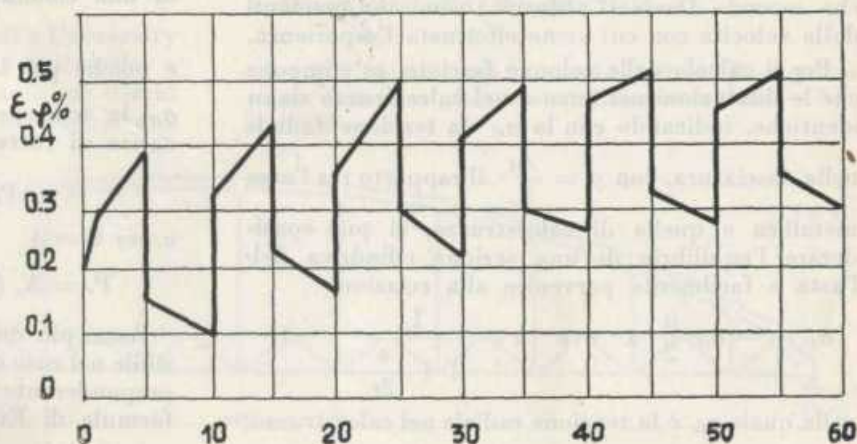
bile riduzione dell'involucro di acciaio fasciante. Trattasi in generale di aste costituite da tubi, nei quali lo spessore metallico è assai piccolo in confronto a quello del nucleo interno di calcestruzzo; di massima l'acciaio di fasciatura si aggira sui 4,5 % della sezione in conglomerato.

La scienza delle costruzioni permette di determinare agevolmente, nel caso di un materiale fasciato compresso assialmente, le sollecitazioni assiali e radiali che sorgono per effetto del carico nelle due parti a modulo d'elasticità diverso. Dev'essere però osservato che nel caso di cui trattasi il reale cimento nelle strutture risulta più difficile a calcolarsi, perchè nel calcestruzzo di riempimento si verificano i noti fenomeni del ritiro e del fluimento, che vengono indubbiamente a modificare il regime interno degli sforzi.

Tali fenomeni variabili colla composizione, colle proprietà e col grado di stagionatura del calcestruzzo furono oggetto di accurati studi sperimentali specialmente in Inghilterra, in Svizzera e negli Stati Uniti. I risultati delle esperienze possono così brevemente riassumersi:

Per effetto della stagionatura il calcestruzzo viene a subire una diminuzione di volume o ritiro, che varia in funzione di diversi fattori; in generale si può affermare ch'esso cresce coll'aumentare del

Fig. 1. Alle ascisse i giorni, alle ordinate le deformazioni.



tenore in cemento e colla percentuale d'acqua di impasto nella miscela, diminuisce col crescere del peso specifico del conglomerato. Ne deriva di conseguenza la convenienza di adottare dosature non troppo ricche di legante, minima percentuale d'acqua e di procedere ad un accurato studio granulometrico degli inerti onde ottenere colla vibrazione la massima compattezza del calcestruzzo. Sul fenomeno del ritiro ha pure influenza lo stato igrometrico dell'atmosfera; l'esperienza ha dimostrato che la sua entità, variando l'umidità relativa dell'aria dal 35% al 95%, diminuisce dal 0,5% al 0,1%. Nell'acqua il ritiro può ritenersi nullo, — è anzi da attendersi un leggero rigonfiamento. — Nel calcestruzzo, rinchiuso in un involucro di metallo quasi ermetico, il fenomeno, per mancanza di evaporazione, si manifesta probabilmente con una intensità pari a quella che si riscontra in aria quasi satura, e cioè si può in via prudenziale assumere per valore del ritiro una contrazione uguale al 0,1%.

Nello studio delle colonne fasciate occorre ancora tenere conto di un altro, fattore cioè del fluimento (fluage - krieche - creep). L'entità di questo fenomeno risulta dall'esperienza proporzionale alla tensione agente con continuità sul calcestruzzo, ed al grado di stagionatura al momento del carico; esso provoca un cedimento plastico del materiale, che equivale in definitiva ad una diminuzione del modulo elastico del betò; ne consegue che la zona compressa del conglomerato viene in parte scaricata, mentre, per effetto dell'aderenza, crescono le sollecitazioni nella fasciatura metallica.

Il fluimento continua a manifestarsi per più anni e diminuisce lentamente coll'andare del tempo a partire dal massimo valore per calcestruzzo fresco fino a raggiungere un minimo a stagionatura avanzata.

Allo scarico mentre le deformazioni elastiche si annullano, rimangono quelle plastiche dovute al fluimento; secondo recenti esperienze lo scarico è sempre accompagnato da un certo rinvenimento del materiale cementizio, rinvenimento che raggiunge al massimo 1/10 dell'accorciamento plastico ed il cui andamento è riportato nella figura 1 per una successione di carichi e scarichi. Dal diagramma si scorge come le deformazioni aumentino leggermente colla ripetizione del carico, deformazioni che secondo Davis (California) sono indipendenti dalla velocità con cui viene effettuata l'esperienza.

Per il calcolo delle colonne fasciate, se s'impone che le dilatazioni nel ferro e nel calcestruzzo siano identiche, indicando con la σ_r la tensione radiale

nella fasciatura, con $\mu = \frac{A_f}{A_c}$ il rapporto tra l'area

metallica e quella di calcestruzzo, si può considerare l'equilibrio di una sezione cilindrica dell'asta e facilmente pervenire alla relazione

$$\sigma_{re} = -\sigma_{rf} \frac{\mu}{2} \quad \alpha \quad \text{ove} \quad \alpha = \frac{1}{1 + \frac{s}{2r}} \quad 1)$$

nella quale σ_{re} è la tensione radiale nel calcestruzzo,

s lo spessore dell'involucro, r il raggio del nucleo

fasciato; e poichè $\frac{s}{2r}$ è sempre una quantità molto piccola è legittimo, con sufficiente approssimazione

$$\text{ritenere} \quad \frac{1}{1 + \frac{s}{2r}} = \alpha = 1, \text{ cosicchè la 1) diventa} \quad \sigma_{re} = -\sigma_{rf} \frac{\mu}{2} \quad 2)$$

Se si operasse su aste di sezione quadrata, le espressioni della σ_{re} non varierebbero in modo tangibile; infatti alla tensione radiale si dovrebbe sostituire la $\sigma_z = \sigma_y$ diretta normalmente alle pareti della membratura, il coefficiente a diverrebbe

$$\alpha' = \frac{1}{1 + \frac{s}{l}} \quad \text{ove } l \text{ è il lato della sezione trasversale}$$

della fasciatura; pertanto anche in questo caso per la piccolezza del rapporto $\frac{s}{l}$ si avrebbe $\alpha' = 1$.

Per la determinazione del carico di rottura di una colonna fasciata, ammettendo valida l'ipotesi di Coulomb che fa dipendere il cedimento di un materiale unicamente dalla grandezza delle tensioni che agiscono lungo il piano su cui tende ad avvenire lo scorrimento, si ha

$\tau = K_0 - \sigma_n f$
ove K_0 è una costante che dipende dal tipo di materiale, $f = \tan \varphi$ il coefficiente di attrito interno, σ_n la tensione normale agente sopra il piano di scorrimento stesso.

Nel caso di una sollecitazione longitudinale σ_3 , accompagnata da contemporanee tensioni laterali $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{re}$ il Ljumborg ha trovato

$\sigma_3 = \sigma_p + C_1 \sigma_1$,
ove σ_p è la resistenza prismatica unitaria del calcestruzzo, σ_{re} la resistenza radiale, è

$$C_1' = \frac{\sqrt{1+f^2} + f}{\sqrt{1-f^2} - f};$$

tenuto conto che l'angolo di rottura φ è uguale a $45^\circ - \varphi/2$ per un buon calcestruzzo ordinario avente

una resistenza a compressione di 300% 400 Kg/cm², il Ljumborg stesso trovò come valore medio $C = 4$.

Da quanto sopra si può dedurre che la resistenza di una colonna fasciata è uguale a

e poichè per la 2) $\sigma_{re} = -\sigma_{rf} \frac{\mu}{2}$ $\sigma_p + C_1 \sigma_{re}$ sostituendo alla

σ_{rf} la tensione di snervamento σ_s dell'acciaio, il carico di rottura P_r risulta

$$P_r = A_c \left(\sigma_c + C_1' \sigma_s \frac{\mu}{2} \right)$$

e per $C = 4$

$$P_r = A_c \left(\sigma_p + 2 \sigma_s \mu \right) = A_f \left(\frac{\sigma_p}{\mu} + 2 \sigma_s \right) \quad 3)$$

Assai più delicata è la ricerca del carico ammissibile nel caso di lunghe aste, nelle quali ha influenza preponderante il carico di punta. Riferendoci alla formula di Eulero, ricerchiamo il campo di vali-

dità della medesima, nel caso che interessa. È noto che la snellezza limite del campo di Eulero, è

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_l}}$$

ove σ_l è la tensione al limite di proporzionalità.

Assumiamo come resistenza cubica media di un buon calcestruzzo vibrato con sette giorni di stagionatura $c_p = 380 \text{ Kg/cm}^2$, la resistenza prismatica risulterà $\sigma_p = 0,8 \times 380 = \sim 300 \text{ Kg/cm}^2$, e quella al

limite di proporzionalità $\sigma_l = \frac{300}{3} = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

Fissiamo ancora come modulo elastico del betò quello dato dalla formula di O. Graf

$$E_c = \frac{1.000.000}{1,7 + \frac{1}{\sigma_p} \cdot 300} = 370000 \text{ Kg/cm}^2, \quad 4)$$

valore però che conviene ridurre nelle determinazioni che seguono in considerazione della sua incertezza; si ponga pertanto

$$E_c = \frac{3}{4} \cdot 370000 = \sim 280000 \text{ Kg/cm}^2;$$

si avrà allora

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{280000}{100}} = 166.$$

Per il calcestruzzo intubato l'armatura metallica provoca un leggero aumento del modulo elastico, aumento che dipende dal rapporto $\frac{\epsilon}{\epsilon'}$ tra la contrazione della colonna fasciata e quella che si manifesta nel calcestruzzo libero.

Col mutare della percentuale di ferro, varia inoltre la resistenza prismatica σ_p della colonna, che per la 3) è espressa dalla $\sigma_p + 4 \sigma_{re}$ e quindi

La snellezza limite risulta pertanto

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{280000 \frac{\epsilon'}{\epsilon}}{\sigma_l}};$$

Considerando valori di $\mu = 10, 20, 30$, si è trovato rispettivamente $\lambda_{lim} = 100, 78, 67$.

Se ora si vuole tenere conto del fluimento, poichè, come si è già detto, ad esso corrisponde una diminuzione del modulo elastico, è necessario ricavare il suo valore ridotto $E\phi$ in conseguenza al cedimento plastico.

Secondo le esperienze eseguite nell'« University of California » nel « The Ohio State University » e nel « Bureau of Building research of Great Britain » dal Davis, dal Glandville ed altri, si può

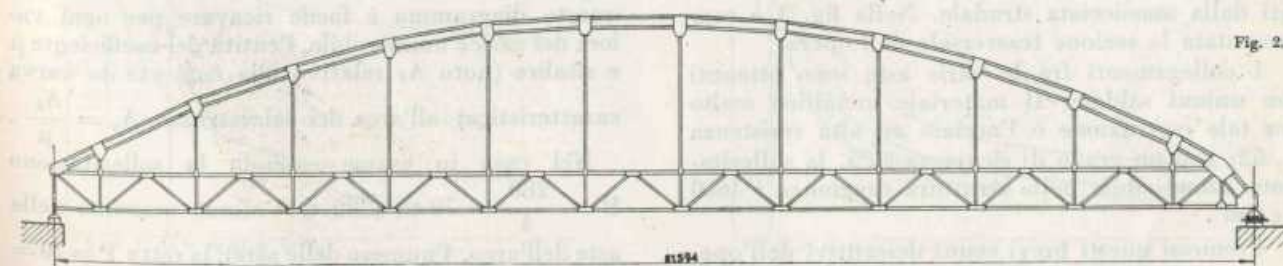


Fig. 2.

mediamente ammettere che il fluimento y possa approssimativamente rappresentarsi con l'espressione

$$y = c' \sqrt[3]{x}$$

ove c' è una costante sperimentale che dipende dalla composizione, dal grado di umidità ambiente e dalla stagionatura, x è il tempo di maturazione del conglomerato al momento del carico (¹).

Dai dati sperimentali si deduce che per stagionatura di sette giorni, umidità relativa 100 % il fluimento risulta

$$y = 0,290 \sqrt[3]{7} = \sim 0,55 \text{ ‰}.$$

Ne consegue che la variazione del modulo elastico dovuto al fluimento e per un calcestruzzo nelle condizioni suaccennate risulta

$$\Delta E = \frac{\epsilon_{\phi}}{\sigma_l} = \frac{0,55}{100} \text{ ‰}$$

e perciò

$$\epsilon_c = \sigma_l \left(\frac{1}{280000} + \frac{0,55}{100000} \right) = \frac{\sigma_l}{110000},$$

da cui

$$E\phi = 110000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ essendo } n = \frac{E_f}{E_{\phi}} = \sim 20;$$

tale valore in via prudenziale riteniamo attendibile anche per maturazione maggiore.

La snellezza limite risulterà espressa dalla

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{110000}{100}} = 106$$

e per la colonna fasciata

$$\lambda'_{lim} = \pi \sqrt{\frac{110000 \frac{\epsilon'}{\epsilon}}{\sigma_l}},$$

variabile con la percentuale metallica μ ; per $\mu = 10, 20, 30\%$, si ottengono così rispettivamente $\lambda_{lim} = 67, 50, 43$.

Che la snellezza limite delle colonne fasciate vada diminuendo coll'aumentare dello spessore di fasciatura, dipende dal fatto che in tali condizioni si accresce notevolmente la σ_l e si verifica pertanto un fenomeno, analogo a quanto si osserva negli acciai ad alta resistenza, pei quali il campo di Eulero, va estendendosi con il crescere del limite di elasticità del materiale.

¹ I. R. SHANK - The Mechanics of Plastic Flow Of Concrete - (Journal of the American Concrete Institute — Nov. Dec. 1935).

Come già si è precedentemente accennato questo sistema costruttivo è stato studiato ed ha avuto soddisfacente applicazione, nei pali a traliccio per condutture elettriche ottenendo risparmio di materiale metallico e maggior rigidità nelle aste.

Lo scrivente si è proposto di esaminare, se anche nel caso di grandi costruzioni in acciaio, nelle quali col crescere delle sollecitazioni aumentano notevolmente le dimensioni delle membrature e gli spessori degli involucri metallici, tali vantaggi abbiano ancora a riscontrarsi.

Questo studio venne effettuato prendendo in esame il ponte sul Simeto costruito dagli Stabilimenti Dahne, ed aperto all'esercizio nell'autunno 1948 (fig. 2).

La struttura portante del ponte è costituita da due travi Langer di m. 51,594 di luce, formate ciascuna da una trave reticolare tipo Neville di m. 1,80 di altezza, che sorregge l'impalcato e costituisce la catena dell'arco parabolico impostato all'estremità della trave stessa e da questa collegato mediante tiranti distanziati fra loro di m. 4,16 (fig. 3).

L'arco è costituito da quattro aste cave a sezione quadrata (cm. 10 x 10 x 1,2) disposte ai vertici di un riquadro di cm. 50 x 50 e collegate da piastroni di irrigidimento, che rendono solidali fra loro le membrature elementari componenti. Analogamente i correnti superiori ed inferiori della trave reticolare sono formati con aste cave, a sezione rettangolare (cm. 20x10x0,8) distanti fra loro 45 cm., mentre le diagonali sono a sezione quadrata collegate alle prime mediante piastroni.

La massicciata in cemento armato dello spessore di 25 cm. poggia direttamente sulle travi d'impalcatura. La controventatura superiore, formata con tubi a sezione circolare disposti a croce di S. Andrea, è limitata, per rispettare la sagoma di spazio libero, ad una zona centrale di 25 metri di lunghezza. La controventatura inferiore a K risulta attiva soltanto durante le operazioni di montaggio ed a costruzione ultimata non sopporta praticamente sollecitazioni di qualche rilievo, essendo tutti gli sforzi dovuti alle forze orizzontali assorbiti dalla massicciata stradale. Nella fig. 3 è rappresentata la sezione trasversale dell'opera.

I collegamenti fra le varie aste sono ottenuti con unioni saldate. Il materiale metallico scelto per tale costruzione è l'acciaio ad alta resistenza A. 52; con un grado di sicurezza 3,25, la sollecitazione ammissibile nella struttura raggiunge i 1600 Kg/cm².

Premessi questi brevi cenni descrittivi dell'ope-

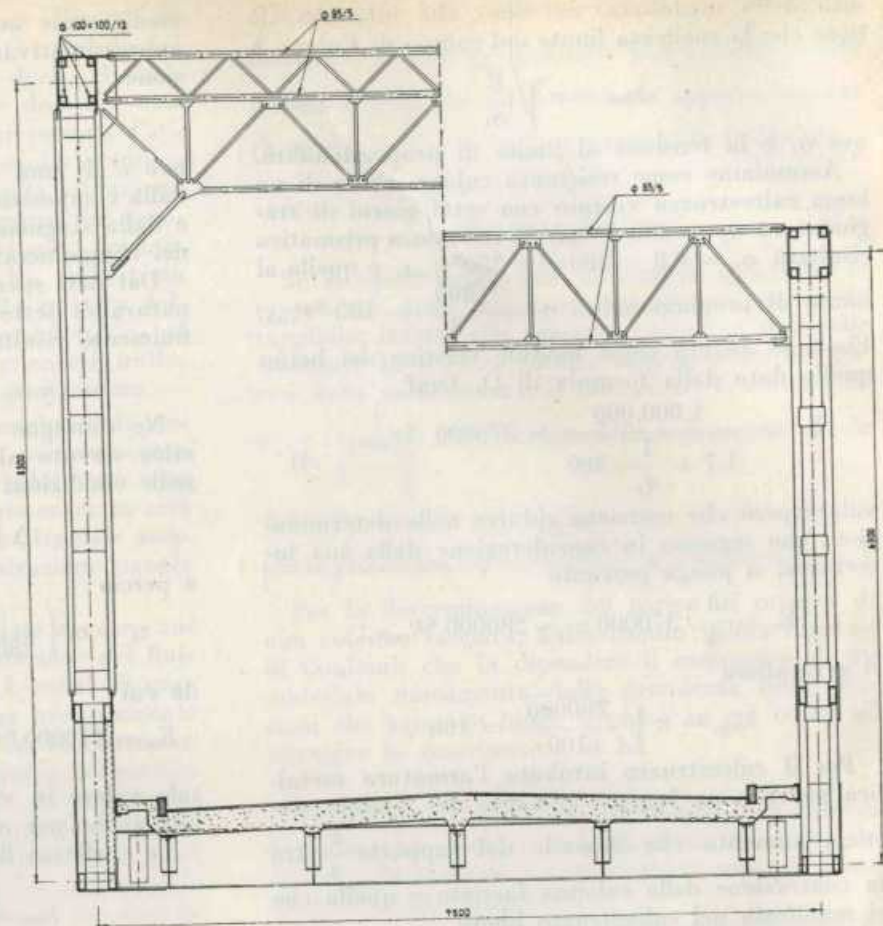


Fig. 3.

ra passiamo ora ad analizzare le varie parti costitutive del ponte in relazione alla soluzione in betton intubato.

1) Aste dell'arco parabolico. — Risultano i seguenti dati:

$$\begin{aligned} I_{id} &= 518700 \text{ cm}^4 \\ \rho_{id} &= 19,2 \text{ cm.} \\ \text{raggio d'inerzia ideale} & \\ \lambda_{id} &= \frac{450}{19,2} = 23 \end{aligned}$$

L'effetto del carico di punta è in queste membrature trascurabile. Se ammettiamo un grado di sicurezza 3,25 pari a quello considerato nel calcolo del ponte si ottiene:

$$P_{am.} = \frac{1}{3,25} \left[\frac{400 A_f}{\mu} + 2 \times 2700 A_f \right]$$

Nel grafico della fig. 4 sono state tracciate delle curve che chiameremo di utilizzazione corrispondenti a diversi valori di A_f . Per mezzo di questo diagramma è facile ricavare per ogni valore del carico ammissibile, l'entità del coefficiente μ e risalire (noto A_f relativo alla componente curva caratteristica) all'area del calcestruzzo $A_c = \frac{A_f}{\mu}$.

Nel caso in esame essendo la sollecitazione $P = \frac{280}{4} = 70 \text{ t.}$ (280 t. = sforzo massimo nelle aste dell'arco, 4 numero delle aste); la retta $P = 70 =$

= cost., incontra le due curve $A_f = 29 \text{ cm}^2$ ed $A_f = 36 \text{ cm}^2$ in due punti corrispondenti a due diversi valori di μ . Si ottiene così:

$$\begin{aligned} A_f &= 29 \text{ cm}^2 & A_f &= 36 \text{ cm}^2 \\ \mu &= 0,22 & \mu &= 0,42 \\ A_c &= 132 \text{ cm}^2 & A_c &= 85,5 \text{ cm}^2 \\ s &= 0,6 \text{ cm.} & s &= 0,9 \text{ cm.} \end{aligned}$$

con un risparmio di acciaio del 31 % adottando $A_f = 29 \text{ cm}^2$ e del 14,5% assumendo $A_f = 36 \text{ cm}^2$ in raffronto naturalmente colla sezione di ferro adottata per il ponte sul Simeto ($A_f = 42 \text{ cm.}$).

2) Aste della trave di controvento superiore ($\lambda = \sim 200$).

Come per le aste dell'arco, così pure per quelle di controvento di notevole snellezza, e pertanto da considerarsi prevalentemente caricate di punta, sono state tracciate altre curve di utilizzazione in funzione di μ corrispondenti a valori costanti di A e di l (lunghezza dell'asta).

Esprimendo il momento d'inerzia ideale I_{id} ($n = 20$) delle aste in funzione di A_f e μ e tenendo conto del fluimento si ha

$$I_{id} = \frac{16 A_f^2}{\mu^2 \pi^2} [0,981 (\mu + 1)^2 - 0,95],$$

e quindi il carico ammissibile risulta

$$P_{am.} = \frac{\pi^2 E_{cp} I_{id}}{3,25 l^2}$$

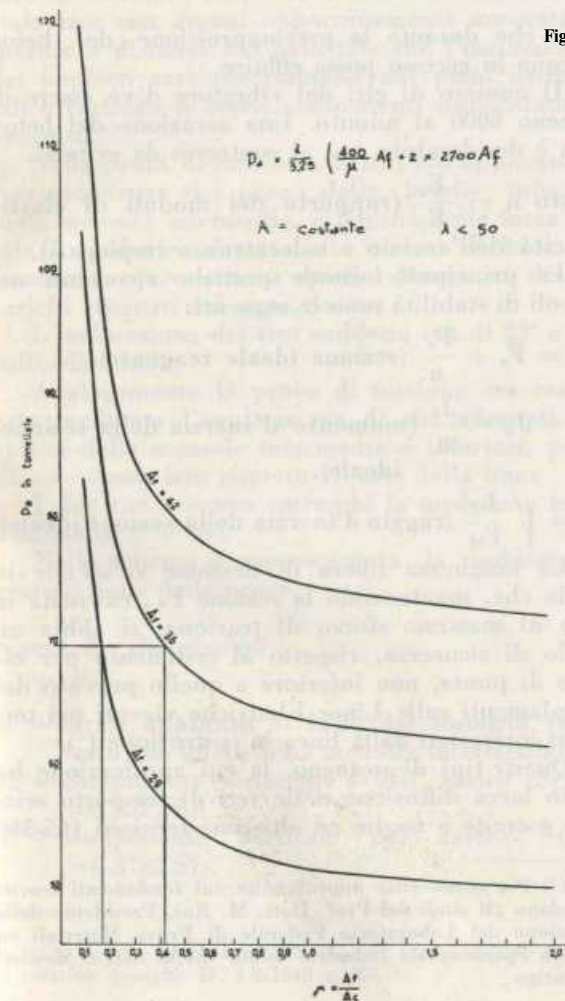


Fig. 4.

Nella fig. 5 sono tracciati i diagrammi relativi a questo caso; in essi ogni curva è disegnata per un fissato valore di A_f e di l . Coll'ausilio di tale rappresentazione, nota la lunghezza l dell'asta, fissato il carico ammissibile, si può ricavare il coefficiente μ e quindi le sezioni necessarie di ferro e di calcestruzzo.

Le diagonali di controvento superiori, lunghe m. 4,32 costituite da tubi Ø 83/5 (sezione 12,25 cm²) possono reggere un carico assiale ($\omega = 9,09$) di

$$\frac{12,25 \times 1,6}{9,09} = 2,15 \text{ t.}$$

se le stesse aste sono riempite di conglomerato, il grafico della fig. 5 ci dà:

$\mu = 0,16$, $A_f = 7,04 \text{ cm}^2$, $A_c = 44 \text{ cm}^2$, $s = 0,3 \text{ cm.}$ ossia lo stesso carico può essere sopportato con un tubo Ø 80/3, ottenendo un risparmio di materiale metallico del 43%.

Per le traverse della stessa trave di controvento, formate da due aste Ø 83/5, lunghe m. 3,75, $\omega = 6,19$, il carico ammissibile per ciascuna di esse vale

$$P_{am.} = \frac{12,25 \times 1,6}{6,19} = 3,15 \text{ t.}$$

cosicché dal diagramma si ottiene

$\mu = 0,15$, $A_f = 7,04 \text{ cm}^2$, $A_c = 49 \text{ cm}^2$, $s = 0,25 \text{ cm.}$

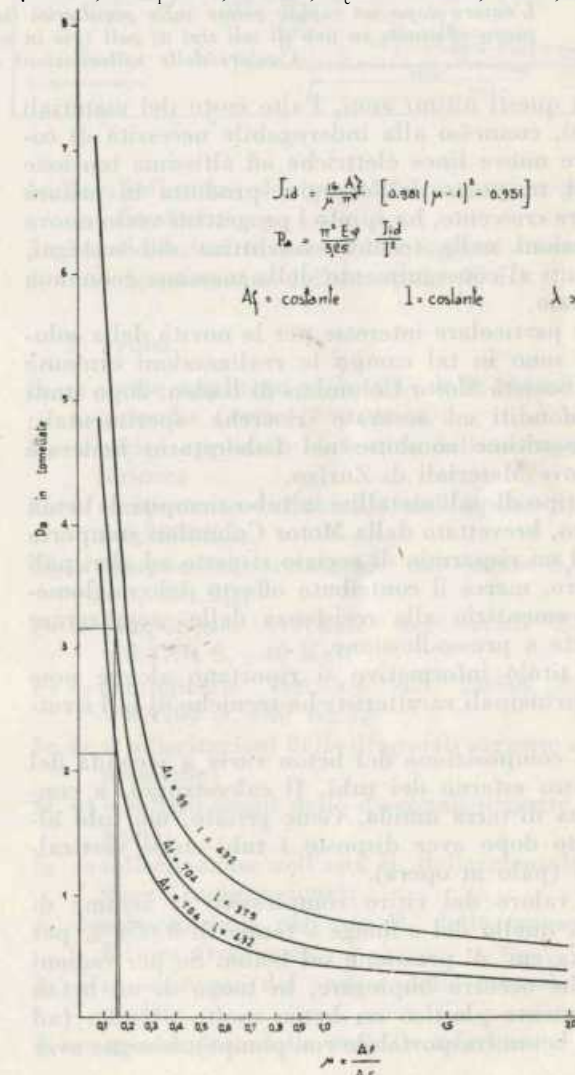


Fig. 5.

quindi le dette membrature possono essere sostituite da due tubi ripieni di beton 85/2,5 con un risparmio di acciaio del 40%.

Per quanto esposto si può pertanto affermare che anche nel caso del ponte sul Simeto la soluzione in beton intubato porta ad un notevole risparmio nelle sezioni metalliche; da un calcolo sommario risulta che su m^3 1,82 di acciaio occorrenti per l'arco parabolico, la sostituzione dell'attuale struttura con quella di aste ripiene di calcestruzzo porta ad un risparmio di m^3 0,55 pari al 31%; nelle aste di controvento l'economia risulta invece di m^3 0,141 corrispondente al 41%.

In conseguenza di tale modifica il peso proprio viene ad aumentare sensibilmente. Per l'arco parabolico, detto P_b il peso del beton, P_f quello dell'acciaio risparmiato, l'aumento risulta

$P_b - P_f = 16,22 - 4,3 = 12 \text{ t.},$
per la trave di controvento

$$2,45 - 1,1 = 1,35 \text{ t.}$$

Per quanto riguarda l'intera struttura il nuovo sistema costruttivo porterebbe rispetto al progetto eseguito alle seguenti variazioni:

a) un risparmio di m^3 0,7 di acciaio (5,5 t.) pari al 34%;

b) un impiego di calcestruzzo di circa m^3 8 (18,7 t.);

c) un aumento di peso di 13,35 t.

In definitiva la soluzione ad aste ripiene di calcestruzzo presenta certamente notevoli vantaggi, eliminando buona parte degli inconvenienti cui da luogo l'uso dell'acciaio nelle strutture, favorendo pertanto un più largo impiego di materiale metallico nelle costruzioni. Tutto ciò naturalmente quando il comportamento delle membrature, quale fu ammesso in questa nota, sia ulteriormente convalidato da accurati esperimenti.

Enrico Camoletto

Prova sperimentale su un sostegno per elettrodotto ad elementi tubolari d'acciaio riempiti di calcestruzzo

L'autore dopo un rapido cenno sulle peculiarità dei sostegni Motor Columbus, passa alla descrizione della prova effettuata su uno di tali tipi di pali (già in opera), e ne riassume, per le varie condizioni di carico, i valori delle sollecitazioni raffrontandole a quelle teoriche.

In questi ultimi anni, l'alto costo dei materiali ferrosi, connesso alla inderogabile necessità di costruire nuove linee elettriche ad altissima tensione per il trasporto dell'energia, prodotta in misura sempre crescente, ha spinto i progettisti verso nuove concezioni nella tecnica costruttiva dei sostegni, tendenti al conseguimento della massima economia d'acciaio.

Di particolare interesse per la novità della soluzione sono in tal campo le realizzazioni ottenute dalla Società Motor Columbus di Baden, dopo studi approfonditi ed accurate ricerche sperimentali; queste ultime condotte nel Laboratorio Federale di Prove Materiali di Zurigo.

Il tipo di pali metallici in tubo riempiti di beton vibrato, brevettato dalla Motor Columbus comporta infatti un risparmio di acciaio rispetto ad altri pali in ferro, mercè il contributo offerto dal conglomerato cementizio alla resistenza delle membrature soggette a presso-flessione.

A titolo informativo si riportano alcune note sulle principali caratteristiche tecniche di tali strutture.

La composizione del beton varia a seconda del diametro esterno dei tubi. Il calcestruzzo, a consistenza di terra umida, viene gettato, nei tubi all'aperto dopo aver disposto i tubi stessi verticalmente (palo in opera).

Il valore del ritiro complessivo si assume di 0,1 %, quello del « fluage » totale di 0,004 % per ogni kg/cm^2 di pressione sul beton. Se per ragioni pratiche occorre impiegare, in luogo di un beton leggermente plastico un beton molto plastico (ad es. un beton trasportabile con pompe), bisogna aver

cura che durante la precompressione del beton l'acqua in eccesso possa effluire.

Il numero di giri del vibratore deve essere di almeno 6000 al minuto. Una aerazione del beton non è desiderabile, ma al contrario da evitarsi.

Posto $n = \frac{E_a}{E_c}$ (rapporto dei moduli di elasticità dell'acciaio e calcestruzzo impiegati).

Le principali formule pratiche ricorrenti nei calcoli di stabilità sono le seguenti:

$$F_{id} = F_a + \frac{F_c}{n} \text{ (sezione ideale reagente).}$$

$$J_{id} = J_a + \frac{J_c}{n} \text{ (momento d'inerzia della sezione ideale).}$$

$$i_{id} = \sqrt{\frac{J_{id}}{F_{id}}} \text{ (raggio d'inerzia della sezione ideale).}$$

La lunghezza libera di flessione si sceglie in modo che, mantenendo la sezione F_a , calcolata in base al massimo sforzo di trazione, si abbia un grado di sicurezza, rispetto al cedimento per effetto di punta, non inferiore a quello previsto dai Regolamenti sulle Linee Elettriche vigenti nei territori interessati dalla linea in costruzione (¹).

Questi tipi di sostegno, la cui applicazione ha avuto larga diffusione nelle reti di trasporto svizzere esercite a medie ed altissime tensioni (65-380

(¹) Per conoscenze approfondite sui fondamenti teorici si vedano gli studi del Prof. Dott. M. Ros, Presidente della Direzione del Laboratorio Federale di Prova Materiali ed Istituto Sperimentale Industria Genio Civile Arti e Mestieri di Zurigo.