

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



IL PONTE DI QUART-VILLEFRANCHE

La Regione Autonoma della Valle di Aosta bandiva, or è qualche mese, un appalto concorso per la costruzione di un ponte sulla Dora Baltea per sostituire il vecchio ponte di legno su stilate pure di legno, ridotto in precarie condizioni di stabilità, che collegava il capoluogo del comune di Quart-Villefranche con le sue frazioni in riva destra del fiume.

Il bando indicava la località donde doveva dipartirsi la via d'accesso al ponte, località che molto opportunamente era stata scelta alquanto a valle del ponte ora esistente ed in corrispondenza d'una interruzione della fila di case fiancheggianti la nazionale, così da rendere possibile raccordarsi a questa con un piccolo spiazzo.

Si avvertivano i concorrenti: che le massime pene dovevano computarsi in 1300 m³ sec⁻¹, che non erano acconsentite più di tre luci, che la larghezza della carreggiata doveva essere di m. 5,50 e venir fian-

cheggiata a ciascun lato, da marciapiedi larghi 75 cm. netti,

che dovevano essere soddisfatte le prescrizioni legislative in vigore per le strade comunali e provinciali.

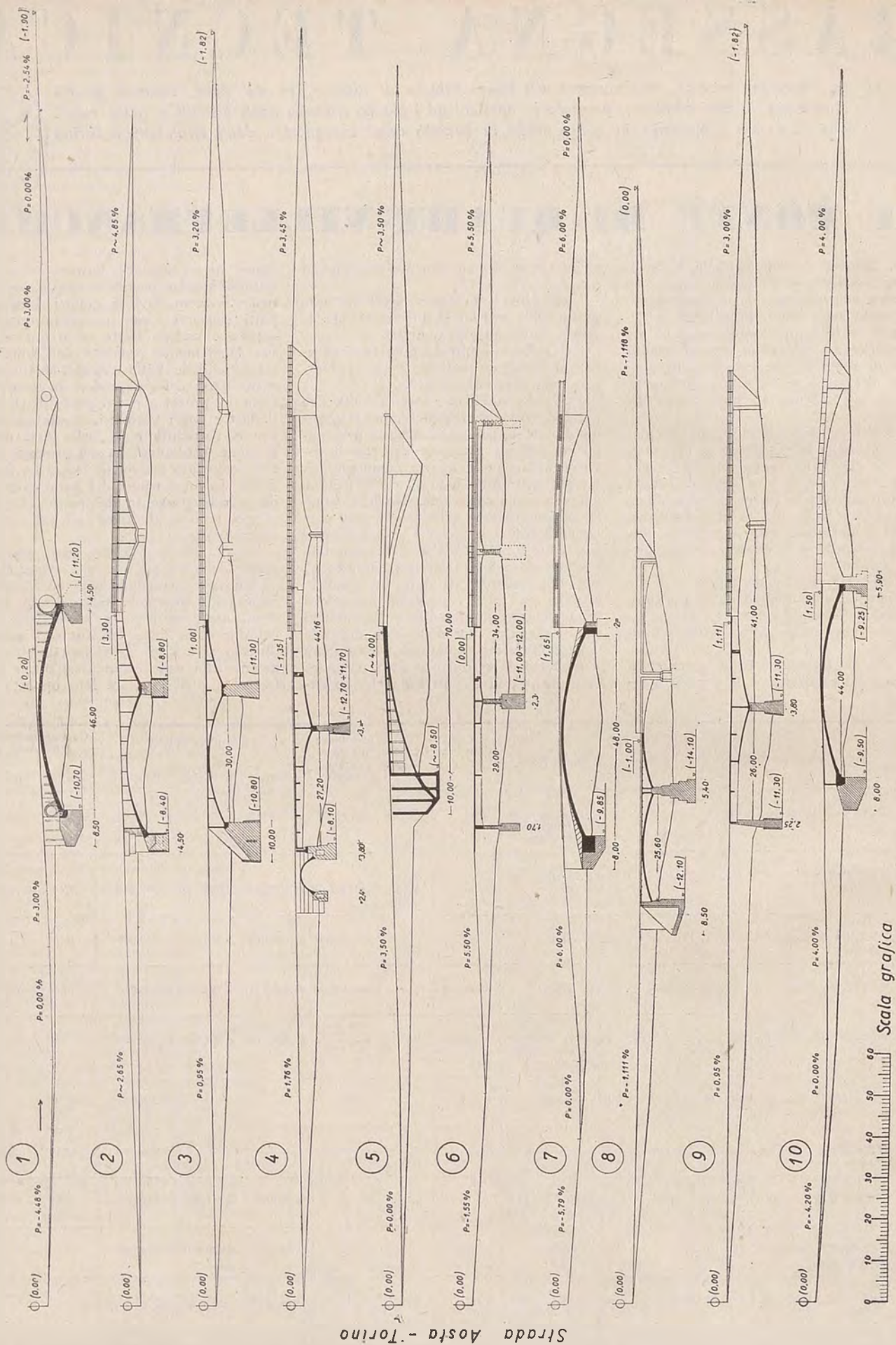
Nel resto le imprese erano lasciate libere di scegliere quel tipo e quella struttura che avessero preferito.

Il bando stabiliva espressamente che le linee architettoniche del ponte si armonizzassero col paesaggio. Questa preoccupazione di un piacevole aspetto di costruzioni anche in aperta campagna va sempre più diffondendosi ed è utile e lodevole preoccupazione. Qualche anno fa la commissione delle finanze del parlamento francese aveva a questo proposito emesso il voto che si creasse uno speciale ente, dotato dei mezzi occorrenti, con l'incombenza di dare un giudizio estetico su tutti i progetti dei lavori pubblici. Uno speciale ufficio che giudichi per suo conto, fuor della sede naturale della commissione nominata per scegliere il progetto da tradurre in atto, non pare conveniente; vi è il pericolo ch'esso de-

generi in un impaccio burocratico ritardatore. Miglior partito è quello seguito nella Svizzera dove ai giudici degli appalti concorsi viene aggregato qualche artista o critico d'arte ed è questa la via saggiamente preferita dall'Amministrazione della Valle d'Aosta, chiamando a far parte della Commissione esaminatrice del progetto per il ponte di Quart, il dottor Carlo Carducci, sovrintendente per le Antichità e le Belle Arti della Regione Autonoma. La sua presenza e il suo intervento attivo nei lavori ha fatto sì che la prescrizione del bando riguardante l'adattamento del ponte al paesaggio non si limitasse ad una vana affermazione.

L'opera sorgerà in una zona pianeggiante della vallata, che vi è larga; dolci ondulazioni raccordano il piano alle scoscese falde montane: sullo sfondo, lontana, ma imponente è la giogaia che culmina nella Testa del Rutor. Il ponte di rado sarà visto da vicino; la sponda destra della valle è qui assai meno frequentata dell'altra: sul lato opposto le

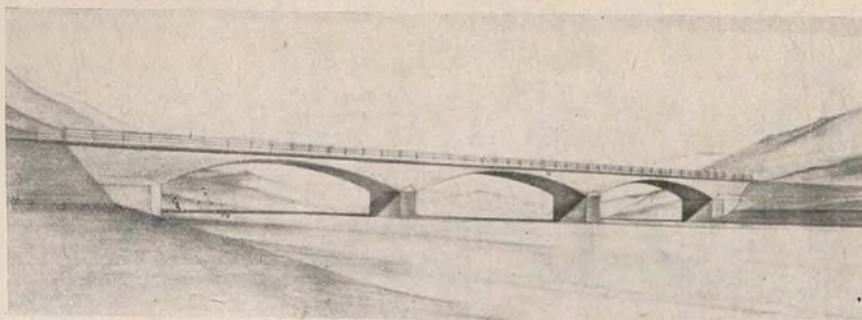
N. ord.	Impresa concorrente	Progettista	Tipo del ponte	Numero luci	Ribassamento	Lunghezza del ponte a filo spalla	IMPORTO SPESA			Quota piano posa fondazione	
							Ponte	Rampe di accesso	TOTALE	spalle	pile
1	BERTELÈ Luigi Torino	Ing. F. Albert	arco: massiciata su riempimento di terra e rinfianco.	2 luci	0,105	m. 96,80	24.000.000	2.950.000	26.950.000	— 10,70	— 11,20
2	FERROBETON Torino	Ing. G. Krall	arco: impalcato su muricci	3 luci	0,11 0,13 0,11	m. 101,90	23.452.840	2.999.620	26.452.640	— 8,40	— 8,80
3	FILIPPA Riccardo Torino	Ing. A. Frisa	arco cellulare	3 luci		m. 95,40	31.400.000	6.400.000	37.800.000	— 10,80	— 11,30
4	GETTO A - Torino	Ing. E. Peretti	trave Gerber	3 campate	—	m. 102,45	31.053.701	10.764.314	41.818.015	— 8,10	— 11,70
5	NARBONNE Nicandro Asti	Ing. F. Gai e arch. N. Reviglio	arco: con impalcato distinto: spalle cellulari	1 luce di mt. 70	0,50	m. 70	23.591.725	6.102.580	29.700.000	— 8,50	—
6	RIGHETTI - Torino	Ing. E. Norzi	trave Gerber	3 luci	—	m. 94	—	—	29.000.000	— 11	—
7	SCAVARDA Ing. Virg. Torino	Ing. V. Scavarda	arco con riempimento	3 luci	—	m. 94,20	—	—	39.924.180	— 12,10	— 14,10
8	SOGNO F.lli - Aosta	Ing. R. Locchi	arco con impalcato distinto	2 luci	0,12	m. 99	28.584.000	4.851.000	33.435.250	— 9,85	— 11,15
9	TABACCHI Paolo Torino	Ing. A. Frisa	trave Gerber	3 campate	—	m. 97	33.930.000	6.820.000	40.752.143	—	— 11,30
10	VARALDI ALDO Torino	Ing. G. Benzi	arco con riempimento e in impalcato di c. a. parziale	2 luci	0,10	m. 91,50	24.277.000	5.580.000	32.858.219,10	— 9,50	— 9,25



case di Villefranche nasconderanno per buon tratto l'opera a chi percorre la strada nazionale. In questa circostanza non si sono ritenute adatte nè delicate modanature nè decorazioni minute; si è giudicato l'arco meglio adatto della travata; l'arco a timpani pieni, grave e massiccio, meglio intonato dell'arco sottile collegato da esili muricci ad un impalcato leggero, d'aspetto troppo delicato in un ambiente grandioso.

A monte di Villefranche le acque della Dora corrono per lungo tratto divise in parecchi rivoli, appena incassati, debolmente curvi, con andamento e posizione variabili, poi, serrate tra le estreme propaggini del cono di deiezione del vallone des Laures e la solida falda destra della vallata, si riducono in un letto più stabile, per tornare più in basso ad espandersi di nuovo in un alveo meno ben definito e vagante. Dove si costruirà il ponte, la Dora ha il letto di magra, proprio a contatto della sponda destra; e accanto a questo una golena pianeggiante abbastanza ben delimitata e larga all'incirca quanto la zona occupata dalle acque basse. Più incerta appare in questo tratto la stabilità del profilo longitudinale del *talweg*. Il fondo è costituito da materiale sciolto e, in notevole proporzione, minuto, che le acque smuovono e trascinano agevolmente. I tecnici della Regione hanno fatto notare che in terreni non dissimili e non discosti, a Champ des Praz, si formarono gorgi profondi fino a 5 m., in prossimità dei piedritti di un vecchio ponte. Si è anche ricordato che circa 2 Km. a valle di Villefranche, esiste a Saint Marcel l'opera di presa di un impianto idroelettrico che sarà sotteso in un prossimo avvenire; è molto probabile che abbandonando la manutenzione della diga resa inutile dal futuro impianto, questa degraderà rapidamente e finirà con lo scomparire, causando un abbassamento del fondo di cui non è facile prevedere l'entità e l'estensione, ma che non è da escludere possa giungere fino alla sezione del nuovo ponte. Per questo, i Commissari hanno stimato necessario essere molto prudenti nel fissare la profondità e le dimensioni delle fondamenta ed hanno preferito quei ponti che prevedevano soltanto pile fuori dell'alveo di magra, le quali rimanendo all'asciutto buona parte dell'anno si ispezionavano più facilmente e più agevolmente potevano essere, all'occorrenza, restaurate e rinforzate.

La portata di massima piena, stabilita, come si è detto, in $1300 \text{ m}^3 \text{ sec}^{-1}$, è parsa esagerata a più di un concorrente. La Commissione non condivide questo parere; a monte di Villefranche il bacino della Dora misura 1910 Km^2 ; a questa area corrisponde un contributo di massima piena di poco più che $0,68 \text{ m}^3 \text{ sec}^{-1} \text{ Km}^{-2}$, certamente notevole ma non fuori della possibilità nel caso di alluvioni eccezionali. In pochi progetti si affrontò il problema idraulico con sufficiente profondità ed attenzione. È vero che un rigurgito, anche d'altezza discreta, non avrebbe provocato gravi ed irreparabili danni alle terre a monte del ponte e non avrebbe avuto conseguenze di troppo rilievo, ma la natura del fondo, assai erodibile dalle correnti veloci, e il pericolo di scalzamento degli argini d'accesso se le acque che li lambiscono al pieno inca-



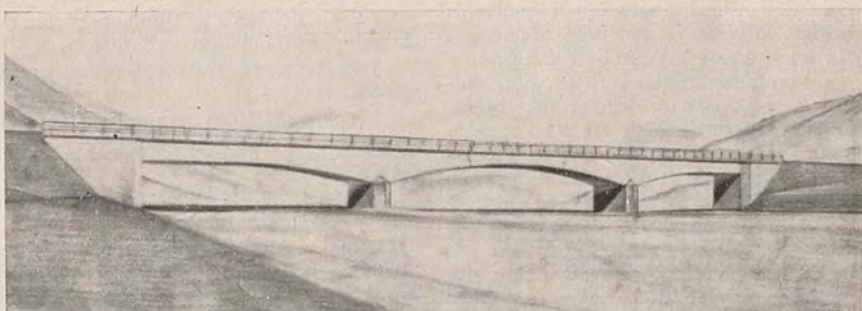
Ing. A. Frisa - *Impresa Filippa*.



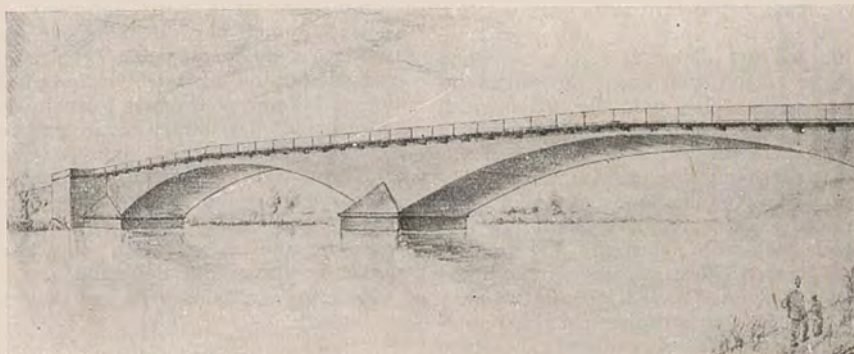
Ing. E. Peretti - *Impresa Getto*.



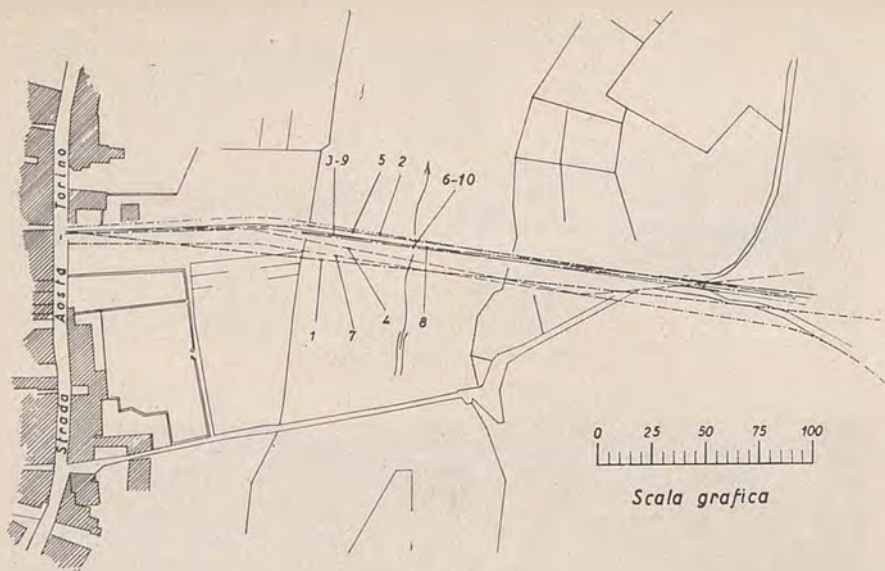
Ing. F. Gai e arch. Reviglio - *Impresa Narbonne*.



Ing. A. Frisa - *Impresa Tabacchi*.



Ing. G. Benzi - *Impresa Varaldi*.



nalandosi verso l'arcata per raggiungere la luce del ponte, avrebbero dovuto consigliare lo studio dell'argomento con maggior diligenza e ponderatezza.

Con assai più lodevole cura si sono, in genere, eseguiti i calcoli di resistenza delle strutture portanti. Quelli della trave Gerber, proposta da tre delle imprese partecipanti al concorso, presentano fra loro grandi analogie, ed è naturale trattandosi di sistemi staticamente determinati semplicissimi. Più vari sono invece i procedimenti di calcolo degli archi adottati dalle altre 7 imprese; sotto diverse forme essi applicano la teoria dell'arco elastico. Vi fu chi ricorse al classico metodo dei 5 poligoni funicolari dei pesi elastici per determinare i parametri della reazione iperstatica di una imposta e ne dedusse, nel modo ben conosciuto, le linee d'influenza dei momenti di nocciolo in alcune caratteristiche sezioni. Altri impiegarono il procedimento dello Strassner, che, rapido e agevolato da ingegnose ed estese tabelle, va sempre più diffondendosi: pregio del procedimento è poi quello di condurre ad una forma assai opportuna della linea d'asse e quindi ad una grande economia di materiale. Uno solo dei concorrenti si accontentò di metodi sbrigativi e considerò l'effetto del peso proprio e delle sollecitazioni addizionali (variazioni termiche e ritiro) usando le formule valide per l'arco parabolico ribassato, di sezione variabile con legge atta a rendere immediate le integrazioni che sono richieste dallo sviluppo dei calcoli: quanto al sovraccarico si limitò ad asserire che tra il carico di sicurezza e le tensioni dovute alle altre azioni, calcolate come si disse, rimaneva un margine più che sufficiente per garantire la stabilità. La Commissione è persuasa che le dimensioni dell'arco di cui si tratta, non sono troppo esigue, ma anche in considerazione della luce notevole della volta avrebbe desiderato una meno sommaria trattazione del calcolo statico. Fra i calcoli delle fondazioni merita un particolare cenno l'applicazione del geniale metodo di Giulio Krall, che utilizza uno speciale ellisse di elasticità del terreno.

I prezzi richiesti variano entro limiti assai grandi da 26.452.460 a 41.818.015 lire: lo scarto non stupisce chi abbia qualche pratica di simili concorsi. Le cifre d'altra parte non sono senz'altro parago-

nabili, perchè le differenze nelle fondamenta sono notevolissime e si ripercuotono sensibilmente sui costi, e di questo fatto bisogna tener conto per giungere ad un confronto economico attendibile. Un risultato è però apparso assai netto: la convenienza dell'arco rispetto alla trave Gerber; delle tre soluzioni proposte con questa struttura, due sono quelle che importano le spese maggiori richieste. Non fu sempre possibile distinguere il costo delle opere di accesso da quelle dei ponti veri e propri.

Riassumendo le sue discussioni, di cui sopra si sono riportati i risultati principali, la Commissione decise di ispirare il suo giudizio ai seguenti criteri, non tanto rigidi però da eliminare senz'altro quelle proposte che in qualche punto non li soddisfacessero:

posta come necessità imprescindibile che il progetto attuasse le tassative prescrizioni del bando quanto alle dimensioni generali ed alla sicurezza statica, ritenere elementi di preferenza:

l'uso dell'arco a timpano pieno con le pile fuori dell'alveo di magra,

fondamenta piuttosto estese e massicce,

luce sufficiente a smaltire le piene eccezionali senza raggiungere velocità troppo elevate sul fondo,

aspetto gradevole,

costo non eccessivo.

L'analisi precedente esime da una particolare discussione d'ogni singolo progetto: a dare un'idea abbastanza precisa delle varie proposte valgono la tabella riassuntiva e le figure che seguono.

La prima figura indica l'andamento planimetrico delle varie soluzioni proposte: i numeri che distinguono ciascun tracciato sono quelli stessi della tabella e si susseguono secondo l'ordine alfabetico delle imprese. Nessun tracciato presenta vantaggi o difetti particolari, tutti sono adatti: le deviazioni dalla retta sono poco importanti, modificazioni degli accessi sono possibili senza conseguenza. All'atto pratico si dovrà tener conto delle espropriazioni molto costose sulla sponda destra in prossimità dell'abitato.

Nella grande figura seguente sono rappresentati:

l'andamento altimetrico degli accessi e del ponte,

la sezione trasversale e il prospetto di questo;

le quote sono state diligentemente calcolate dall'ingegnere Bonicelli che ha ridotto ognuna di esse assumendo come sezione fondamentale la quota della nazionale al punto donde si distacca l'argine stradale che conduce all'opera: è così possibile un diretto confronto dei vari progetti, che gli Autori avevano quotato dapprima partendo da origini diverse.

Le soluzioni proposte furono: tre travi Gerber, a tre campate, e quindi con una delle pile nell'alveo di magra,

un arco con luce di 70 m e spalle di struttura cellulare piuttosto complessa; (la luce si ritenne alquanto scarsa),

tre ponti ad arco con due luci, che permettevano di portare la pila centrale fuori del letto occupato dalle basse acque,

quattro ponti a tre luci e quindi con una pila nel letto minore.

Il collegamento della via con l'impalcato è fatto in alcuni ponti con un riempimento in materiale arido, sovrapposto a leggeri rinfianchi, contenuto fra muri di testa in getto oppure in cemento armato. Questa disposizione dà luogo ad una buona ripartizione del sovraccarico sull'arco.

Disposizioni particolari, assai interessanti, presenta il progetto della Ferro-beton, con la canna della volta di larghezza assai ridotta e con parte della carreggiata portata di sbalzo. Questa disposizione permette di certo grandi economie, ma si è ritenuto che al ponte di Quart riduca troppo le dimensioni del blocco di fondazione in terreni mal sicuri.

Le rimanenti figure danno le prospettive dei diversi progetti: essi forniscono una chiara idea dell'aspetto delle opere. L'impresa Varaldo presentò pure un plastico della sua soluzione.

Applicando i criteri di giudizio sopra esposti, sentite le critiche sul valore architettonico di taluna delle soluzioni, la Commissione, unanime, ha ritenuto che più che negli altri progetti i requisiti desiderati si incontrassero in quello studiato dall'ing. Federico Albert presentato dalla Ditta ing. Luigi Bertelè. Ha poi segnalato, o per la felice soluzione estetica, o perchè si avvicinavano ai criteri da essa adottati, i progetti delle imprese: Narbonne, Scavarda e Varaldi.

La Commissione, presieduta dal geometra Nicco, assessore ai lavori pubblici della Regione, era costituita dai signori:

geom. Ferdinando Rionaz, assessore alla pubblica istruzione,

ing. Guido Bonicelli, del provveditorato alle opere pubbliche,

ing. Achille Gaiatto, del Genio Civile,

dott. Carlo Carducci, sovrintendente alle Antichità e Belle Arti,

ing. Luigi Fresia, dell'Associazione Imprese Costruzioni (sostituito in qualche seduta dall'ing. Lino Binell),

ing. Egesippo Devoti, dell'Ordine degli Ingegneri,

ing. Curzio Turrini, ingegnere capo dell'Amministrazione regionale,

e dal sottoscritto.

Giuseppe Albenga

Il nuovo ponte ferroviario sul torrente Orco

La ferrovia Torino-Milano superava il corso del torrente Orco, fra le stazioni di Brandizzo e Chivasso fino all'estate del 1944 con un ponte a travata metallica a sei luci di m. 21,20 ciascuna, per doppio binario. Tale ponte, di tipo antiquato, era già stato oggetto di studio per la sua sostituzione anche in vista dei nuovi maggiori carichi che sarebbero transitati con la elettrificazione della linea.

In seguito ai ripetuti bombardamenti che si verificarono dall'estate 1944 all'aprile 1945, il ponte stesso venne più volte parzialmente distrutto e riattato provvisoriamente sostituendo ai sostegni murari demoliti cavalletti in legno poggiati sulle vecchie fondazioni o sulle macerie di queste più o meno rafforzate, ed alle travate putrelloni in ferro. Tali sistemazioni provvisorie, limitate al semplice binario, consentirono di mantenere quasi ininterrottamente le comunicazioni ferroviarie fra i due più importanti centri del nord e quelli intermedi, con notevole vantaggio per l'economia nazionale.

Subito dopo la liberazione si ripresero gli studi per la sistemazione del manufatto: ma si ravvisò anzitutto l'opportunità di garantire l'esercizio, che doveva considerarsi in condizioni precarie specialmente nei periodi di piena sul ponte sistemato come sopradetto con modalità tutt'affatto eccezionali, costruendo a monte, mediante opportuna deviazione, un ponte in legno di 20 campate di m. 7,60 di luce ciascuna, fondato su palafitte infisse nel terreno alla profondità di circa m. 5,50.

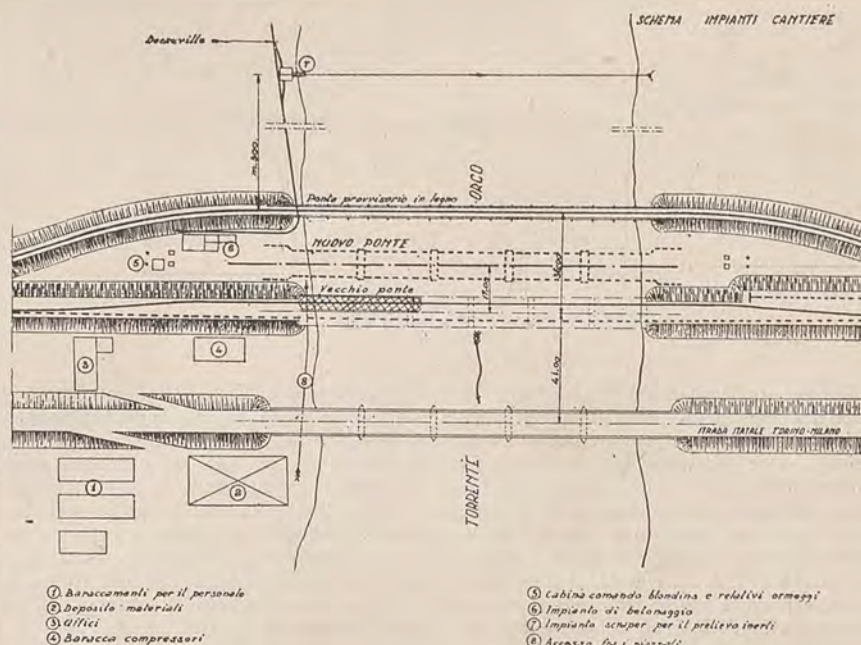
Tale deviazione, sempre di carattere provvisorio, ma atto a garantire la sicurezza dell'esercizio, aveva inoltre il vantaggio di ripristinare dopo circa due anni il doppio binario, consentendo quindi un miglioramento non indifferente del traffico ed un acceleramento nella marcia dei treni.

Infine si consentiva in questo modo di procedere alla ricostruzione definitiva del ponte senza menomamente interessare l'esercizio.

I sondaggi del terreno, spinti a buona profondità a mezzo trivellamento, avevano intanto rivelato che le condizioni geofisiche della zona (condizioni che, con caratteri uniformi, si estendono ad una vasta regione che si spinge fino a Torino) consigliarono di non approfondirsi oltre un limite piuttosto modesto per la scelta del piano di posa per la fondazione del nuovo ponte in quanto gli strati alluvionali succedentisi dalla superficie del greto del torrente, presentano elementi di dimensioni decrescenti: ciottoloni misti a sabbia, ciottoli, ecc., fino a ridursi, a m. 12 circa dal greto, a limo pliocenico.

Risultò anche che la potenza dello strato del limo era certamente superiore a ml. 40, quota alla quale furono spinti i sondaggi in parola.

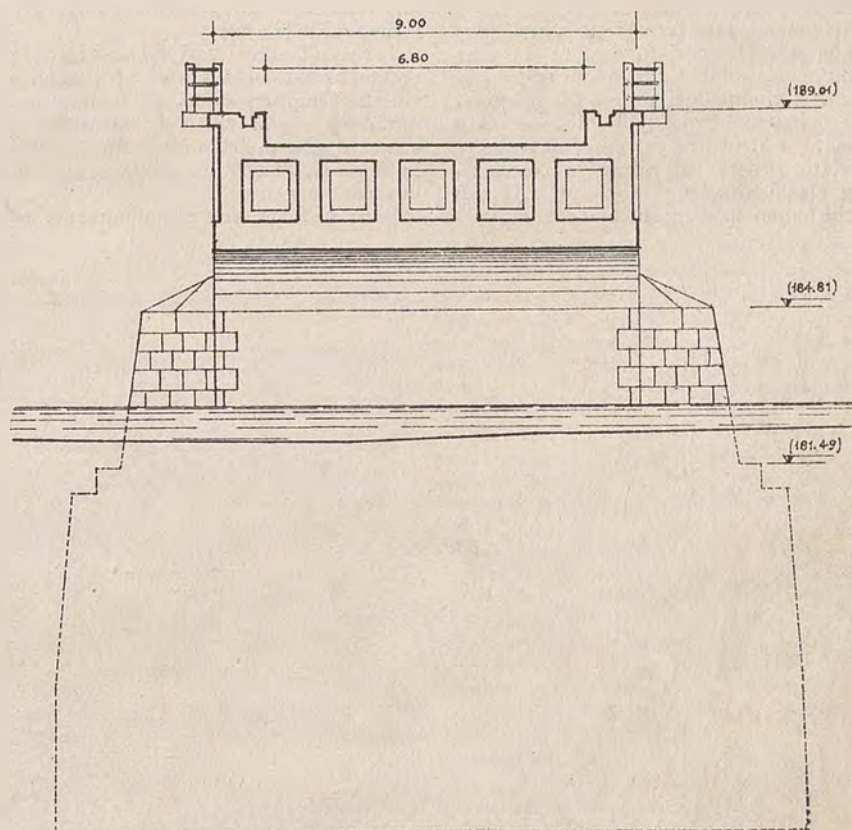
Di qui la necessità di mantenere la pressione unitaria sul piano di fondazione nell'ordine di 3 ./ 4 K/cm.² consentendo un sufficiente spessore al disotto di detto piano di terreno buono — il tutto compatibile con l'azione di erosione delle acque, per garantirsi da eventuali scalzamenti.

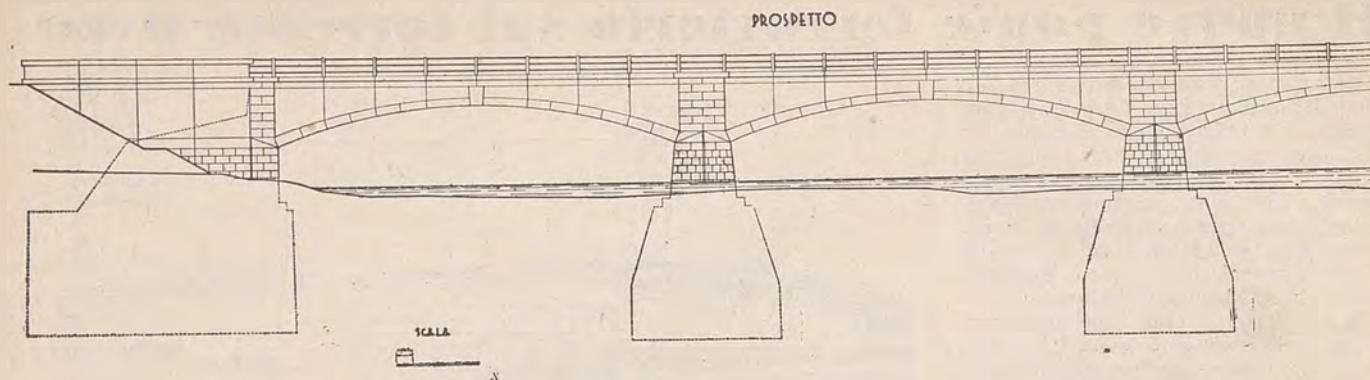


E poichè i risultati conseguiti dall'Azienda Nazionale Strade escludevano l'uso di pali in calcestruzzo per la presenza di grossi ciottoloni e, nel caso del ponte ferroviario, di massi di scogliera messi in lontani tempi a protezione delle pile e delle spalle del vecchio ponte, nonché l'impiego di cassoni a cielo aperto per la presenza di abbondante acqua, furono previste fondazioni ad aria compressa spinte alla profondità media di m. 9.

La stessa Azienda Statale Strade aveva

progettato il nuovo ponte per la Strada Nazionale n° 11, in sostituzione di quello distrutto per azioni belliche, a cinque luci di m. 25,20 ciascuna in calcestruzzo di cemento armato. L'Amministrazione ferroviaria studiò pertanto il nuovo ponte nel senso di adattarlo alle nuove modalità di attraversamento, riducendo così le luci primitive da 6 a cinque, in relazione alle condizioni idrauliche venutesi a creare e dalle quali non si poteva prescindere, data la vicinanza dei due ponti.





Esclusa la soluzione di adottare la struttura in ferro, date le ben note difficoltà di approvvigionamento del materiale, si è prevista la struttura in muratura: e poichè questa imponeva un rialzo del piano del ferro, che dall'altra parte per la prossimità del piazzale della stazione di Chivasso doveva essere contenuta in limiti modesti, si dovettero prevedere archi molto ribassati e conseguentemente l'adozione del cemento armato.

Parve in questa occasione opportuno passare alla attuazione, per la prima volta nell'opera di ricostruzione ferroviaria italiana, di un ponte a struttura cellulare, la cui trattazione teorica si è specie in questi ultimi anni arricchita di studi pregevoli che hanno trovato poi pratica applicazione in cospicue opere anche da noi, sia pure limitate per ora, al traffico stradale. In Francia la Société Nationale Chemins de Fer ha recentemente inaugurato due bei manufatti di questo tipo sulla Modane - Parigi, presso la Stazione di Premont, sul fiume Arc.

Il nuovo ponte ferroviario venne pertanto previsto con fondazioni ad aria compressa, spinte alla quota di m. 9 circa, a cinque luci di m. 24 ciascuna, con ribassamento 1/10, in cemento armato a struttura cellulare, lievemente deviato rispetto al primitivo tracciato, con alzamento del p. f. di m. 1,11; gli archi hanno spessore in chiave di m. 0,50

ed alle imposte di m. 0,80: con i costoloni, in numero di sei, opportunamente rafforzati e la soletta, si ha uno spessore in chiave di m. 1,10 ed all'imposta di m. 2,20: il sovraccarico è stato previsto dato da due treni tipo A con la maggiorazione del 25% per tener conto dell'azione dinamica, coefficiente risultante dall'applicazione della formula italiana, il ritiro pari all'effetto -5° e la variazione termica a $\pm 10^{\circ}$.

Non si è ritenuto, in questa prima costruzione, di sfruttare integralmente tutte le risorse che può dare questo tipo di struttura e si è ridotta la sua continuità con l'adozione di un giunto in corrispondenza dell'imposta.

Il prospetto e le sezioni del ponte risultano dai disegni nel testo. Allo scopo di conferire particolare carattere di decorosità al ponte in relazione sia all'importanza dell'opera come al fatto di essere ubicato in prossimità del ponte stradale, e quindi molto in vista, è stato impiegato il granito per le parti rostrate dei sostegni, e, per ragioni di economia, la faccia vista in graniglia per i volti, i timpani e le lesene.

I cassoni sono stati costruiti in cemento armato, sul posto, ed hanno richiesto l'impiego di ql. 1000 di acciaio semiduro — in tutta la struttura in cemento armato del ponte, hanno trovato impiego ql. 38.000 di cemento e ql. 2.500 di ferro omogeneo.

Sono stati previsti camminamenti nel-

l'interno della struttura, per potere effettuare indagini e rilievi nel tempo, ad opera finita.

Il calcestruzzo per le opere in c. a. è vibrato, con vibrator ad immersione Venanzetti; si pone cura a che la vibrazione sia portata alla massa del conglomerato, gettato in strati di m. 0,25 circa, ed alle armature in ferro.

I lavori sono stati iniziati nel giugno 1948 dall'Impresa Ing. Recchi Enrico di Torino, risultata aggiudicataria in seguito a gara. Nel settembre s. a. erano stati costituiti n° 3 cassoni ancora interamente appoggiati agli isolotti precostituiti per la loro formazione, quando si verificò l'alluvione che agì con così cospicui danni in molte zone del Piemonte.

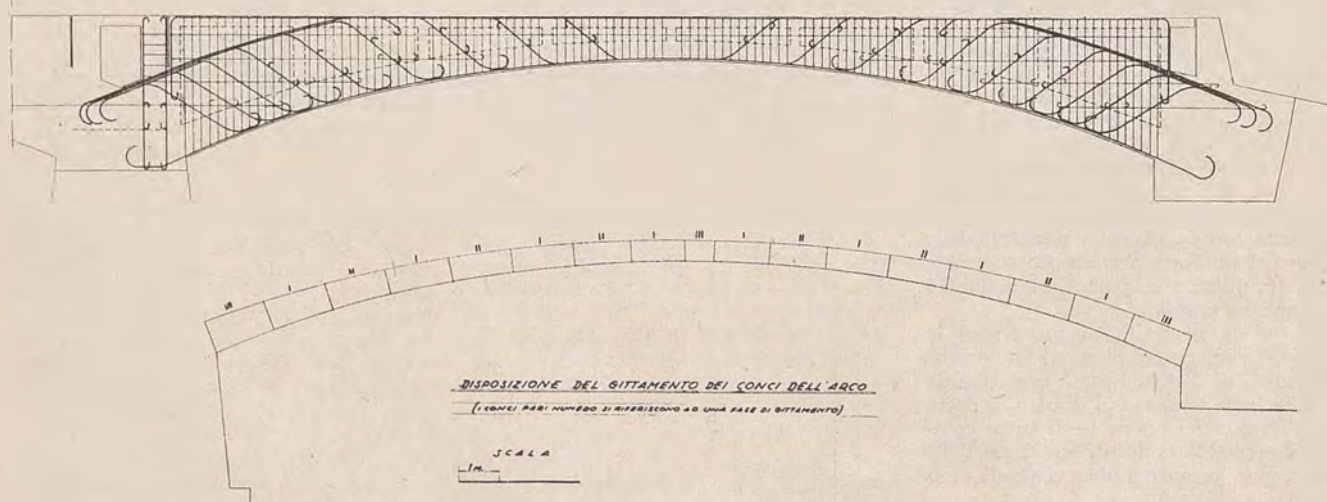
La potenza delle acque, che trascinarono imponenti quantità di materiali, agì su queste opere che si opponevano alla sua irruenza con lo scalzamento e con l'urto le spostò planimetricamente ed altimetricamente.

Calmatasi la piena delle acque ed abbassatesi al livello normale, fu possibile passare all'azione e riportare i cassoni, durante i lavori di affondamento, nella posizione primitiva.

Il cassone della pila 3, da Torino, sebbene il calcestruzzo fosse stato gettato da soli tre giorni, non ebbe a risentire danni nè a presentare alcuna lesione.

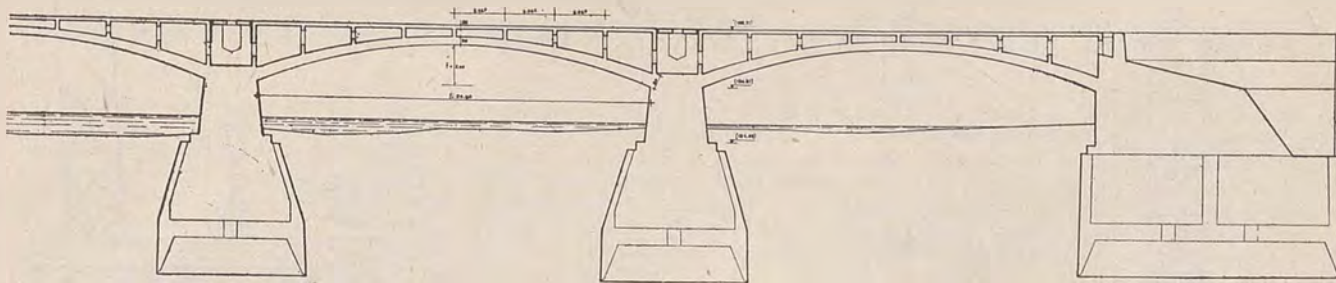
La centinatura dei volti è a sbalzo

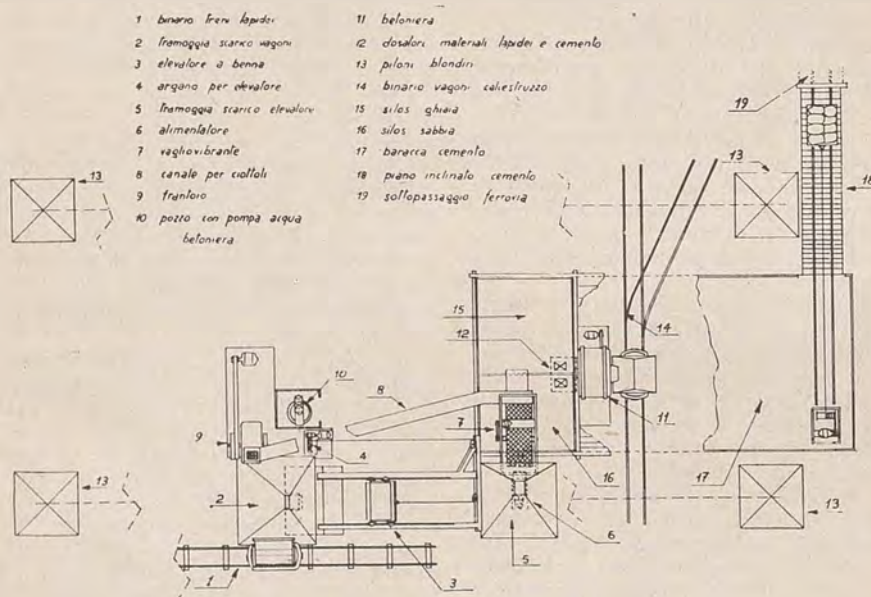
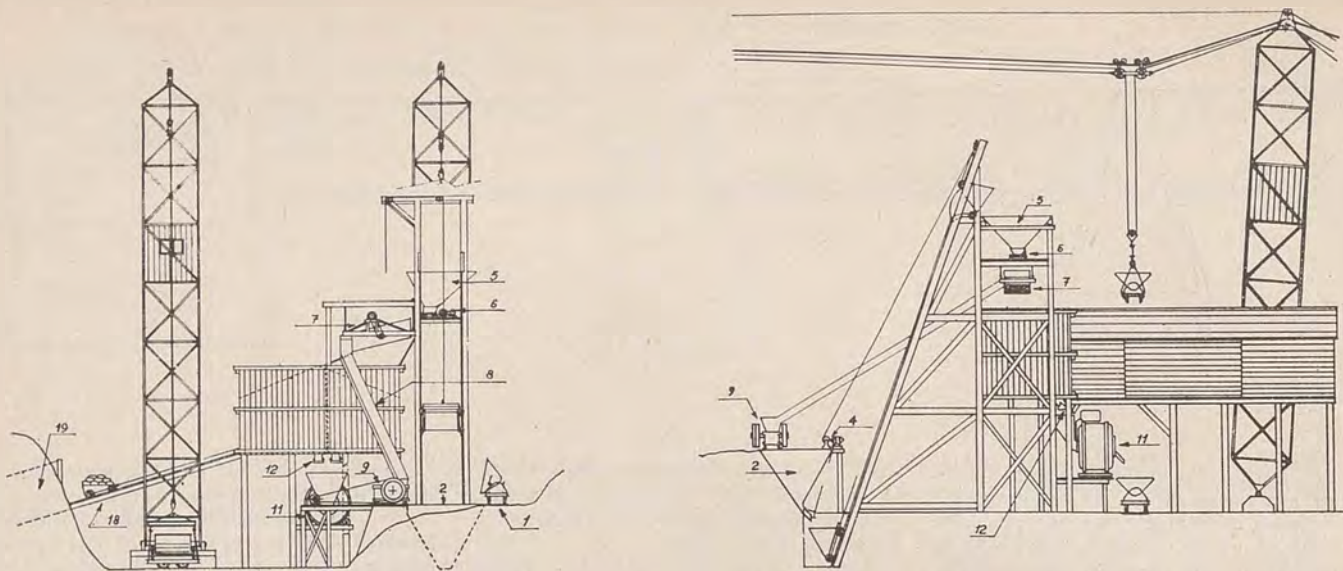
SCHEMA DELL'ARMATURA DI I COSTOLONE



DISPOSIZIONE DEL GITTAMENTO DEI CONCI DELL'ARCO
(I CONCI SONO NUMERATI IN RIFERIMENTO AD UNA PILE DI GITTAMENTO)

SEZIONE LONGITUDINALE





da 4.000 litri. Per i bisogni del cantiere è in attività una escavatrice, tipo OSGOOD, della potenza di HP 60, con capacità della benna di mc. 0,70.

In relazione alla necessità di costruire i due rilevati di accesso al ponte, per un volume di mc. 27.000 circa, fa servizio un Euclid della portata di circa 14 cm.

La potenza complessiva degli impianti somma ad HP 750.

L'intero cantiere ha una rete elettrica di illuminazione sì da consentire turni ininterrotti di lavoro sulle 24 ore.

La costruzione del ponte, compresi i rilevati, importa una spesa di lire 260.000.000, con un impiego di mano d'opera pari a 40.000 giornate operaie.

L'ultimazione è prevista per il luglio corr. anno.

Pirro Serantoni

Errata - Corrigé

ARTICOLO: "Tecnica ed economia dei trasporti", pubblicato nel numero di Febbraio '49:

A pag. 23 prima colonna 19^a riga dal basso si aggiunga dopo milioni "sono addetti a industria trasporti e comunicazioni o attività connesse di cui 600.000 circa",.

A pag. 25 nella citazione al fondo leggi: "7) L'année ferroviaire — PLON 1948 Parigi",.

ARTICOLO: "Tabelle per piegamento delle barre in travi di c. a.", apparso nel n° 9, Settembre 1948, la Tabella 1, $n = 1 \div 9$ va corretta come segue:

	d_3	d_4	d_5	d_6	d_7	d_8
Errata:	1.068	1.265	1.436	1.590	1.728	1.855
Corrige:	2.230	2.640	2.998	3.320	3.605	3.868

Evoluzione delle centine da ponte metalliche rimovibili ed incorporabili

Il grande e certamente meritato favore che incontrano le strutture lignee nella centinatura di servizio dei ponti oscura la conoscenza dei pure notevoli meriti che ha l'acciaio nella risoluzione del complesso problema del preliminare superamento della luce da coprire.

Se sotto l'aspetto economico il risparmio è più facile mediante il legno, almeno nella generalità dei casi, non pertanto esistono circostanze di convenienza di costo anche con il metallo; senza contare che talora questo metallo può essere financo insostituibile nella risoluzione di alcuni difficili quesiti costruttivi. È quello che vedremo seguendo lo sviluppo delle centine metalliche dalle forme più semplici, nelle quali esse imitano per così dire le centine in legname e quindi sono economiche solo quando devono venire più volte riutilizzate, alle forme speciali destinate all'attuazione dell'inglobamento nel corpo del ponte di quelle parti di tali strutture di servizio che si intendono utilizzare stabilmente nelle funzioni portanti definitive.

Quanto più ampia è la luce da coprire tanto più sentita è la necessità di adire alle cennate forme speciali di penetrazione della centina di servizio con il ponte. Perciò centina e ponte debbono configurarsi precise con le loro mutue relazioni nella fantasia e nella mente del progettista sin dalle prime fasi di impostazione del progetto. Specialmente sotto questo aspetto credo sia di utilità tracciare un cenno evolutivo della tecnica delle centine metalliche.

Centine rimovibili.

La già affacciata costosità della centina metallica nelle luci modeste quando non è riutilizzabile, unitamente ad altri aspetti di inferiorità, specialmente quello della grande sensibilità termica con conseguente variabilità dimensionale, fecero sì che la centina metallica venisse prevalentemente usata come surrogato talora parziale delle centine lignee: parti di centina, nella zona della struttura in legname dove le difficoltà locali erano più facilmente risolvibili con l'acciaio. Quasi esclusivamente a questi sporadici parziali esempi volgono lo sguardo i pochi trattatisti che dedicano qualche parola all'argomento (1). Nella fig. 1 sono indicate tre centine parziali, progressive-

mente più ampie di portata, quindi sempre più complesse come struttura.

Come per i modelli lignei, anche per quelli metallici è necessario istituire una classificazione delle centine, la quale può venire basata su differenziazioni relative all'uso oppure relative alla conformazione costruttiva.

Centine sbarranti e centine traversabili, cioè strutture che impediscono ogni transito inferiormente al ponte e strutture che invece sono state pensate in modo da non ostruire il libero attraversamento dell'intera campata o di parte di essa.

Centine con appoggi intermedi e centine senza appoggi intermedi (le prime vengono dette impropriamente *fisse* e le altre *a sbalzo*); le dizioni corrispondono a quelle tedesche di *unterstützte Lehrgerüste* e di *freitragende Lehrgerüste*.

Centine in carpenteria chiodata o saldata e centine tubolari smontabili: distinzione recente atta ad indicare il ricorso alla carpenteria tradizionale con profili normali e giunzioni chiodate o saldate oppure l'uso di strutture leggere tubolari in acciaio speciale con giunti smontabili. *Centine speciali*, quali quelle ad arco irrigidito da reticolati di cavi di acciaio oppure da raggere di falconi.

Le centine sbarranti metalliche conservano la distinzione di due parti fondamentali proprie alle analoghe centine lignee: una zona superiore detta *dei saettoni* sorreggente la corona delle sagome con il relativo manto; una zona inferiore detta *delle stilate*, fissata alle palificate od ai blocchi di fondazione provvisoria; tra le due zone i *dispositivi del disarmo* (cunei, sacchetti o scatole di sabbia, viti e martinetti). Le centine traversabili conservano rudimentalmente la parte delle stilate, quantunque soventemente questa possa atrofizzarsi e scomparire quando esistano speciali alloggiamenti nelle spalle dell'arcata; e non presentano saettoni a sorreggere le sagome perchè generalmente si ricorre a strutture reticolari arcuate adeguatamente. Tipica a questo proposito l'estrema semplificazione delle cosiddette *cintres en rails*, centine a rotaia arcuate come quelle dei quadri metallici per scavi in galleria (fig. 2).

In fig. 3, viene presentata la centina mista usata nel ponte di Iller presso Kempten nel 1906; la parte inferiore in acciaio e la parte superiore a saettoni in legname. In fig. 3 b, è schematizzata la centina traversabile di 18,80 m. pel ponte sul Reno a Basilea, centina usata

sei volte; ed in fig. 3 c, la centina dell'Augustus-brücke a Breda per una campata di 39 m. In fig. 4 è riprodotta la centina di m. 24, pel ponte ferroviario sull'Orco presso Chivasso, costruito nel 1949 dall'Impresa Recchi (2).

Speciale menzione meritano le *centine tubolari smontabili*, perchè vanno assumendo un largo impiego pienamente giustificato dalla convenienza economica dovuta alla loro leggerezza ed alla possibilità illimitata di reimpiego. Sono composte, come i *scaffolding* degli inglesi e gli *échafaudages en tubes* dei francesi, da tubi senza saldatura in acciaio ad alta resistenza, del diametro di una cinquantina di millimetri (spessore della parete intorno ai tre millimetri), alesati alle estremità per l'impiego di speciali accessori.

I giunti di collegamento possono consentire l'unione ad angolo retto di due tubi passanti, l'unione di due tubi coassiali, e l'unione assiale di due tubi formanti un angolo variabile fra di loro. Esistono anche speciali basi terminali a piano di posa fisso od orientabile. In fig. 5 è rappresentato un giunto ad angolo variabile (3).

Gli schemi costruttivi cui si prestano questi sistemi leggeri e smontabili sono illimitati, passando dalle centine sbarranti a quelle attraversabili (fig. 6). Il graticcio leggero, che a mo' di cortina trasparente sbarra la luce dell'arcata, dev'essere studiato in modo da moltiplicare più che concentrare le linee di forza che scaricano il peso della volta nel terreno: quindi più razionali sono le centine con appoggi intermedi; non è da escludersi però la centina senza appoggi intermedi, specialmente se dotata di pezzi speciali per la realizzazione delle cerniere d'appoggio.

(2) SERANTONI — Il ponte ferroviario sull'Orco presso Chivasso, in «Atti e Rassegna Tecnica» - Maggio, 1949.

(3) Ecco le caratteristiche dei tubi della Dalmine-Innocenti. Pezzi speciali brevettati: a) tubi senza saldatura in acciaio A 55 UNI 663 avente un carico di rottura di $55 \div 65 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma = 48 \text{ mm}$, spessore 3,25 mm., alesati alle estremità per l'impiego dei seguenti accessori; b) giunti ortogonali per il collegamento ad angolo retto dei tubi, costituiti da un nucleo in ghisa malleabile e due cappelli in acciaio stampato uniti da quattro bulloni aventi la testa a T, completi di dadi e rondelle; c) giunti a perno per giunzioni assiali dei tubi costituiti da due cappelli in acciaio stampato uniti da quattro bulloni aventi la testa a T, completi di dadi e due rondelle; d) spinotti di unione dei tubi costituiti da uno speciale laminato a croce con rosetta centrale di appoggio dei tubi stessi; e) basette speciali di appoggio formate da un disco in acciaio stampato e da mezzo spinotto a croce saldato a detto disco. Alcuni valori: $\sigma_{est.} = 48 \text{ mm.}$; $S = 3,25 \text{ mm.}$; $A = 4,25 \text{ cm}^2$; $I = 10,78 \text{ cm}^2$; $W = 4,50 \text{ cm}^3$; $i = 1,59 \text{ cm.}$

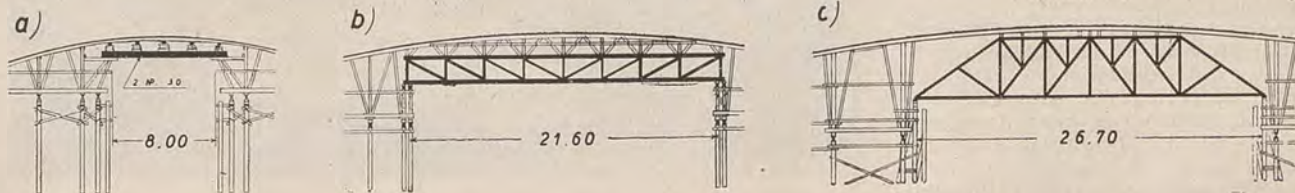


Fig. 1 — Centine parzialmente metalliche con luci libere di varie dimensioni.

(1) E. MOERSCH — Eisenbetonbau, II - Verlag von K. Wittwer, 1929. I. MELAN — Der Brückenbau - Verlag Deuticke, Leipzig, Wien, 1911.

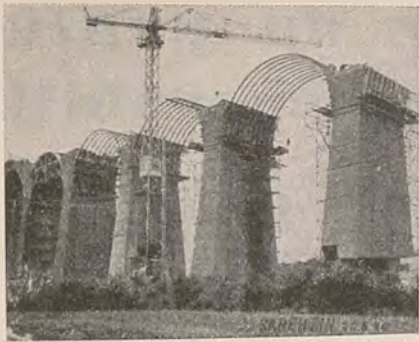


Fig. 2 — « Cintres en raile » del viadotto di Bacerilin.

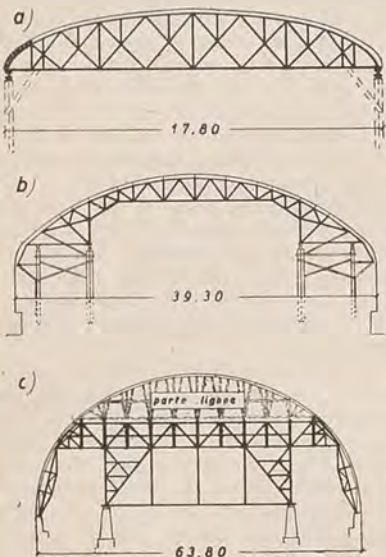


Fig. 3 — Centine metalliche traversabili: a) per il ponte di Iller; b) per il ponte sul Reno di Basilea; c) per l'Augustus-brücke a Breda.

Lo svincolo dalle concezioni strutturali a reticolo triangolare isostatico rappresenta la chiave risolutiva del problema economico della centina metallica, specialmente nei riguardi delle grandi campate.

Ed apre la via alla intuizione di nuove forme oltre quella dei telai multipli (cioè maglie quadre anziché triangolari) dei sistemi tubolari; forme sempre più ardite. Ad esempio le strutture a sistemi combinati, iperstatiche.

Si constata che la centina ad arco per essere sufficientemente indeformabile diventa sommamente antieconomica? E d'altra parte è anche intuitivo che la raggiera di saettoni delle centine embrionali dei piccoli volti diventi antieconomica estendendosi la luce? Ebbene si combini l'arco alla raggiera di saettoni, e si studino rigidità ridotte all'arco e rigidità ridotte dei saettoni, però ferma restando la sufficiente rigidità complessiva atta a garantire il mantenimento della conformazione progettata dell'intradosso della costruzione. Tra i due estremi, antieconomici entrambi, dell'arco rigidissimo con saettoni cedevolissimi e dell'arco deformabilissimo ed i saettoni quasi inestensibili o incompressibili, potrebbero stare le soluzioni economicamente più vantaggiose.

Si cade quindi in problemi che hanno analogia con i sistemi combinati dei ponti: travata continua collegata con montanti ad un arco sottostante e ponte sospeso con travata irrigidente.

Una centina rispecchiante tali tipi sembra realizzabile poggiando il manto su di un arcone a traliccio di rigidità mediocre rinforzata da falconi convergenti in più punti d'appoggio interni alla campata (fig. 10a); i falconi potrebbero avere forma affusolata (4).

Poi in fig. 10 b si vede lo schema di una centina realizzabile sagomando il manto mediante un arcone a traliccio di rigidità mediocre ma costretta alla foggia predisposte mediante due fasci di funi in acciaio uscenti da robusti ancoraggi in corrispondenza delle imposte. È in sostanza lo schema adottato da Freyssinet nella costruzione degli hangars dell'aeroporto di Villeneuve Orly, dove però l'arcone è in legname (5). La parte metallica (le funi) ha però cospicua importanza, tale che non si possono includere le centine di Freyssinet nella categoria delle centine metalliche, esse si possono includere in tipi misti. Nello schema di Villeneuve gli ancoraggi riuniti dei cavi si trovano sollevati da terra, ad un terzo della freccia, consentendo la praticabilità del cantiere.

Qualora gli ancoraggi dei cavi siano studiati bene le funi sono totalmente recuperabili e questo è il maggior vantaggio dell'ultimo sistema.

Perché l'economicità delle centine metalliche consiste pur sempre ed essenzialmente nella possibilità di recupero della maggior parte dei materiali usati, per il loro reimpiego.

In fig. 10 c si ha un altro schema composito assai pratico.

(4) Lo schema è già stato realizzato in legname per un ponte di 132 m. di luce e 25 di freccia. Cfr.: *Le nouveau pont en béton sur la Seine à Sainte Pierre du Vauvray* (Eure). « Le Génie Civil », 1923, n. 18, pagina 417.

(5) M. FREYSSINET — *Hangars à dirigeables en ciment armé en construction à l'aéroport de Villeneuve Orly* — « Le Génie Civil », 1923, 22 sept., 29 sept., 6 oct.

Centine incorporabili.

Se però i materiali impiegati nella costruzione della centina possono venire riutilizzati in sito anziché rimossi per un reimpiego altrove, per esempio incorporandoli nel getto dei cementi armati del ponte, si apre un'altra via per la ricerca della diminuzione dei costi. Questa è la via battuta dai seguaci del cosiddetto metodo Melan, con brillantissimo successo anche sotto l'aspetto costruttivo e statico, come chiarirò subito ad evitare l'equivoco che il sistema delle centine incorporabili stabilmente abbia il solo scopo dell'economia della centina.

Infatti nelle grandi arcate in cemento armato è importante e grave un altro problema: quello di contenere in limiti accettabili i tassi di lavoro dei materiali (conglomerati e metallo) indotti nelle sezioni prossime alle cerniere di imposta e di chiave dagli enormi pesi morti e dai considerevoli carichi accidentali complessivi; e tali tassi di lavoro sono tanto più temibili quanto più ridotta è la monta dell'arco. Se si debbono superare i limiti che la pratica pone (6) alle possibilità dell'usuale cemento armato, occorrono accorgimenti d'eccezione. Alleggerire il complesso della volta architettandola a costoloni distanziati, e poiché tali costoloni hanno sezioni generalmente insufficienti in corrispondenza delle anzidette cerniere, essi vengono colà irrobustiti ingrossandoli sino a venire tra loro reciprocamente a contatto; e, ciò non bastando, si migliorano localmente le

(6) Se a definire la monta dell'arco e le sue caratteristiche essenziali si assume anziché il rapporto φ tra la freccia e la luce, il rapporto K tra il quadrato della luce e la freccia (con che si avrebbe il rapporto tra la luce e φ) si ha un indice molto significativo che i tedeschi chiamano *Kühnheit* = arditezza.

$$K = l : \varphi = l^2 : f$$

Valori medi per opere murarie ed in cemento armato ordinario $K = 200 \div 600$; per opere in cemento armato del tipo ponte del Risorgimento $K \leq 1000$; per ponti ad arco - portale $K \leq 100$; per ponti tipo Melan si può giungere a K superiori anche a 2000: vero primato di slancio ed arditezza!



Fig. 4 — Centine metalliche per il ponte ferroviario sull'Orco.

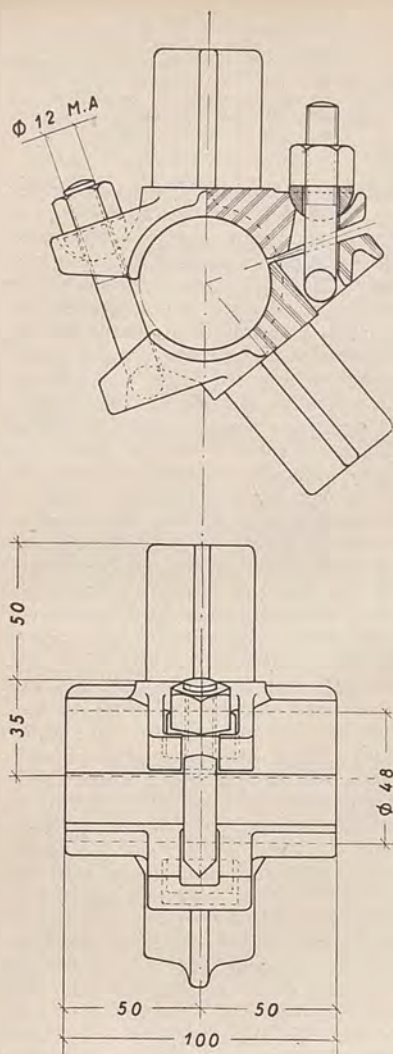


Fig. 5 — Giunto ad angolo variabile del sistema Innocenti-Dalmine, brevettato.

qualità dei materiali (cementi speciali, calcestruzzi accuratamente studiati e confezionati, intensificazione dell'armatura metallica ed anche sostituzione totale dell'acciaio o della ghisa al cemento armato) e si opera in modo da rendere più razionali le distribuzioni delle tensioni indotte [frettage, ossia cerchiatura che contrasta la dilatazione trasversale e lo svergolamento delle armature metalliche, com'è stato fatto dall'Emperger (7); uso dei martinetti idraulici secondo i sistemi introdotti in Francia dal Freyssinet ed in Germania dal Färber (8), con che si opera in posizione ed entità adatte una compensazione della modificazione di tensione dovuta al ritiro dei getti durante la maturazione ed all'accorciamento assiale dell'arco al disarmo].

(7) Il metodo Emperger è degno di nota perché si collega al metodo Melan di cui si sta aprendo il discorso. I costoloni ad arco sono armati longitudinalmente con grossi profilati di ghisa gettata, di alta resistenza, che vengono protetti contro lo svergolamento da spirali avvolgenti. Ampi particolari tecnici in un ponte di 71 m. di luce e le prove preliminari di laboratorio sono illustrati nello studio di F. EM-PERGER — *Die Traumfallbrücke bei Gmunden*, « *Beton und Eisen* », 1925, H. 3-4.

(8) Il procedimento di Freyssinet, proposto nel 1908 trovavasi descritto in « *Le Génie Civil* », 1921, numeri 5-7; il *Färbersche Gewölbe - Expansionsverfahren*, trovavasi descritto in un articolo di EISELEN in « *Betonbeilage des Deutschen Bauzeitung* » 1921, ma risale al 1912.

Ma v'è di più; sempre avendo di mira il modo di lavoro del cemento armato in queste zone che sono generalmente solo compresse, si deve denunciare una irrazionalità di sfruttamento dell'armatura metallica in confronto di quella del calcestruzzo. Il cemento armato ordinario lavora male.

Se si tollera che ad indurimento e stagionatura sufficienti il calcestruzzo lavori a compressione al limite regolamentare, cioè con una tensione $\sigma_c = 50$ kg/cmq, implicitamente si deve ammettere che il ferro lavori con una $\sigma_f = 500$ kg/cmq. essendo cioè 10 il fattore di riduzione

$$n = \frac{E_f}{E_c} \text{ anziché quanto potrebbe sempre}$$

in base a regolamento ($k_f = 1400$ Kg/cmq). L'unico modo di utilizzare tutte le risorse di resistenza del metallo inglobato nel calcestruzzo è quello ormai consueto della precompressione, cioè della preventiva messa in tensione del ferro ad un tasso di lavoro che sommato con quello che gli verrà trasmesso per l'adesione dal calcestruzzo lo porti a lavorare in prossimità del carico di sicurezza. Questa precompressione il sistema Melan consegue caricando la centina di servizio da incorporare con pesi fittizi, cosicché a

getto avvenuto e maturato, il ferro, che sarà divenuto armatura del cemento armato, verrà a sopportare la precompressione più la tensione che gli competerà come parte connessa della struttura finale. È dunque un sistema di precompressione molto più semplice e più fidato di quello proprio alla tecnica del precompresso.

Ma quest'operazione di forzatura richiede una accurata messa a punto, perché come lo stato di tensione trasmesso dal calcestruzzo al metallo può essere irrazionale, così irrazionale può essere la trasmissione di tensioni dal ferro al calcestruzzo; senza le opportune precauzioni questi porterebbe conseguentemente un incremento di tensione nel calcestruzzo (9).

Il quadro delle operazioni di cantiere che rispetta le predette esigenze cautelative è chiaro oggi e si chiama, come diremo, sistema Spangenberg-Melan; ma per vederlo realizzato sono occorsi molti lustri di esperienza nel sistema Melan primitivo.

Il sistema Melan detto *bei steifer Armierung* nasce alla fine del secolo scorso come metodo costruttivo di archi in

(9) Quantunque entrino in gioco notevoli incogniti fenomeni di plasticità, può grossolanamente spiegarsi come si comportano armature e calcestruzzo. La tensione nel calcestruzzo è funzione crescente

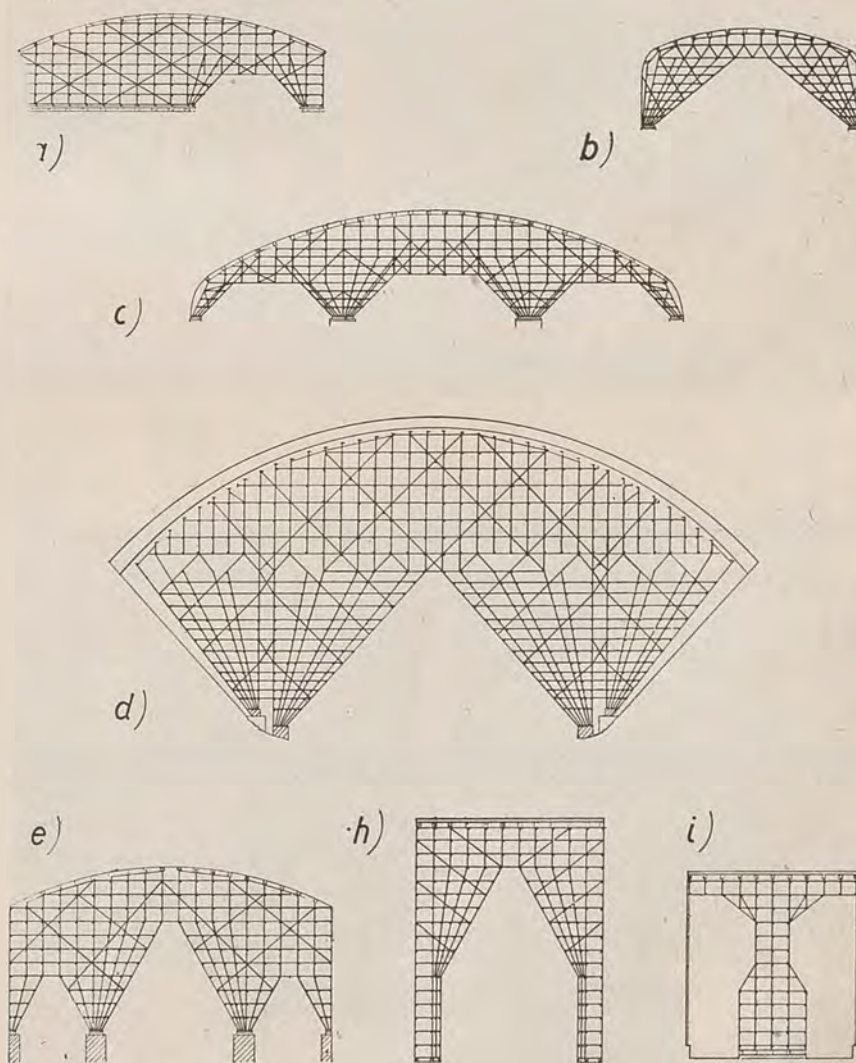


Fig. 6 — Frequenti schemi costruttivi di centine smontabili tubolari.

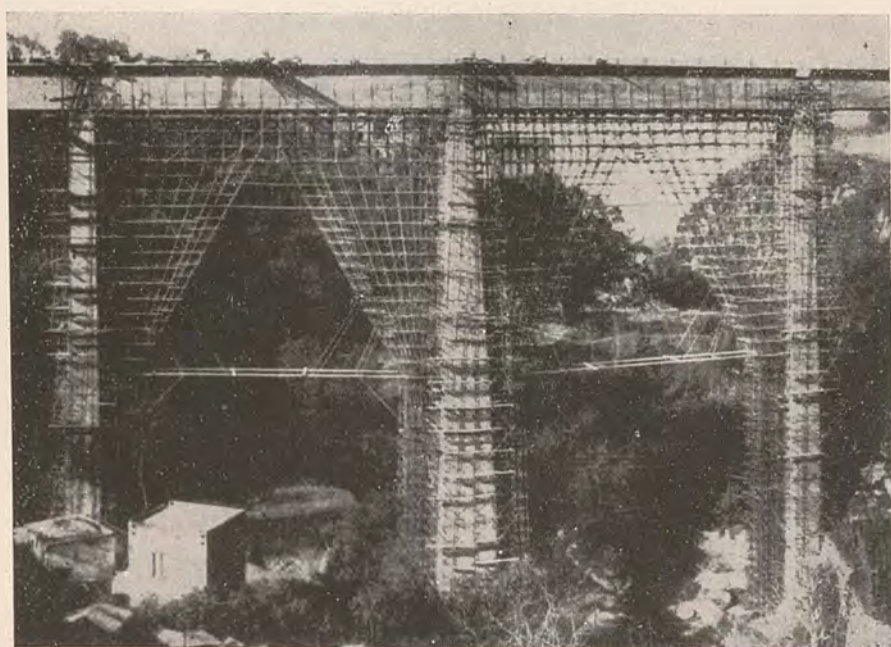
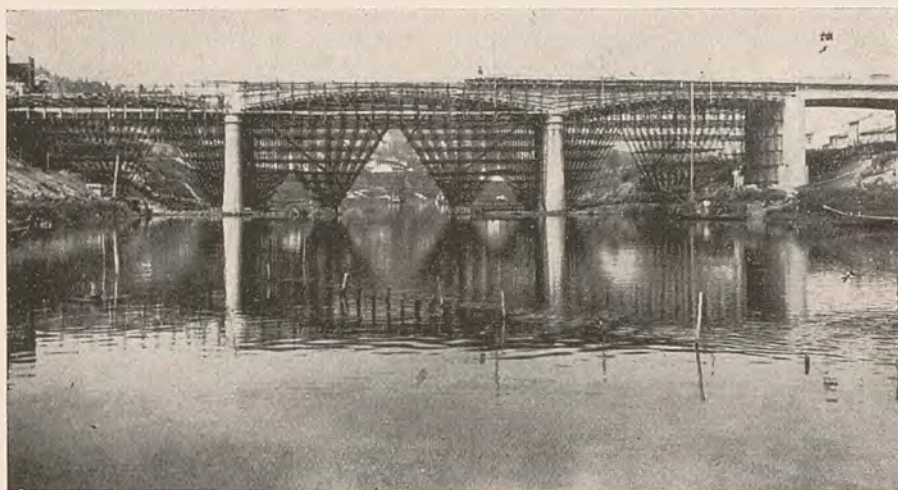


Fig. 7 — Centina tubolare scomponibile per ponte ad arco sul Tevere a Roma, a monte di ponte Milvio. Traslabile lungo l'asse del fiume.
Fig. 8 — Centina tubolare scomponibile per ponte a tre travate, sull'Arno a Signa (Firenze).
Fig. 9 — Centina tubolare metallica per il viadotto di Seiano (Sorrento-Napoli).

opposizione ai metodi Monier ed Hennebique, detti *bei schlaffen Armierung*; a differenza di questi, che utilizzano ferri tondi o quadri, impiega profilati normalizzati a $\mathbf{I}$ e $\mathbf{C}$ e tralicci composti. Un panorama interessante di questi primi tipi di arco con armatura di profilati, adottati con molto favore in tutta Europa e specialmente in America, lo si ha sfogliando l'antico trattato del Melan (10). È possibile scorgervi l'evolversi delle forme primitive di volte a sezioni piena con annegate *putrelles* curvate a quelle di volte in cui sono incorporati archi a parete piena composta ed archi reticolari più o meno robustamente collegati tra loro a scopo di controventamento durante i getti (fig. 11a, b, c), alle forme successive con volte costituite da arconi distanziati di sezione quadra nei quali sono inglobati due o più alti arconi reticolari (fig. 11d, e, f). È possibile seguirvi il nascere del concetto dell'utilizzazione dell'armatura metallica del cemento armato come preliminare centina di servizio per il parziale sostegno dei casseri lignei, come nello Schwimmschulbrücke in Steyr (1898). È possibile scorgervi lo svincolo progressivo dai tipi ad arco incastrato per la più razionale adozione degli archi con cerniere. Ed è infine possibile seguirvi il sorgere dell'idea del miglioramento del sistema introducendo caute precompressioni, che vengono anche tenute nel debito conto nei calcoli: nel ponte di Laibach (1903) si fa gravare metà del peso dell'arco sulla sola armatura, nel ponte sul Polcevera a Genova (1906), è solo la terza parte, come nel ponte di Payerbach. Al concetto che all'armatura metallica debba venire attribuito metà del peso totale il Melan si terrà fedele sino al 1927 epoca delle grandi applicazioni del suo sistema in ponti svizzeri (11). Se nel 1907 F. Engesser dà già i fondamenti tecnici dei veri scopi della precompressione (12), per lungo tempo la pratica di cantiere resta attaccata alla

della tensione dell'armatura, funzione crescente della quantità percentuale del ferro della sezione, funzione crescente del modulo d'elasticità del calcestruzzo E_c .

Ma, sappiamo, E_c varia con la stagionatura e conseguentemente in piccole opere nelle quali la chiusura dei getti si deve presumere sollecita, si ha un piccolo incremento di tensione nel calcestruzzo in conseguenza di precompressione: viceversa in grandi opere dove il distacco tra il primo e l'ultimo getto è notevole, le prime armature che lavorano avvolte da materiale fortemente indurito provocano nella circostante massa conglomerata notevoli incrementi di tensione, resi tanto più gravi dal fatto che anche più imponenti sono le tensioni che si debbono imprimere alle armature stesse, e queste inoltre sono anche notevoli aliquote della sezione ideale. Occorre perciò fare in modo che le tensioni che il metallo trasmette al calcestruzzo siano ridottissime, possibilmente solo quelle dovute ai carichi accidentali.

(10) I. MELAN — opera citata in (1). Vedasi poi «Beton und Eisen», 1903, H. 2. Anche utile scorsa può venire data alle annate dei due decenni a cavaliere dei secoli dell'«Engineering News».

(11) Il ponte sulla Grande Eau, affluente della Rhone, presso Le Planches di 63,80 è descritto in *Zeitschrift für Betonbau*, 1914, H. 2, 3. A. BÜHLER — *Der Umbau der Grandfey - Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen*, in «Beton u. Eisen», 1927, H. 19, 20, 21, 22.

(12) F. ENGESSER — *Über Weitgespannte Wolbrücken*, in «Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen», 1907, S. 425.

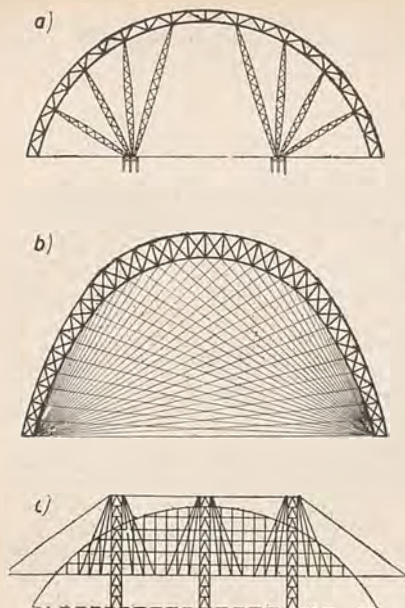


Fig. 10 — Centine ad arco speciali: a) irrigidita con falconi; b) irrigidita con funi metalliche; c) sospesa con cavi metallici.

tradizione di costruire sotto l'arcone metallico una centina lignea che assume su di sé parte del carico per cui non è mai raggiungibile la totale precompressione desiderata in sede teorica. Tentano di realizzarla con mezzi vari gli inglesi e gli americani i quali accennano rapidamente nelle relazioni di attribuire all'armatura tutto « il peso morto » (*dead load*), mentre il carico accidentale (*live load*) vien suddiviso tra acciaio e calcestruzzo (13). Lo realizza in modo perfetto il sistema proposto nel 1924 da Spangenberg, che è sistema conseguibile solo attraverso razionalità organizzativa di cantiere (14).

Il sistema Spangenberg-Melan si affaccia quando già la progettazione ha abbandonato la volta piena ed è orientata verso la costola. Pure a sezione rettangolare, ma ancor meglio a sezione cava o sezione profilata ad **I** ed a **U** (fig. 11g, h, i). La profilatura speciale permette l'alleggerimento della costola ed il suo rinforzo esternamente od internamente in corrispondenza delle cerniere: ma permette anche la creazione, assieme ai casseri appesi, di cassoni atti a contenere la sabbia che avrà da costituire la zavorra necessaria ad una inoppugnabile precompressione.

Prima di iniziare il getto occorre caricare tutto l'arco metallico con la zavorra, generalmente sabbia e ghiaia, che verranno utilizzate man mano che occorre nelle betoniere, e l'arco stesso dopo il montaggio deve essere aiutato il meno ch'è possibile da centine sottostanti o da ancoraggi superiori. L'arcone metallico da inglobare diviene allora veramente portante ed anche davvero centina di servizio: specialissima centina di ser-

vizio: docile alla creazione delle funzioni statiche che la struttura da sola non saprebbe assolvere iniziando l'azione di sostegno, modesta al segno da rinunciare alla tradizionale fisionomia ed autonomia per fondersi con la struttura che serve; ed in ciò appunto anche vantaggiosa economicamente.

Quantunque qui si parli del sistema Spangenberg-Melan sotto il pretesto delle sue membrature che appartengono alla famiglia delle centine metalliche, non è inutile ricordare che per il proporzionamento e la foggia di tali membrature occorre ben conoscere la condotta generale dei getti. In fig. 12 è visibile l'evolversi dei piani di lavoro, dall'epoca dell'abbandonato primo sistema, ai più recenti che hanno dato vita ad opere veramente grandiose. La zavorra può venir posta negli interstizi o sugli arconi stessi; nel primo caso la sostituzione di conci zavorrati con conci finiti in getto può procedere con perfetto allineamento

trasversale, nel secondo caso la sostituzione avviene progressivamente sostituendo un carico di zavorra con un carico di calcestruzzo (fig. 12a, b, c). Ambedue sono schemi proposti dallo Spangenberg e la successione dei conci in via di effettuazione è prevista a partire dalle imposte per giungere in chiave. Ma questo ordine di successione non è tassativo: può eseguirsi una doppia escursione a conci alterni (fig. 12d) o possono seguirsi altre successioni ad esempio quelle eseguite nel ponte di Ammer (1930) (15).

Noti i carichi e la loro successione nel tempo la verifica della centina metallica non presenta difficoltà sotto l'aspetto del calcolo. Non va ovviamente dimenticata la verifica al carico di punta che,

(15) R. GERHART — Die Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach, die weitestgespannte Eisenbetonbrücke Deutschland, in « Beton u. Eisen », 1930, H. 6

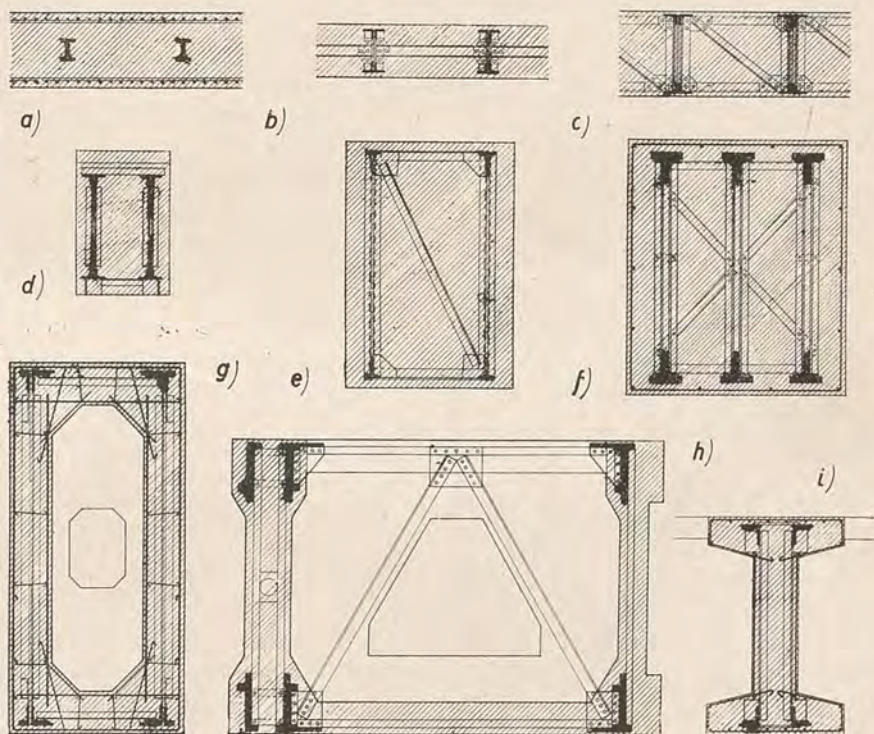


Fig. 11 — Alcune sezioni tipiche del Sistema Melan con armatura incorporata: a) Ponte ad Iglau; b) Ponte sul Polcevera; c) Ponte Chauderon-Montbenon a Losanna; d) Ponte a Fichtburg; e) Viadotto Grandfey in Svizzera; f) Ponte sull'Elba a Dresda; g) Ponte Pérolles a Freiburg; h) Ponte sull'Ammer presso Echelsbach; i) Progetto di ponte sull'Arno a Firenze. - Scala: 1 m = 15 mm.

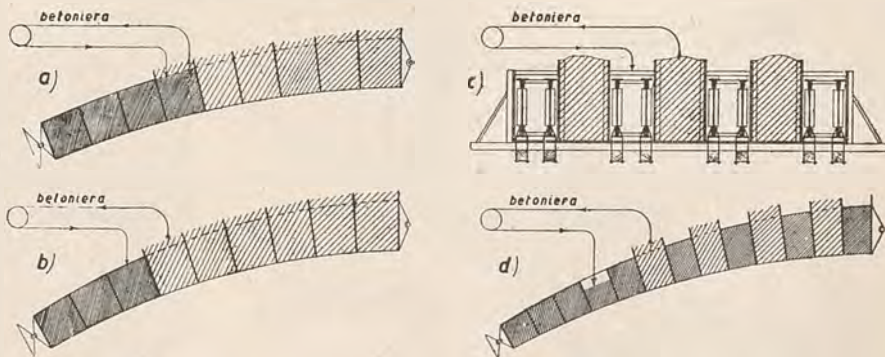


Fig. 12 — Le fasi dei getti del calcestruzzo onde ottenere nelle armature le tensioni desiderate.

(13) Un tipo speciale di ponte a cantiliver reinforced concrete Girders è descritto in « Engineering News », march 20, 1917, ed è anche riprodotto da MILO S. KETCHUM, *The design of Highway Bridges of Steel, Timber, Concrete*, Mc. Graw-Hill Book Company, New York - London, 1920.

(14) H. SPANGENBERG. — *Eisenbetonbogenbrücken für grosse Spannweiten*, in « Bauingenieur », 1924, H. 15, 16.

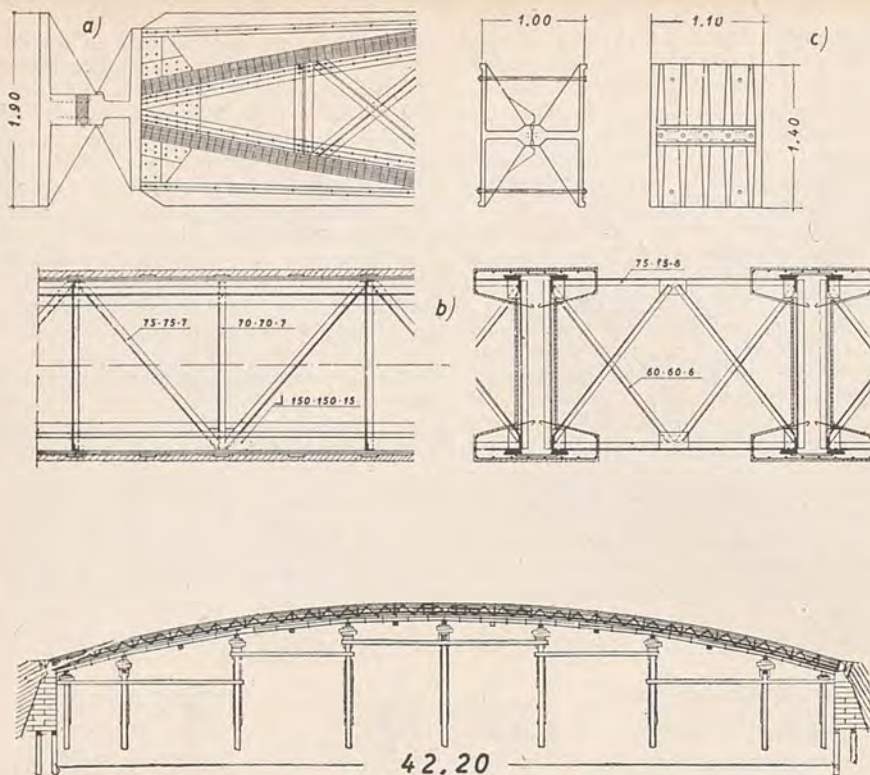


Fig. 13 — Cerniere e dettagli costruttivi della carpenteria metallica di due progetti: a) ponte sull'Elba dello Spangenberg (1924); b) e c) progetto di ponte sull'Arno del prof. Albenga (1946).

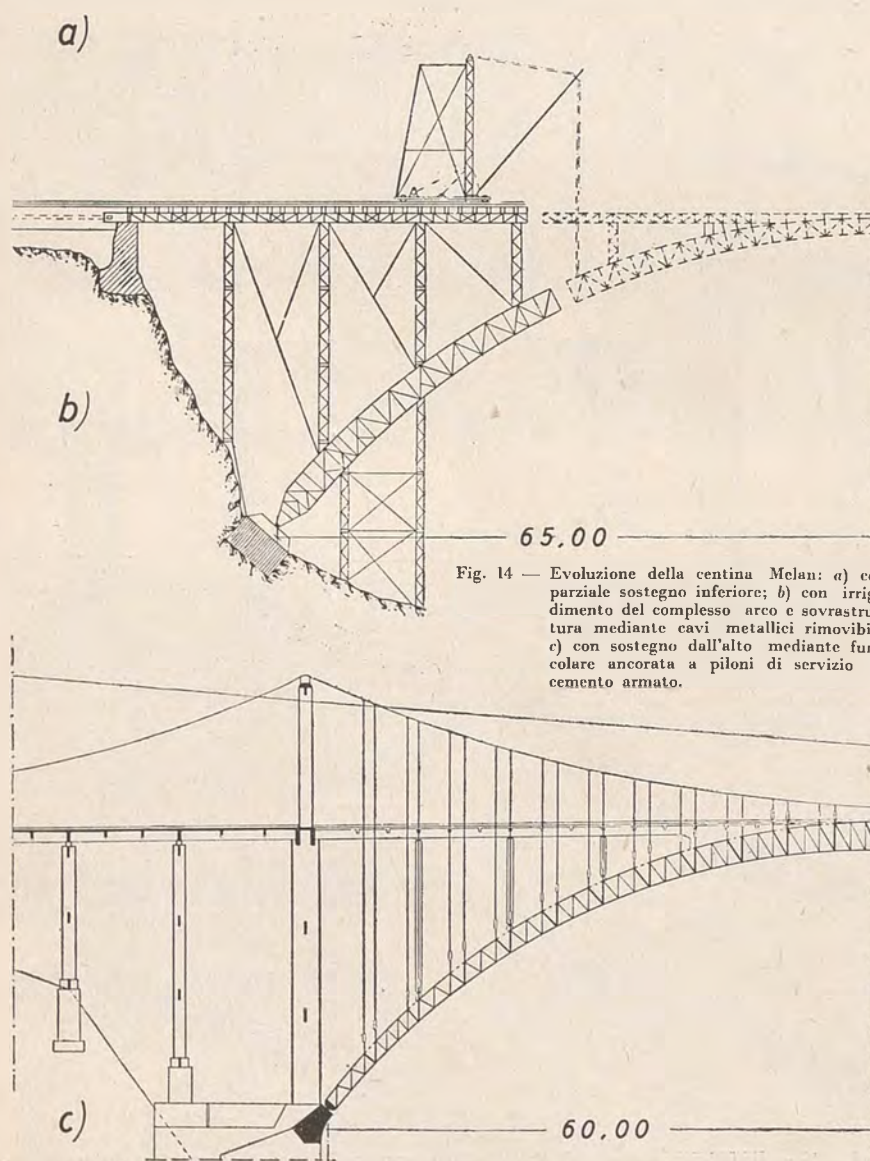


Fig. 14 — Evoluzione della centina Melan: a) con parziale sostegno inferiore; b) con irrigidimento del complesso arco e sovrastruttura mediante cavi metallici rimovibili; c) con sostegno dall'alto mediante funicolare ancorata a piloni di servizio in cemento armato.

data la snellezza consueta, è molto importante (16).

Per quanto riguarda il varo dell'arcone metallico è utile notare come si tenda in tempi sempre più recenti allo svincolo dalle ingombranti centine lignee piantate nel letto del fiume (fig. 14). Stilate lignee rade rade cedono il posto ad ingegnosi sistemi di ancoraggio provvisorio che di volta in volta saranno suggeriti dalle circostanze: nel già citato ponte di Ammer ci si valse della possibilità di costruire in anticipo l'armatura dell'impalcato e dei relativi piedritti, armatura che venne collegata con il nascente arcone mediante diagonali provvisorie in cavo metallico, si ebbero così due giganteschi mensoloni reticolari non labili; nel ponte di Sciafartag sul Nilo Azzurro si pensò di sfruttare genialmente la possibilità topografica di costruire due grandi piloni terminali tra i quali tendere una catena atta a tener sospesi nel vuoto gli elementi prefabbricati dei due arconi prima della loro cucitura in insieme portante (17).

Anche questo secondo sottocapitolo si conclude con una entusiasta visione d'arditezza nella concezione della centina, resa più leggera ed aerea dallo sfruttamento dei cavi in acciaio.

Ma tutto questo sottocapitolo dovrebbe essere un inno di esaltazione delle possibilità inventive dell'ingegneria moderna che con la consuetudine allo studio degli stati di coazione imposti osa ormai entrare nell'opera a modificare localmente con interventi attivi condizioni di lavoro che una tradizione di prudenza subiva passivamente. Ed è uno stimolo alla fantasia progettistica che vede in questo esempio di collaborazione tra opera e mezzi di servizio, tra arco e centina, tra teoria elastica e organizzazione dei lavori, una via maestra per la impostazione avvenire dei problemi tecnici più arditi non più risolvibili mediante assunzioni formali, esterne al processo organizzativo della costruzione.

Augusto Cavallari-Murat

(16) La verifica del carico di punta può essere condotta relativamente alla struttura metallica d'armatura ed al complesso finale del costolone progettato. Seguendo R. MEYER (*Die Knickfestigkeit*, Berlin, I. Springer), la lunghezza ideale da introdurre nel calcolo dovrebbe essere pari a $0,64 l$, dove per l s'intende la corda da cerniera a cerniera, ed il massimo spessore dell'arcone non dovrebbe discostarsi da

$$d = \frac{1}{50} \div \frac{1}{55} l.$$

Altrimenti si verifichi che la freccia t del tratto d'arco tra due cerniere sia $< 0,186 l$; dopo di che prendendo una lunghezza ideale

$$l_1 = 1,28 l \cdot \sqrt{\frac{1 - 2 \left(\frac{t}{l}\right)^2}{1 + 8 \left(\frac{t}{l}\right)^2}}$$

si verifichi che $N \leq \frac{1}{3} \frac{\pi^2 EI}{l_1^2}$ formula derivata da

quella di Eulero e consigliata da alcuni regolamenti sui ponti.

(17) E. FIORAVANTI-CINCI — *L'organizzazione del cantiere nella costruzione dei ponti*, in « Progettazione e costruzione di ponti », Ediz. della Bussola, Roma, 1947.

ESPERIENZE SU COSTRUZIONI

La ricerca sperimentale nello studio delle strutture si manifesta sempre più feconda nei suoi risultati di mano in mano ch'essa va diffondendosi e che si vanno affinando e perfezionando i mezzi d'indagine ed i dispositivi di prova.

Tra i centri di studio italiani attrezzati per tali ricerche, l'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Pisa, nonostante i vari danni subiti nella sua attrezzatura a cagione della guerra, va gradualmente riprendendo la sua normale attività sperimentale con risultati meritevoli d'esser segnalati, non fosse che per lo zelo e la diligenza con cui i suoi ricercatori suppliscono spesso alla innegabile insufficienza dei mezzi.

Riferirò brevemente qui appresso sulle esperienze più interessanti e significative espletate in questi ultimi tempi a cura di tale Istituto.

I) Esperienze su volte in laterizio armato.

Un vasto programma di prove statiche su grandi volte cilindriche di laterizio armato venne svolto in occasione del collaudo, a me affidato, delle strutture costruite dall'Impresa Ing. Borio, Frascoli e C., per il fabbricato della nuova mensa allievi dell'Accademia Navale di Livorno (1).

Le volte, in numero di due, identiche, di circa 25 m di portata, sono apparenziate con travetti sistema Rex di 20,5 cm di spessore, preparati fuori opera su sagoma conforme alla direttrice circolare della superficie d'intradosso (fig. 1); esse costituiscono le strutture portanti degli orizzontamenti al primo piano ed al coperto dell'intero fabbricato, ove se ne escluda una breve zona sulla testata lato terra. L'orizzontamento vero e proprio consta di un tavellato sorretto da muricci disposti longitudinalmente sulla volta, all'interesse di un metro.

Le imposte delle volte sono costituite da corree sorrette da pilastri; l'azione spingente è eliminata da catene rigide

di cemento armato di 30 cm di altezza e larghezza variabile fra 80 e 100 cm, le quali sono sorrette al centro da un montante unito alla chiave, attraversano la volta all'incirca al quarto della luce e si ancorano agli stessi pilastri (figg. 2 e 3).

Per lo studio statico del sistema era stato considerato un anello di volta impostato rigidamente a cerniera e se ne era valutata la spinta iperstatica nelle seguenti condizioni di carico:

- carico permanente,
- sovraccarico di 300 kg/m² totale,
- sovraccarico di 300 kg/m² limitato al terzo della luce;
- sovraccarico di 300 kg/m² limitato ad un semianello.

Per l'ultima condizione, tenuto anche conto del carico permanente, i calcoli segnalavano le seguenti tensioni estreme:

Sezione pericolosa per il semi-anello	TENSIONE MASSIMA IN kg/cm ²		
	nel laterizio	nel ferro com- presso	nel ferro teso
caricato	80,8	691	637
scarico	80,5	681	984

Data la grande robustezza delle catene, l'elasticità di queste, messa successivamente a calcolo, non modificava sostanzialmente i risultati sopra riportati. Il Progettista prevedeva però che il parziale incastro dovuto alla solidarietà della volta con le corree di imposta avrebbe dato luogo ad una situazione statica migliore di quella corrispondente allo schema cui si era riferito nei calcoli.

Per l'indisponibilità dei mezzi atti a caricare fino al limite di collaudo sia pur una sola campata della volta, nonché per evitare che il sovrachio prolungamento delle operazioni di carico e scarico finisse per falsare le misure, venne impiegato per le esperienze un convoglio costituito da due piattine affiancate, scorrevole sopra un doppio binario sistemato sull'orizzontamento di tavelle ricoprente ciascuna volta, portando successivamente l'asse sulla via di corsa nelle posizioni I, II, III, della fig. 4.

Il rilievo delle deformazioni venne effettuato mediante flessimetri al centesimo di mm distribuiti in ciascuna delle due volte lungo la direttrice contenuta nel piano di traccia III, come risulta dagli schemi. Clinometri al secondo sessagesimale vennero impiegati onde valutare il cimento flessionale nelle catene.

Venne sperimentata per prima la volta superiore, indi quella inferiore. Per entrambe, con la via nella posizione I ed il convoglio alla testata lato terra, fuori della volta, venne eseguita la lettura base dei flessimetri; fatto avanzare successivamente il convoglio fino a centrarlo sulla direttrice sopra gli strumenti, vennero rilevate le inflessioni per carichi sul carrello crescenti di 500 in 500 kg fino ad un massimo di 1850 kg per la volta superiore, di 3000 kg per quella inferiore. In figura 5 sono riportate le corrispondenti deformate della direttrice: le inflessioni massime risultarono rispettivamente 0,59 e 0,87 mm. Ripetute le letture dopo due alternative scarico-carico ottenute mediante spostamento del convoglio — sempre zavorrato al carico massimo — tra il piano della direttrice e la posizione di fine corsa, si ebbero gli abbassamenti cui corrispondono le deformate indicate con tratto e punto; per l'inflessione al centro il residuo massimo risultò di circa 0,1 mm per la volta superiore, appena apprezzabile per quella inferiore.

Altra serie di letture venne eseguita facendo percorrere al carrello, col suddetto carico massimo, l'intera corsa da una fronte all'altra della volta e fermandolo ad intervalli di due metri a partire dalla direttrice in esame. In figura 6 sono riportati i relativi diagrammi con ascisse corrispondenti alle posizioni del convoglio sulla via di corsa. Ove si prescindendo dalla ripartizione del carico, come è lecito almeno in via di approssimazione, per il teorema di Maxwell essi rappresentano le deformate della generatrice in chiave supposto agire il carico sulle verticali dei singoli flessimetri. È notevole che l'azione dei carichi si risenta al centro apprezzabilmente anche per posizioni del convoglio prossime alle testate; degne di rilievo sono pure la regolarità delle linee elastiche e la sensi-

(1) O. MAGINI — Esperienze su grandi volte a spinta eliminata. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Pisa, n. 9. gennaio 1949.

Fig. 1



Fig. 2





Fig. 3

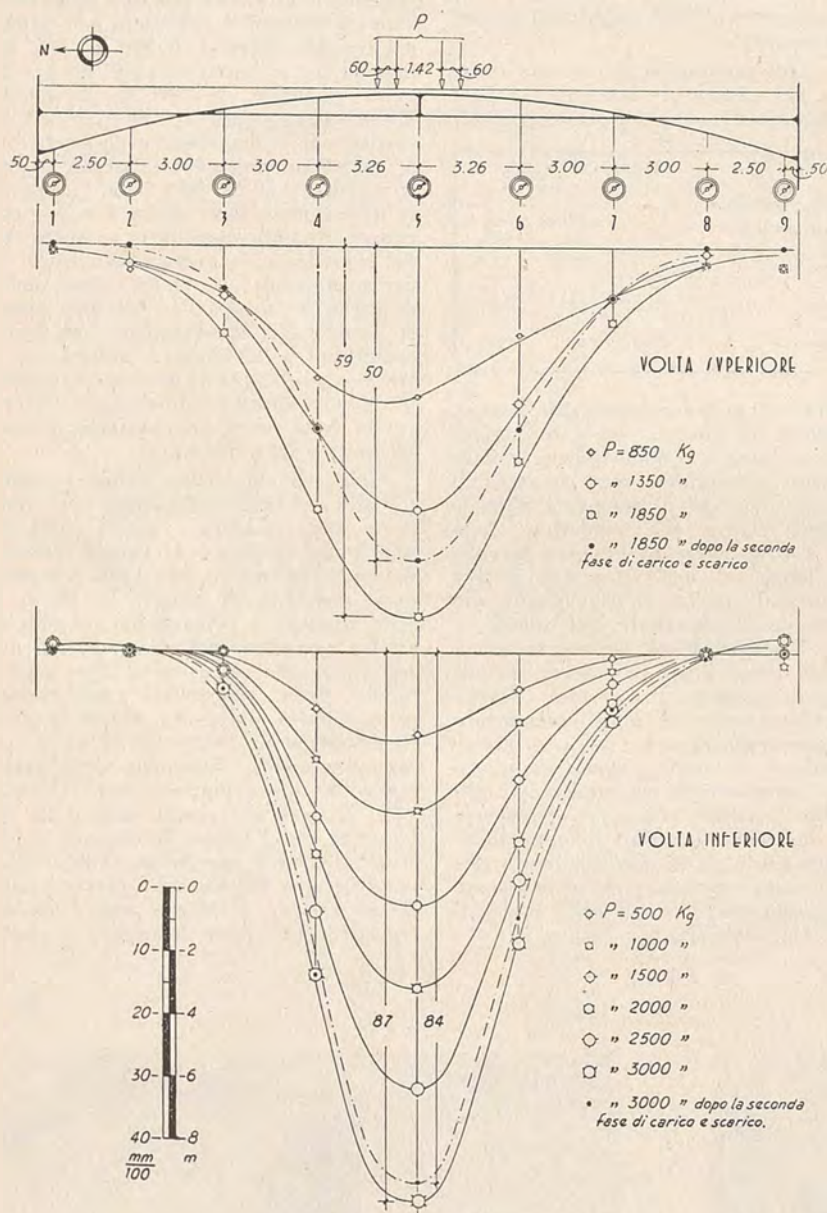


Fig. 4

bile simmetria nel comportamento del sistema: circostanze che mettono bene in evidenza la solidarietà degli elementi della volta nel senso delle generatrici. I clinometri vennero osservati per il carrello col carico massimo centrato

sulla catena alla quale erano stati applicati. Le relative registrazioni, riportate in figura 7, provano che le catene, oltre ad assolvere la loro funzione caratteristica, sorreggono elasticamente la volta e la scaricano parzialmente, impegnan-

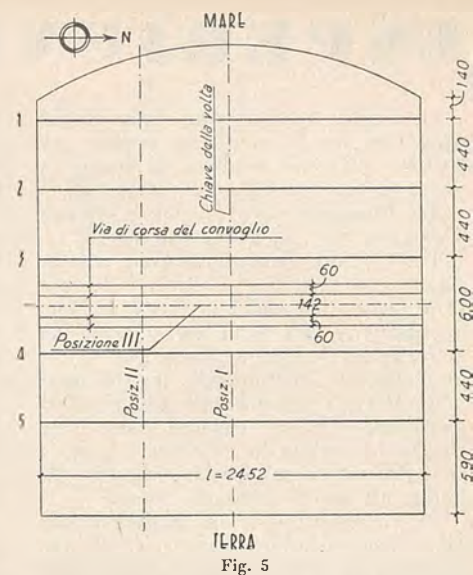
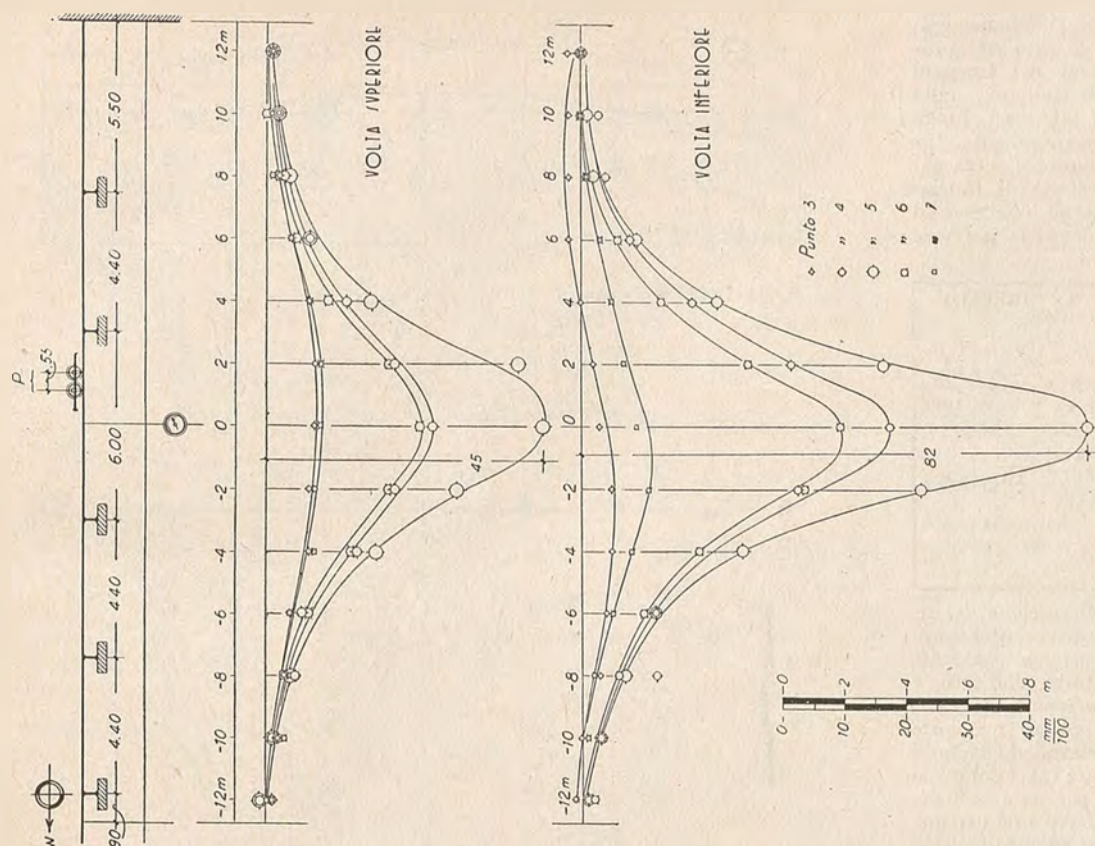


Fig. 5

dosi a flessione. Nella stessa figura è riportato il diagramma dei momenti flettenti della catena nell'ipotesi semplificativa che l'anello di volta soprastante sia articolato a cerniera laddove è attraversato dalla catena stessa, oltreché alla sommità del ritto centrale. La fondamentale del diagramma è stata individuata dal punto zero corrispondente alla rotazione massima. Da calcoli che non riporto per brevità la trazione nei ferri della catena per la condizione di carico realizzata è risultata di 500 kg/cm^2 per la volta superiore, di 664 kg/cm^2 per quella inferiore, con contributi da parte della flessione del 32% e del 42% rispettivamente.

Le misure delle inflessioni vennero poi eseguite con la via di corsa nella posizione II, dapprima con carrello centrato sulla direttrice e zavorrato con carichi crescenti (fig. 8), indi per carrello col carico massimo fermato ad intervalli di 2 metri sulla via di corsa, sempre a partire dalla direttrice in esame (fig. 9).

Infine con la via di corsa nella posizione III, carrello zavorrato a 1850 e 3000 kg rispettivamente per la volta superiore e per quella inferiore, e fermato successivamente sulle verticali dei singoli flessimetri, vennero ripetute le misure, ottenendone gli eleganti fasci di linee elastiche riportate in figura 10. Il risultato, mentre conferma la perfetta rispondenza della struttura ai carichi, mette in evidenza deformazioni leggermente più marcate per il semianello a nord, quali si riscontrano d'altronde anche nelle deformate corrispondenti ai carichi sulla via di corsa nella posizione I (fig. 5). Si direbbe che la solidarietà con le catene in corrispondenza degli attraversamenti agisca da questa parte meno energicamente; circostanza tanto più verosimile, in quanto i pilastri cui fanno capo le catene nel lato sud, collegati alle murature di altro fabbricato, hanno minore libertà di deformazione. Per carrello in chiave, limitatamente alla volta inferiore, il carico venne ulteriormente accresciuto, con due salti uguali, da 3000 a 4000 kg: sotto questo ultimo carico si ebbe la freccia di 1,18 mm, che praticamente scomparve allo scarico (fig. 11).



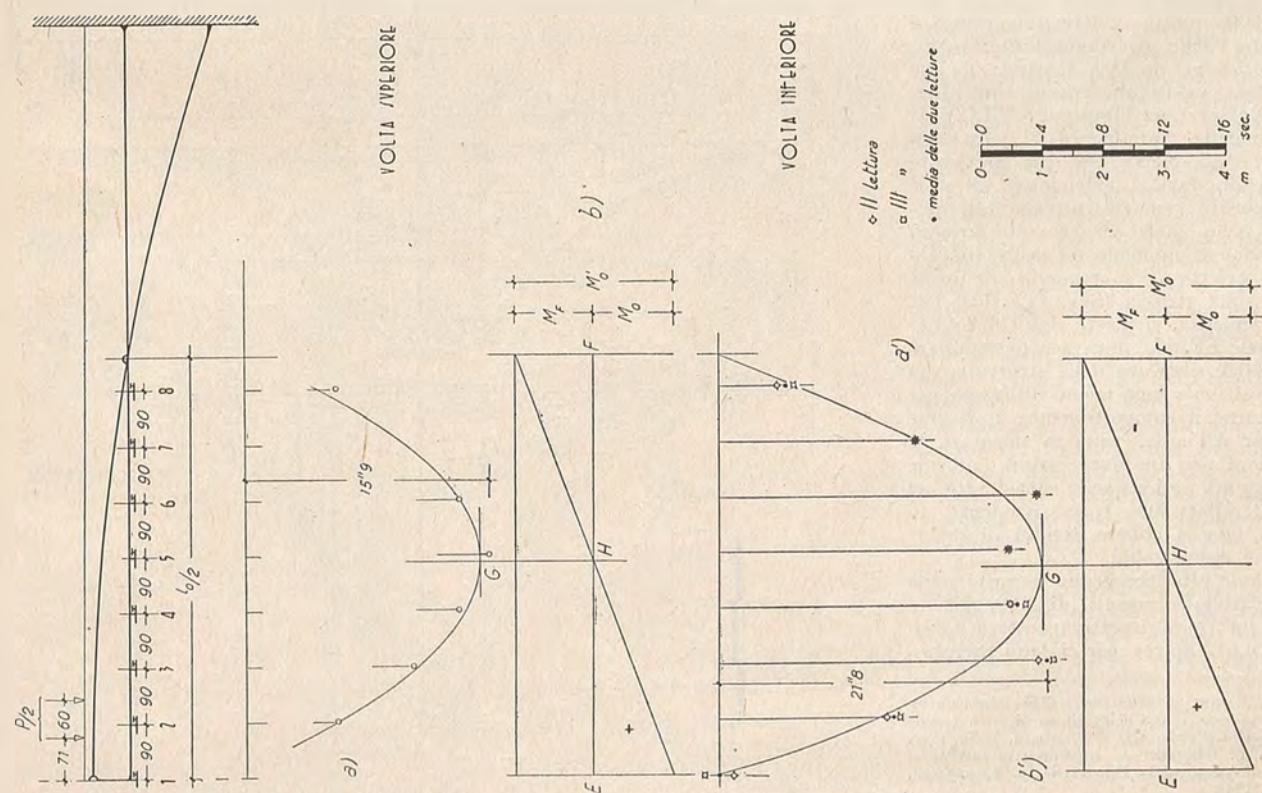
Da ultimo vennero rilevate le inflessioni per sovraccarico ripartito di 420 kg/m² e di 600 kg/m² rispettivamente per la volta superiore e per quella inferiore: esteso prima totalmente ad una striscia di 60 cm di larghezza centrata sulla direttrice individuata dagli strumenti, indi radunato nel terzo medio della luce ed esteso per m 1,80 nel senso delle

generatrici. Per le due condizioni di carico si ebbero ordinatamente le seguenti inflessioni massime:

	mm/100	mm/100
volta superiore	55	97
» inferiore	87	203
senza apprezzabili residui allo scarico.		

Le corrispondenti linee elastiche della direttrice sono riportate in fig. 12.

Il prospetto seguente riassume per entrambe le volte i risultati finali della verifica statica per il carrello sulla via di corsa in posizione I centrato sulla direttrice e zavorrato al carico massimo, condizione cumulata al carico permanentemente nel solo calcolo delle tensioni mas-



sime. I calcoli svolti per lo schema dell'arco incernierato considerato nel progetto portano a tensioni nel laterizio molto elevate ed a inflessioni per nulla paragonabili a quelle, di gran lunga inferiori, ottenute sperimentalmente. Ciò vale a confermare, se pure ve n'era bisogno, la profonda diversità di funzionamento statico del sistema effettivo ed a metterne bene in evidenza la notevole maggiore rigidezza.

VIA DI CORSA IN POS. I - CARRELLO SULLA DIRETTRICE			
Carico	kg.	Volta superiore 1850	Volta inferiore 3000
Schema del progetto	Pressione massima nel laterizio kg/cm^2	56,2	87,8
	Freccia mm	71,30	105,50
Freccia sistema arco-trave	"	0,41	0,66
Freccia misurata	"	0,59	0,87

Per una esauriente discussione dei risultati sperimentali fu invece necessario prendere in esame il sistema parecchie volte iperstatico costituito dall'arco e dalla catena-trave solidarizzanti nei punti d'incrocio, oltrechè al centro mediante il montante di collegamento, ed entrambi incastrati alle estremità (2). Come si rileva dal prospetto, per tale schema più fedele al sistema effettivo, si ottenne un accordo tra le deformazioni di calcolo e quelle sperimentali che può ben ritenersi soddisfacente ove si consideri l'incertezza sul valore del modulo d'elasticità medio del sistema e sulla legge di diffusione del carico secondo le generatrici della volta.

II) Esperienze sopra un orizzontamento di pensilina.

Qualche interesse può presentare la prova a rottura eseguita sopra un modello della soletta di laterizio armato a copertura delle pensiline d'interbinario della Stazione di Pisa Centrale, da me progettate in collaborazione con l'Ing. R. F. Baldacci per l'impresa S.T.I.C.E.A.

Il modello riproduceva al vero una campata di soletta tra due nervature trasversali, ma si estendeva, oltre le travi che in esso sostituivano tali nervature, con sbalzi di cemento armato proporzionati in modo da realizzare l'incastro perfetto per sovraccarico uniforme totale sulla striscia (figg. 12 e 13), (3).

L'esperienza, richiesta dall'Ufficio Lavori delle FF. SS., mirava a determinare il grado di sicurezza della struttura, ma il dispositivo venne anche utilizzato per esaminarne il comportamento in regime elastico. All'uopo, vennero misurate le inflessioni per un sovraccarico uniforme di 90 kg/m^2 , pari a quello considerato nei calcoli; effettuato successivamente lo scarico non si ebbero residui di deformazione apprezzabili.

L'esame ulteriore venne eseguito sotto sovraccarichi crescenti di 100, 185 e 253 kg/m^2 , pari rispettivamente a 0,254, 0,464, 0,632 kg/cm per ciascun travetto.

(2) O. MACINI — Sullo studio di un sistema combinato arco-trave. - Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Pisa, n. 2, luglio, 1947.

(3) R. F. BALDACCIO — Esperienze su modello di pensilina. - Ingegneria Ferroviaria, n. 1, pag. 23, gennaio, 1949.

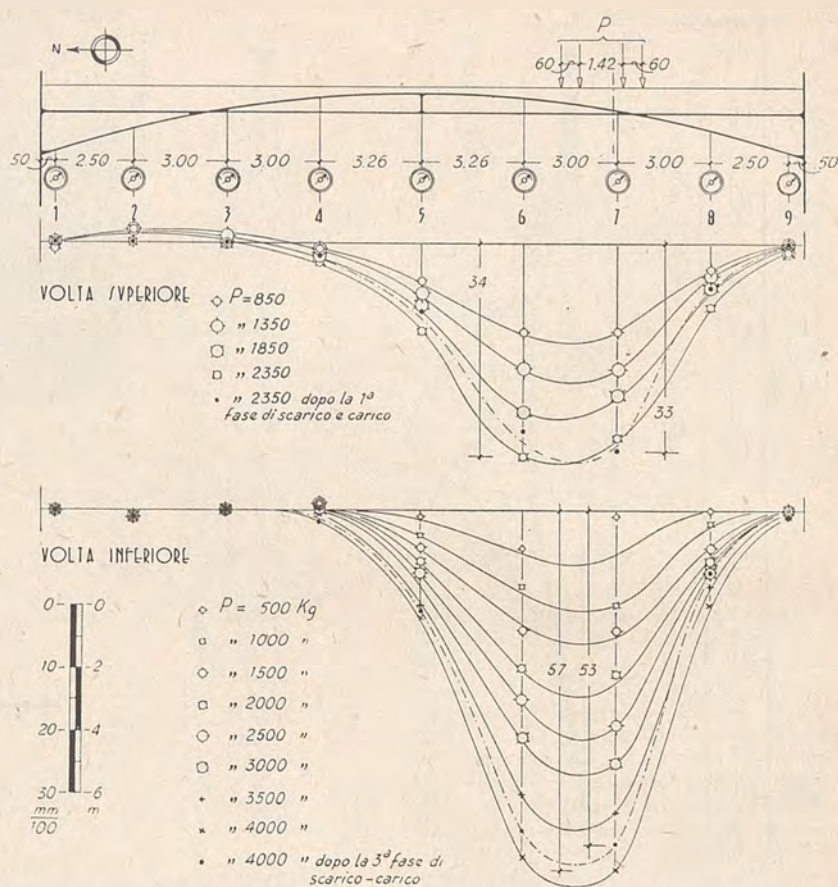


Fig. 8

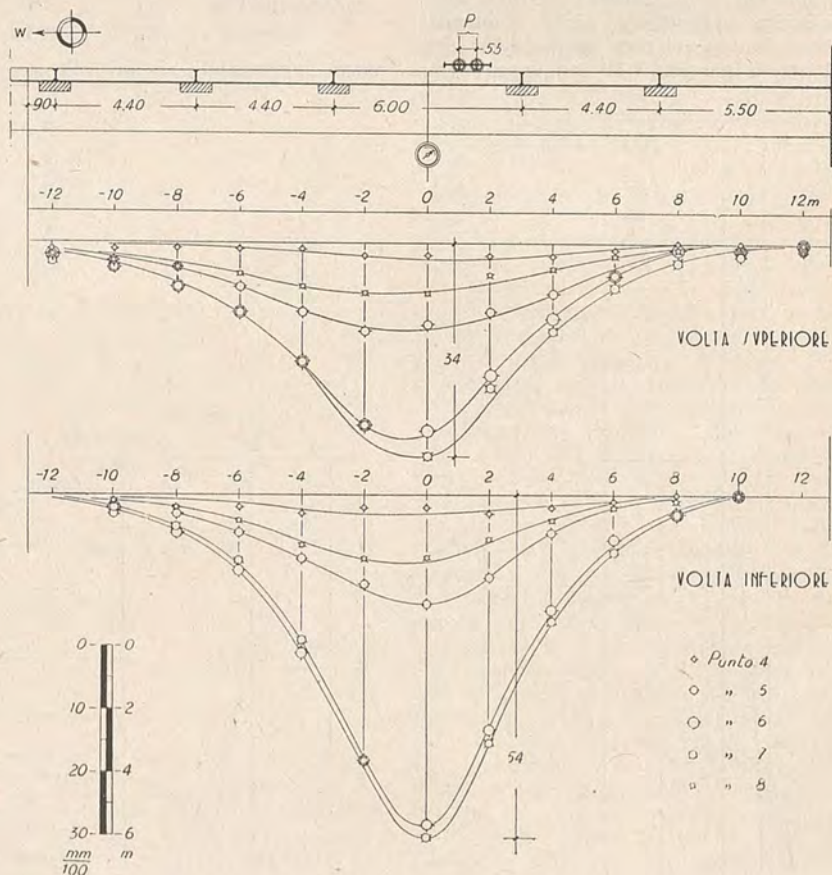


Fig. 9

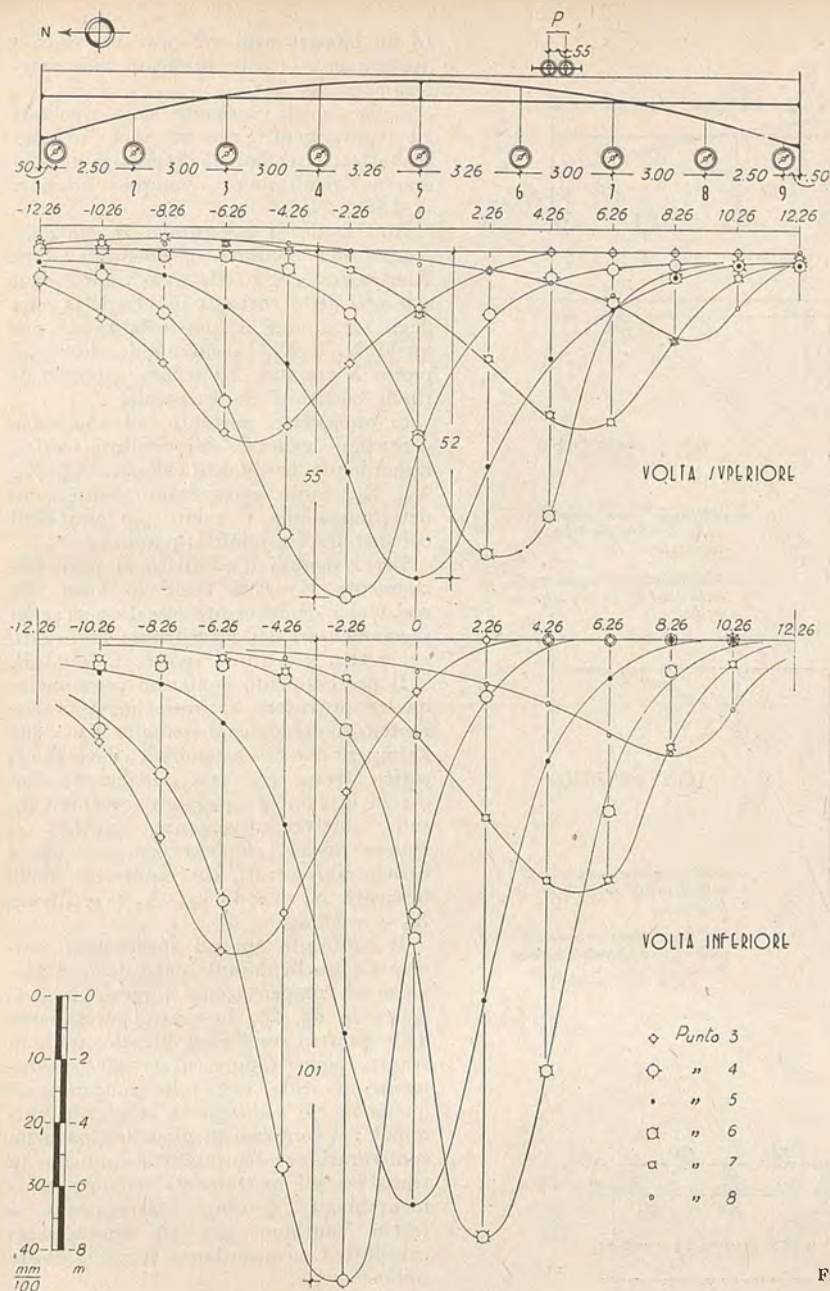


Fig. 10

L'accordo più che soddisfacente tra le deformate teoriche per un modulo medio $E = 200 \text{ t/cm}^2$ prova che anche in queste esperienze la struttura non uscì dal campo elastico (fig. 14).

Rimossi infine gli strumenti, si aumentò il sovraccarico finché non si pervenne alla rottura del laterizio per trazione, che si ebbe sotto il carico totale (peso proprio incluso) $q_r = 8,18 \text{ kg/cm}$, equivalente ad oltre 15 volte il carico di progetto. Ne risultarono così il grado di sicurezza assoluto $v_a = 8,18 : (0,3 + 225) = 15,6$ e quello relativo al solo sovraccarico $v_r = (8,18 - 0,252) : 0,225 = 35,2$.

Il metodo regolamentare applicato alla determinazione delle tensioni corrispondenti al momento di rottura avrebbe portato a valori inaccettabili. Riferito, come di regola, al prodotto bh^2 , tale momento, desunto dal cosiddetto metodo « n » per il caso in esame, risultò infatti di $11,8 \text{ kg/cm}^2$, contro $22,3 \text{ kg/cm}^2$ di momento effettivo. Risultati molto soddisfacenti si ebbero applicando invece il metodo di Steuermann-Guerrin. Per le tensioni di rottura $\sigma_1 = 405 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_r = 6480 \text{ kg/cm}^2$ rispettivamente nel laterizio e nel ferro, debitamente accertate su saggi all'uopo sperimentati in laboratorio, tale metodo condusse al momento di rottura $m_r = 21,13 \text{ kg/cm}^2$, praticamente coincidente con quello effettivo.

III) Esperienze sopra una scala elicoidale.

Da ultimo riferirò sulla prova statica di una scala elicoidale di cemento armato da me studiata in collaborazione con l'Ing. R. F. Baldacci per la Società Immobiliare Pisana e costruita nell'Albergo dei Cavalieri a Pisa.

La scala consta di una mezza spirale che si svolge tra il locale del bar al terreno e l'orizzontamento di una saletta da tè dell'albergo. Poiché la struttura dalla quale essa doveva essere spiccata ed il solaio cui doveva pervenire risultavano appartenere a porzioni del fabbricato separate da un giunto di dilatazione, convenne progettare la semispirale a sbalzo, tanto più che, superiormente, il solaio di arrivo, già costruito ed esso pure a sbalzo, si presentava inadatto a fornirle un appoggio efficace (fig. 15).

In fig. 16 sono riportate la proiezione orizzontale, la sezione retta e lo sviluppo della struttura con la sua armatura. La fig. 17 mostra un segmento della semispirale pronto per il getto; le sponde interne delle nervature furono applicate dopo effettuata la costruzione della soletta.

Venne impiegato calcestruzzo ben granulato con cemento titolo 750 dosato in ragione di 400 kg/m^3 , la cui posa in opera avvenne con procedimento ordinario per la soletta, con vibratore a lama S.I.M.B.I. per le nervature. Il completo disarmo della semispirale poté essere effettuato dopo solo sei giorni dal getto (fig. 18).

Una prima serie di prove consistette essenzialmente nella misura, per varie condizioni di carico, degli abbassamenti di tre punti della sezione terminale della semispirale: il punto centrale e due punti laterali, in corrispondenza delle nervature. Per questi ultimi vennero anche misurati gli spostamenti orizzontali nel

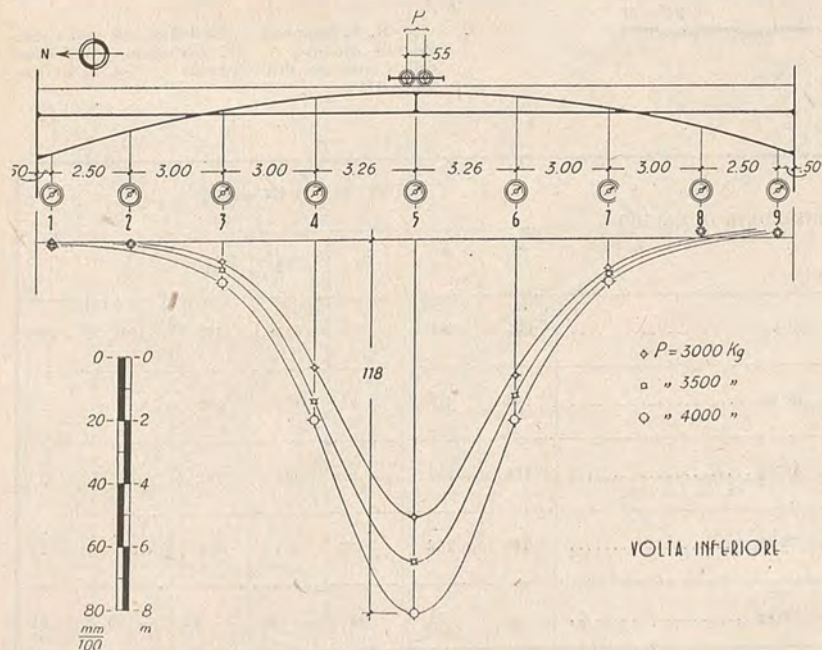
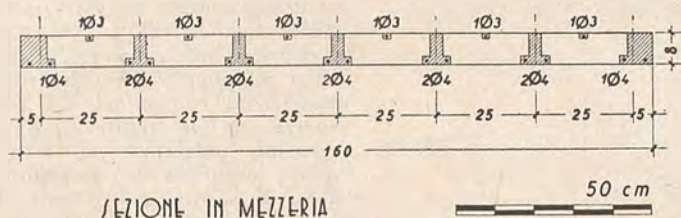
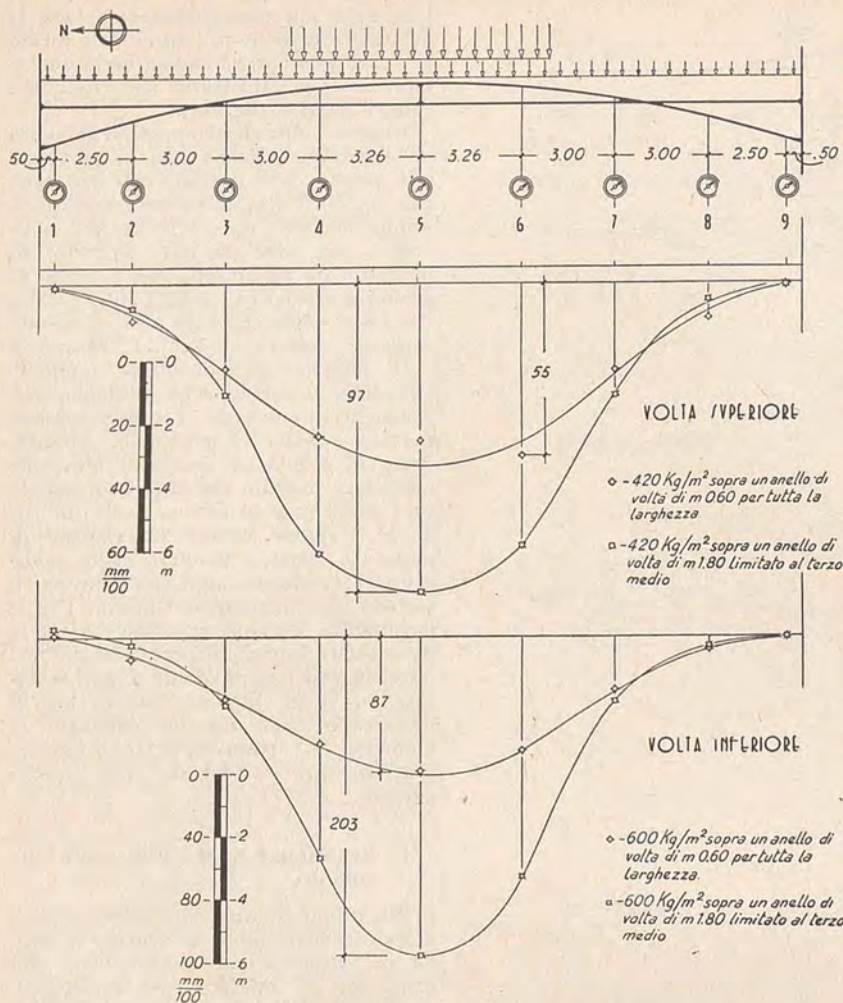


Fig. 11



piano della sezione e normalmente ad esso (fig. 19).

Le condizioni di carico realizzate furono le seguenti (4):

a) sovraccarico uniforme su tutta la semispira in ragione di 200 kg/m di proiezione di asse (X_0);

b) carico di circa 75 kg concentrato nella direzione 2;

c) carico di circa 45 kg concentrato in X nella direzione 1 (X_1);

d) carico di circa 75 kg concentrato in X nella direzione 2 (X_2);

e) carico di circa 45 kg concentrato in X nella direzione 3 (X_3).

Mentre le prime due condizioni miravano al collaudo della struttura, le tre ultime dovevano essere utilizzate per dedurre il comportamento del sistema quando fosse stato reso iperstatico collegandolo in corrispondenza del punto X

ad un pilastro atto a fornire un vincolo praticamente rigido (indicato con tratteggio in fig. 15).

Nella tabella seguente sono riportati gli spostamenti rilevati nel sistema isotatico; i residui di deformazione allo scarico risultarono ovunque inferiori al 2,5%.

Non facile si presentava il controllo teorico dei risultati sperimentali, data l'incertezza sugli effettivi valori, non soltanto delle costanti di elasticità, ma degli stessi carichi, particolarmente per quelli X_1 e X_2 , la cui applicazione nel punto X era stata effettuata a mezzo di rinvii costituiti da carrucole.

Si procedette, pertanto, ad una compensazione generale dei risultati teorici, riguardando la quantità E , G , X_0 , X_1 , X_2 , X_3 , come osservazioni indirette e determinandone i valori più probabili col metodo dei minimi quadrati.

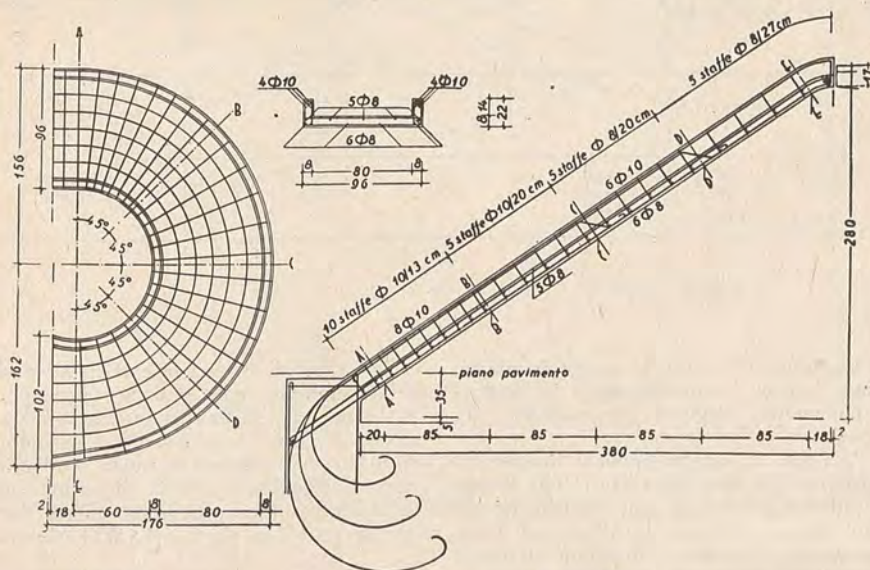
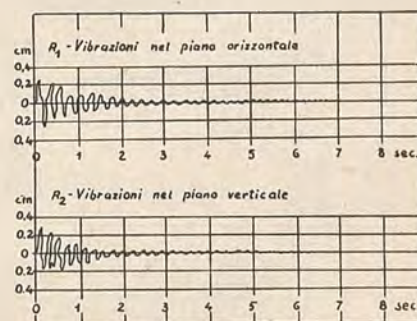
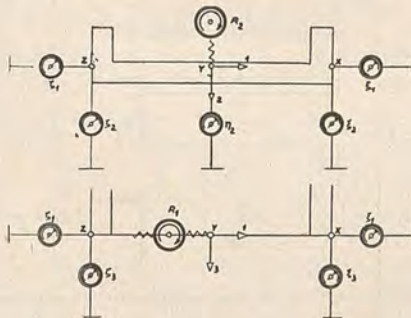
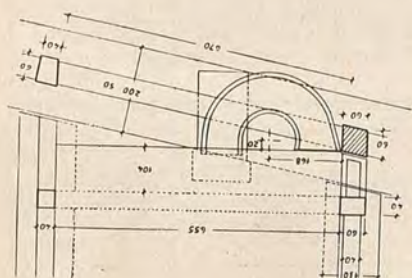
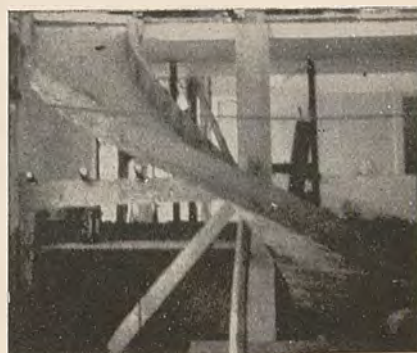
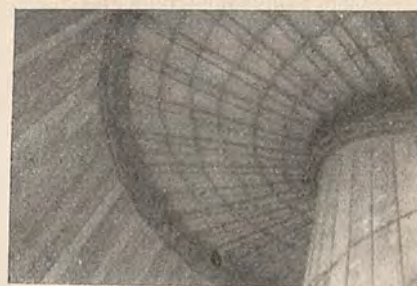
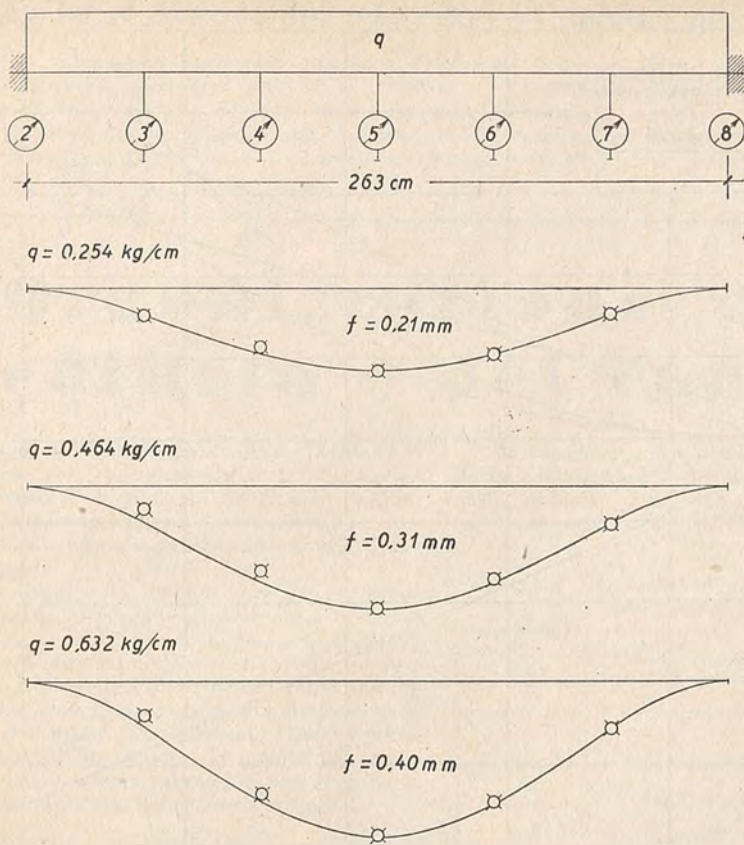
Per i moduli d'elasticità si pose inizialmente $E = 300 \text{ t/cm}^2$ in base alla resistenza, debitamente accertata su saggi regolamentari del calcestruzzo impiegato nel getto; si assunse inoltre $G = 0.4 E$.

Il procedimento confermò pienamente queste previsioni e praticamente anche l'intensità del carico distribuito $X_0 = 200$ kg/m, ciò che era attendibile, dato che il carico stesso era stato realizzato con sacchi di cemento poggiati direttamente sulla soletta; divergenze sensibili si ebbero invece, com'era previsto, per i carichi concentrati, che risultarono delle intensità $X_1 = \sim 43$ kg, $X_2 = \sim 70$ kg, $X_3 = \sim 38$ kg.

Il confronto tra gli spostamenti misurati e quelli desunti dal calcolo attraverso la compensazione è messo in evidenza in fig. 20. In essa, per ciascuna delle quattro condizioni di carico prese in esame, sono rappresentati gli spostamenti in scala 100 volte maggiore di quella in cui è disegnata la sezione terminale: il contorno di quest'ultima nella configurazione deformata è indicato a tratti per gli spostamenti ottenuti sperimentalmente (sezione tratteggiata), a tratto continuo per gli spostamenti calcolati. La concordanza si rivela molto soddisfacente.

(4) R. F. BALDACCÌ — *Contributo allo studio delle strutture elicoidali*. - Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Pisa, n. 10, febbraio, 1949.

CONDIZIONE DI CARICO	SPOSTAMENTI IN mm/100						
	ξ_1	ξ_2	ξ_3	η_2	ζ_1	ζ_2	ζ_3
a) $X_0 = 200 \text{ kg/m}$	805	791	— 500	634	777	467	— 320
b) $Y_2 = 75 \text{ kg}$	193	219	— 95	176	192	131	— 52
c) $X_1 = 45 \text{ kg}$	126	130	— 61	104	121	78	— 37
d) $X_2 = 75 \text{ kg}$	240	262	— 118	207	231	153	— 71
e) $X_3 = 45 \text{ kg}$	51	51	90	— 41	— 47	— 28	81



Effettuato il collegamento nel punto X, vennero ripetute le misure per le seguenti condizioni di carico:

- a) sovraccarico uniforme su tutta la semispira in ragione di 200 kg/m di proiezione di asse;
- b) carico di circa 100 kg concentrato in Z nella direzione 2;
- c), d), e), f) carico di circa 150 kg, concentrato sull'asse, nei punti rispettivamente individuati dalle anomalie 34, 83, 128 e 162°, contate a partire dallo spicco.

Tranne per gli spostamenti ζ_3 , che risultarono di 8, 6 e 4 centesimi di millimetro rispettivamente per le condizioni a), b) e d), le segnalazioni dei flessimetri, per quanto di natura elastica, non superarono l'ordine di grandezza dell'errore strumentale, dimostrando così la notevole rigidità conseguita con il collegamento.

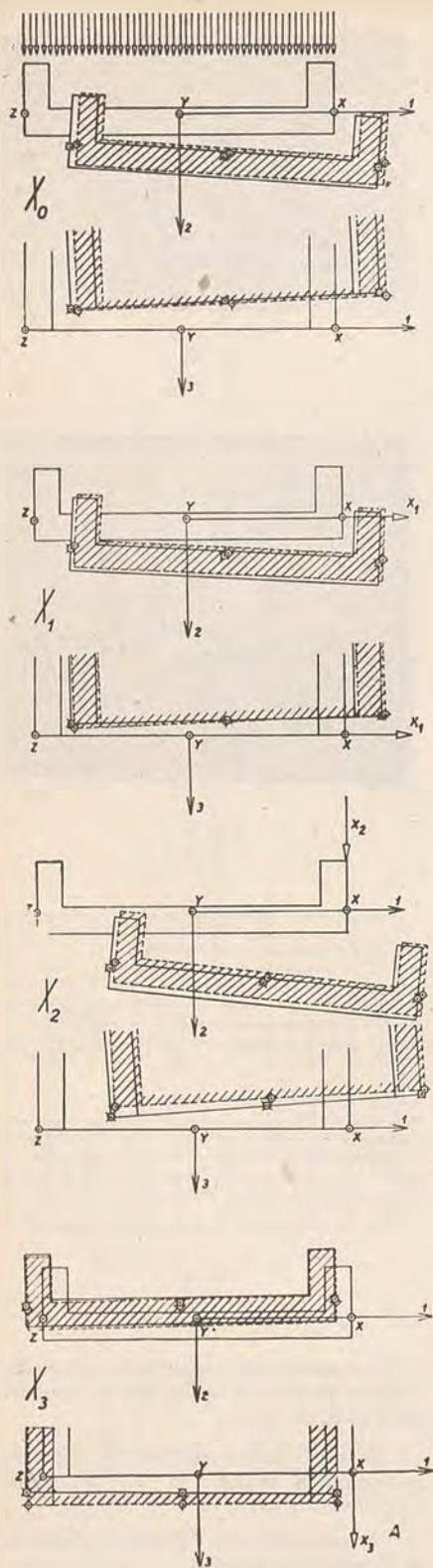


Fig. 20

L'esame teorico del comportamento iperstatico del sistema nei confronti del solo sovraccarico, portò ai parametri della reazione staticamente indeterminata:

$$X_1 = 538 \text{ kg}, X_2 = -551 \text{ kg}, X_3 = 277 \text{ kg}.$$

Il confronto fra le caratteristiche della sollecitazione per il sistema isostatico e per quello iperstatico, quale risulta dalla fig. 21, mette ancora in evidenza che

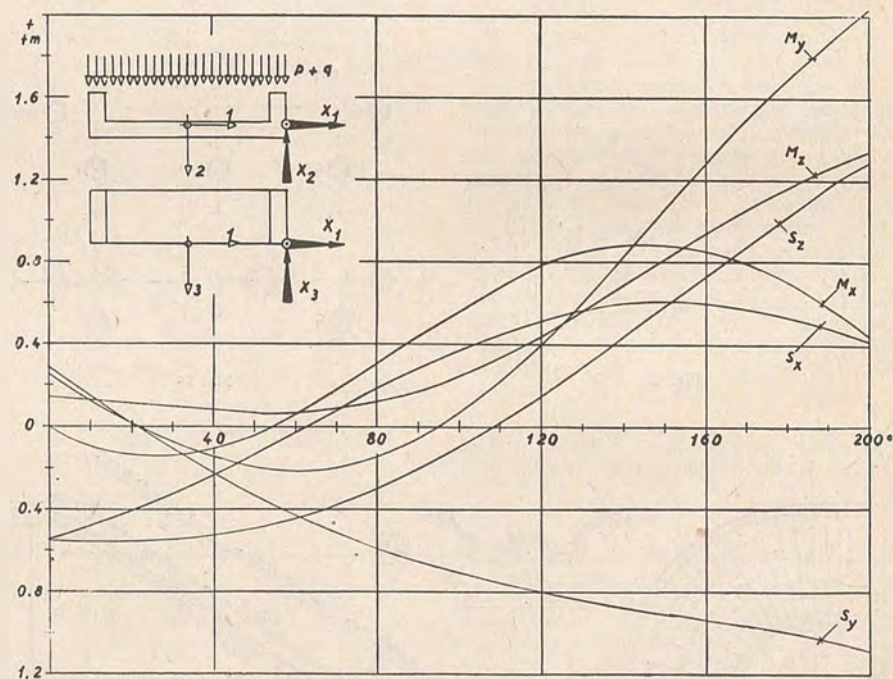
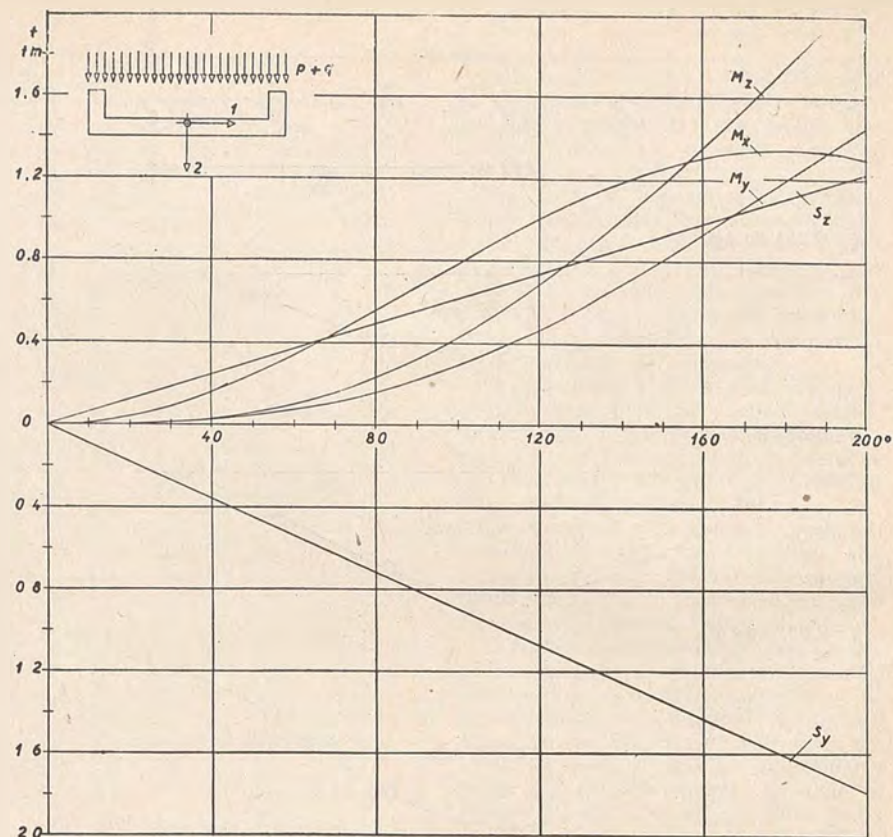


Fig. 21

l'aggiunta del vincolo sovrabbondante non infirma sostanzialmente il proporzionamento eseguito prescindendo da esso.

La fig. 22 mostra infine i diagrammi ottenuti da due registratori tipo Rabut applicati secondo lo schema della fig. 19 ed azionati durante la vibrazione della semispira a sbalzo, vibrazione determinata dalla caduta di un peso di 10 kg da

circa 20 cm di altezza in corrispondenza della mezzeria della sezione terminale. Si desume da essi una frequenza caratteristica di circa 5 oscillazioni al secondo, risultato che concorda in modo soddisfacente con quello, $n = 5,3$, che si ottiene dalla trattazione approssimata data per questo problema da L. R. Wilberforce.

Letterio F. Donato