

L'INGEGNERIA CIVILE

E

LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO QUINDICINALE

Si discorre in fine del Fascicolo delle opere e degli opuscoli spediti franchi alla Direzione dai loro Autori od Editori.

È riservata la proprietà letteraria ed artistica delle relazioni, memorie e disegni pubblicati in questo Periodico.

LE COSTRUZIONI IN BÉTON ARMATO

CONFERENZE

tenute nel maggio 1900 dall'Ing. CAMILLO GUIDI

Professore di Statica grafica e Scienza delle costruzioni
nella R. Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri in Torino.

(Veggansi le Tav. XVII, XVIII, XIX, XX e XXI)

(Continuazione)

III.

Dalla rassegna fatta delle diverse applicazioni del *béton* armato alle costruzioni civili e pubbliche, con tutto che rapidissima ed incompletissima emerge l'importanza del nuovo sistema di costruzione, e la sanzione che essa ha ricevuto dalla pratica; sarebbe quindi assurdo combatterne con ragioni teoriche l'applicabilità e la convenienza.

Si son fatte, è vero, delle obiezioni al sistema; si è chiesto: a lungo andare, e specialmente là dove le costruzioni vanno soggette a vibrazioni, come nei pilastri, nei solai degli stabilimenti industriali, nei ponti, ecc., non cesserà l'aderenza del *béton* al ferro, e la costruzione non si sconetterà? per la porosità stessa del *béton* e per le fessurazioni che facilmente si producono, per motivi diversi, anche in una costruzione appena ultimata, a lungo andare non penetrerà l'umidità fino al ferro, e questo non rimarrà attaccato dalla ruggine?

Benchè per rispondere categoricamente a tali obiezioni occorra ancora una maggiore esperienza, pure i risultati pratici finora acquisiti sono dei più rassicuranti. Innumerevoli sono ormai gli opifici industriali costruiti in *béton* armato, nei quali colonne, solai, muri, vanno soggetti continuamente alle vibrazioni impresse dalle macchine motrici ed operatrici e finora non si ebbe a constatare il minimo inconveniente; perchè le costruzioni in *béton* armato, per il loro maggior peso morto, e più ancora per il perfetto concatenamento delle diverse parti, si comportano come monolitiche, e vanno, molto meno delle costruzioni metalliche, soggette a vibrazioni. E' poi un fatto constatato a più riprese che il ferro nel *béton* si conserva inalterato assolutamente; chè, anzi, si è visto che ferri arrugginiti, immersi in una massa di *béton*, dopo un certo tempo hanno ripreso la loro tinta naturale. E' certo però che per favorire la protezione assoluta del ferro è opportuno adoperarlo sotto forma di tondini, anzichè di ferri profilati, i quali non permettono un buon costipamento del *béton*.

Finalmente si è obbietato che le costruzioni in *béton* armato non sono suscettibili di essere calcolate rigorosamente dal punto di vista statico. E' questa certamente un'obiezione di un certo valore; ma non possiamo noi ripeterla anche per tante costruzioni metalliche?

Compito della scienza statica delle costruzioni dev'essere quello di valutare spassionatamente i vantaggi e gl'inconvenienti dei nuovi sistemi di costruzione, senza lasciarsi trasportare dagli entusiasmi del pubblico; e, se è possibile, dettare delle norme sicure, sia per verificare il grado di stabilità di opere eseguite, sia per progettarne delle nuove.

A questo scopo è utile innanzi tutto esaminare più da vicino le proprietà di elasticità e resistenza dei materiali componenti il *béton* armato. Potrà domandarsi a che cosa possono servire le proprietà elastiche, e se non basti conoscere le costanti di resistenza. Le costanti di elasticità, trattandosi di un materiale eterogeneo, composto cioè di materiali diversi, *béton* e ferro, sono indispensabili a conoscersi, come si vedrà in seguito, per determinare quanto in una costruzione, in dato modo sollecitata, lavori il *béton* e quanto il ferro; oltre di che tali costanti sono poi necessarie per calcolare le deformazioni che subirà una data costruzione, sotto un dato carico, il che serve notoriamente per le operazioni di collaudo di un'opera eseguita.

Il ferro che entra nel *béton* armato è o il ferro ordinario (ferro saldato) o, meglio, il ferro omogeneo (ferro colato), materiale entrato da poco tempo nell'uso corrente, specie di acciaio dolcissimo, il quale, per la sua composizione chimica, si caratterizza specialmente per una rilevante dose di manganese, e per una piccolissima percentuale di carbonio, così piccola da non conferirgli la proprietà di prendere tempera. Raramente viene impiegato un acciaio propriamente detto.

Una prova a tensione dei suddetti materiali ferrosi eseguita su di un saggio cilindrico o piatto di forma normale (*), dà luogo ai seguenti fenomeni. Rappresenti la fig. 229 il diagramma (che ordinariamente viene disegnato in modo automatico dalla macchina stessa colla quale si eseguisce l'esperienza (**), avente per ascisse gli allungamenti subiti dal saggio fra due sezioni trasversali, a determinata distanza, e per ordinate gli sforzi prodotti. Questo diagramma lascia scorgere chiaramente i seguenti periodi e punti singolari; in un primo periodo, da O fino in P, la linea può ritenersi praticamente una retta; ha luogo cioè proporzionalità fra gli allungamenti e gli sforzi, legge di elasticità già enunciata da Hooke (1676) nei termini *ut tensio sic vis*; durante questo periodo, scaricando il saggio, svanisce anche, quasi perfettamente, la deformazione; gli si dà perciò il nome di *periodo elastico*, o, meglio, quello di *periodo di proporzionalità*; il punto P segna il *limite di elasticità*, o, meglio, il *limite di proporzionalità* (***). Segue un secondo periodo, da P fino in S, per il quale la linea comincia ad incurvarsi verso l'asse delle ascisse; gli allungamenti crescono un po' più rapidamente degli sforzi.

In S avviene un fenomeno singolarissimo, degno, come si vedrà in seguito, della maggiore considerazione per le costruzioni in *béton* armato: la resistenza del saggio diminuisce bruscamente di una quantità, in certi casi molto considerevole (****), poi aumenta di nuovo, quindi torna a cadere; e quest'alternativa di resistenza e di cedimento si ripete più volte per certi materiali, finchè da ultimo la resistenza torna a crescere gradatamente, ma con molto minore energia; mentre gli allungamenti crescono in proporzione molto maggiore.

(*) Cfr. C. GUIDI, *Lezioni sulla scienza delle costruzioni*, Parte II. — Torino, Tip. Camilla e Bertolero, 1899.

(**) Id., *Di un nuovo apparecchio autoregistratore per le prove a tensione* (« Atti R. Acc. Scienze di Torino », 1898).

(***) In realtà questo punto singolare viene individuato con istrumenti di misura di gran lunga più sensibili di un comune apparecchio autoregistratore (Cfr. Nota già citata).

(****) Nelle macchine a leva questo punto singolare è avvertito da una caduta istantanea della stadera.

Il punto S, che dai Tedeschi viene chiamato *Streckgrenze* o *Fliessgrenze*, verrà da noi denominato *punto di snervamento*; questo punto singolare, che in realtà è nettamente distinto dal limite di proporzionalità, viene confuso da molti pratici con quest'ultimo ed erroneamente chiamato *limite di elasticità*.

Il periodo che segue il punto S chiamasi *periodo delle grandi deformazioni* e si estende fino al punto M che segna la *resistenza massima* offerta dal saggio; segue finalmente l'ultimo periodo, da M in R, nel quale la resistenza del saggio diminuisce finchè avviene la rottura. Quest'ultimo periodo è tanto più marcato quanto più duttile è il materiale; all'allungamento uniforme su tutta la lunghezza del saggio, generatosi nei periodi precedenti, si aggiunge in quest'ultimo un allungamento locale notevolissimo nella regione ove il saggio si romperà, accompagnato da una marcata contrazione trasversale.

Nel periodo di proporzionalità la dilatazione elastica unitaria ε è legata alla tensione unitaria σ dalla relazione:

$$\varepsilon = a \sigma,$$

dove a rappresenta il *coefficiente di dilatazione elastica*, ovvero, introducendo il reciproco di a , *modulo E di elasticità di Young*:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}.$$

Il rapporto fra lo sforzo massimo $N_{\max.}$ sopportato dal saggio e la sua sezione trasversale primitiva F costituisce la *resistenza massima unitaria*:

$$\sigma_{\max.} = \frac{N_{\max.}}{F}.$$

Il rapporto fra l'allungamento totale Δl e la lunghezza primitiva l di un determinato tratto centrale prismatico del saggio chiamasi *allungamento di rottura*, e suolsi esprimere per $\%$ mediante la:

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta l}{l} 100 \quad (*).$$

Il rapporto della differenza $F - F_r$ (fra la sezione trasversale primitiva e la sezione di rottura) alla sezione primitiva F , dicesi *contrazione*, e si esprime per $\%$ mediante la:

$$c = \frac{F - F_r}{F} 100.$$

L'area del diagramma (fig. 229) rappresenta notoriamente il *lavoro di deformazione* occorrente per produrre la rottura

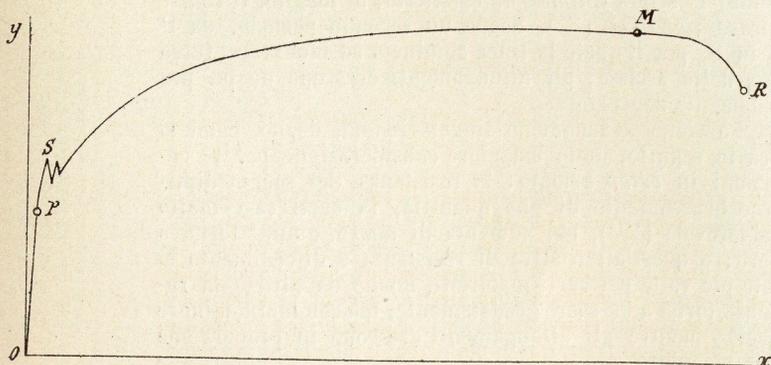


Fig. 229.

(*) Nelle attuali norme proposte dalla Commissione internazionale per la prova dei materiali da costruzione è perfettamente stabilita la forma dei saggi e la lunghezza su cui deve essere valutato l'allungamento (Cfr. C. GUIDI, *Lezioni sulla scienza delle costruzioni*, Parte II).

del saggio; tale lavoro, diviso per il volume di quel tratto del saggio su cui si sono valutati gli allungamenti, dà il *lavoro unitario di deformazione*, che, secondo i moderni tecnici, fornisce un ottimo criterio sulle proprietà resistenti del materiale.

Al prodotto $\sigma_{\max.} \varepsilon_r$ il Tetmajer ha dato il nome di *coefficiente di qualità*. Anche questo numero dà un buon criterio delle proprietà resistenti del metallo, in quanto che per un dato genere di materiale quel coefficiente ha un rapporto pressochè costante coll'area del diagramma (fig. 229).

Nel seguente specchio abbiamo riassunto i risultati sperimentali relativi ai materiali ferrosi che più comunemente trovansi in commercio; risultati da noi ottenuti nel nostro Laboratorio, annesso alla R. Scuola d'Applicazione. Abbiamo tralasciato i risultati relativi all'acciaio fuso, il quale non troverebbe un razionale impiego nel *béton armato*.

Materiale	Limite di proporzionalità t./cm ²	Punto di snervamento t./cm ²	Resistenza massima t./cm ²	Allungamento di rottura %	Contrazione %	Lavoro di deformazione per cm ³ tem.	Coefficiente di qualità	Modulo di elasticità t./cm ²
Ferro ordinario.	1,44	1,91	3,36	5	12	0,15	16,8	1954
» Best. . . .	1,43	2,45	3,76	20	32	0,68	75,2	2030
» Svezia . .	1,02	1,75	3,08	26	71	0,68	80,1	2155
» omogeneo	1,75	2,28	4,11	27	58	0,95	111,0	2193
Acciaio naturale	2,87	3,93	6,82	13	44	0,69	88,7	2135

Nelle prove a pressione si verificano fenomeni affatto analoghi; per i materiali ferrosi può ritenersi che le costanti di elasticità e di resistenza abbiano gli stessi valori per i due generi di sollecitazione.

Il *béton*, di cui dobbiamo qui trattare, si ottiene impastando insieme, con limitata quantità d'acqua, cemento Portland ossia cemento a lenta presa, sabbia e ghiaia; le proporzioni in cui entrano questi componenti sono peraltro variabilissime, secondo lo scopo cui deve servire il conglomerato. La ghiaia può in taluni casi mancare affatto, in altri essere preponderante; è opportuno, secondo i casi, che essa sia di piccole, ovvero di grandi dimensioni.

Limitandoci qui a parlare più specialmente del *béton* impiegato nelle costruzioni come materiale resistente, potremo definirlo un conglomerato di cemento a lenta presa, sabbia e ghiaietta da giardino.

Non potendo dilungarci soverchiamente, riterremo noti i caratteri che deve presentare un buon cemento a lenta presa, e le condizioni da richiedersi per la sua accettazione, come pure tralascieremo di parlare delle diverse qualità di sabbia e di ghiaietta, e quali siano da preferirsi.

Le proporzioni dell'impasto *Hennebique* sono: kg. 300 di cemento a lenta presa per m³ 0,400 di sabbia e m³ 0,850 di ghiaietta, il che tutt'insieme impastato con poca acqua e ben battuto forma 1 m³ di *béton*. Se si ritiene per peso del m³ di cemento kg. 1300 (numero, invero, difficilmente assegnabile con esattezza), il rapporto in volumi del conglomerato *Hennebique* diviene:

Cemento : Sabbia : Ghiaietta = 0,230 : 0,400 : 0,850,
ossia come:

$$1 : 1,7 : 3,7.$$

Il conglomerato *Möller* presenta invece le proporzioni:

$$1 : 2,5 : 3,5,$$

e quello *Melan*:

$$1 : 2 : 4.$$

In ogni caso, determinati, in p. $\%$, i volumi dei vani esistenti fra i grani della sabbia e della ghiaietta di cui si fa

uso, le proporzioni dell'impasto debbono soddisfare alla condizione che il conglomerato risulti ben compatto, cioè senza vuoti interni.

Il *béton*, a stagionatura avanzata (non meno di 90 giorni) si può riguardare praticamente come un materiale elastico, sotto le moderate sollecitazioni cui deve andar soggetto nella pratica. A rigore, sperimentando tale materiale ad un genere qualunque di sollecitazione (tensione, pressione, flessione) e misurando le deformazioni con istrumenti sensibilissimi, si rileva che a tutta prima esse non seguono esattamente la legge di *Hooke*; le deformazioni crescono più rapidamente degli sforzi e non sono del tutto evanescenti (fenomeni del resto che si riscontrano anche nelle ghise ed in alcuni ferri dolci); ma assoggettando il materiale a tre o quattro ripetute sollecitazioni moderate, avviene in esso una specie di assestamento, dopo di che si comporta come elastico. Così, ad es., un prisma di *béton* delle dimensioni cm. $10 \times 10 \times 20$, stagionato all'umido e sperimentato a pressione 4 mesi dopo la fabbricazione, ha dato i seguenti risultati (*):

Carico totale t.	Accorciamenti misurati sulle mediane longitudinali di due facce laterali opposte		Accorciamento medio 1/10000 mm.	Differenze
	sinistra 1/5000 mm.	destra 1/5000 mm.		
0,50	0	0	0	31
1,00	18	13	31	30
1,50	33	28	61	33
2,00	52	42	94	45
0,50	1	2	3	47
2,50	78	61	139	47
3,00	103	83	186	53
3,50	131	102	233	
4,00	160	126	286	
13,60	Schiacciamento istantaneo			

Da questa esperienza si ricava per il modulo di elasticità E (essendo di cm. 15,20 la lunghezza su cui si misurarono le deformazioni) il valore:

$$E = \frac{1,50}{100} \frac{1\ 520\ 000}{94} = 243 \text{ t./cm}^2.$$

Però questo modulo di elasticità, contrariamente a quanto si verifica per i materiali ferrosi per i quali ha, praticamente, il valore costante di 2000 t./cm^2 , è variabilissimo nei *bétons* colle proporzioni dell'impasto, colla loro lavorazione, colla pigiatura più o meno perfetta, colla stagionatura, ecc. Da esperienze accuratissime e numerosissime eseguite recentemente dal Bach (**) sopra saggi molto grandi (cm. 25 di diametro e 1 m. di lunghezza) e perciò stesso molto attendibili per la pratica, si rileva che il valore di E può variare da 350 a 130 t./cm^2 , e che esso *decresce rapidamente coll'aumentare dello sforzo* fino a discendere a 76 t./cm^2 .

Per gl'impasti di cui qui ci occupiamo, confezionati a dovere e ben stagionati, viene accettato praticamente per E il valore medio di 200 t./cm^2 .

Un prisma della stessa sezione trasversale e della stessa stagionatura, cimentato a tensione, ha dato i seguenti altri risultati:

(*) Cfr. C. GUIDI, *Esperienze sull'elasticità e resistenza di conglomerati di cemento semplici ed armati*, Nota I (« Atti R. Acc. delle Scienze di Torino », 1900).

(**) Cfr. C. BACH, *Abhandlungen und Berichte*. — Stuttgart, 8 97.

Carico totale t.	Allungamenti misurati sulle mediane longitudinali di due facce laterali opposte		Allungamento medio 1/10000 mm.	Differenze
	sinistra 1/5000 mm.	destra 1/5000 mm.		
0,20	0	0	0	19
0,40	9	10	19	19
0,60	19	19	38	18
0,80	26	30	56	
0,20	2	6	8	
1,76	Rottura secondo una sezione trasversale retta del tratto centrale del saggio.			

In quest'esperienza la lunghezza su cui vennero misurati gli allungamenti fu:

$$l = \text{cm. } 20,2$$

e quindi:

$$E = \frac{0,60}{100} \frac{2020000}{56} = 216 \text{ t./cm}^2.$$

La resistenza unitaria a tensione risultò:

$$K' = \frac{1760}{100} = 17,6 \text{ kg./cm}^2.$$

Anche il *béton* armato, sperimentando nel modo sopra indicato, si manifesta elastico, come risulta dalla seguente esperienza eseguita su di un prisma delle dimensioni di cm. $10 \times 10 \times 20$, armato presso i quattro spigoli longitudinali da quattro tondini di cm. 1,5 di diametro, esattamente della stessa lunghezza del prisma, cioè cm. 20. L'esperienza ebbe luogo dopo quattro mesi di stagionatura all'umido.

Carico totale t.	Accorciamenti misurati sulle mediane longitudinali di due facce laterali opposte		Accorciamento medio 1/10000 mm.	Differenze
	sinistra 1/5000 mm.	destra 1/5000 mm.		
1	0	0	0	42
2	20	22	42	46
3	40	48	88	44
4	61	71	132	68
1	0	2	2	69
5	87	103	190	
6	118	141	259	
39,30	Schiacciamento istantaneo			

Il prisma schiacciato sopporta ancora permanentemente un carico totale di 33 t.

Chiameremo *sezione apparente*, e la indicheremo con F_a , la sezione resistente eterogenea del prisma armato, cioè $10 \times 10 = \text{cm}^2 100$; chiameremo invece *sezione ridotta in béton* e la indicheremo con F_{ic} una sezione ideale esclusivamente in conglomerato, equipollente, per la resistenza, a quella reale mista. Ritenendo che il rapporto fra il modulo di elasticità del ferro e quello del conglomerato sia in media uguale a 10, si deduce, come vedremo, la F_{ic} dalla F_a , aumentando quest'ultima di dieci volte l'area della sezione complessiva dei ferri dell'armatura. In relazione a tali indicazioni adottiamo anche le altre: E_a , E_{ic} , K'_a , K'_{ic} , corrispondenti al modulo di elasticità normale, ed alla resistenza massima unitaria alla pressione del prisma apparente, ovvero di quello ridotto in *béton*.

Relativamente all'esperienza surriferita, si ha pertanto:

$$F_a = \text{cm}^2 100, \quad F_{ic} = \text{cm}^2 174, \quad \dots$$

e notando che le deformazioni vennero valutate su cm. 15,50, si deduce:

$$E_a = \frac{3}{100} \frac{1\ 550\ 000}{132} = 352 \text{ t./cm}^2,$$

$$E_{ic} = E_a \frac{100}{171} = 206 \text{ t./cm}^2,$$

$$K''_a = \frac{39\ 300}{100} = 393 \text{ kg./cm}^2,$$

$$K''_{ic} = \frac{39\ 300}{171} = 230 \text{ kg./cm}^2.$$

Anche nella sollecitazione a flessione, il *béton* armato sottoposto a moderati sforzi si comporta come elastico. Dalla Nota già citata riportiamo i seguenti risultati sperimentali ottenuti su di una trave di *béton* armata di due tondini di mm. 11 di diametro situati agli angoli tesi, distanti ciascuno col suo asse geometrico cm. 2 si dalla faccia tesa che dalla faccia laterale più vicina.

La trave è appoggiata contro gli spigoli di due prismi, posti alla distanza di cm. 100, e viene sollecitata, in corrispondenza della sezione di mezzo da una forza concentrata P, gradatamente crescente. Misurando le frecce *f* a partire da uno sforzo (P) iniziale di tonn. 0,50 e procedendo di mezza in mezza tonnellata, si sono ottenuti i seguenti risultati:

P = t.	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
f = mm./100	0	8	16	34	55	76
Differenze	8	8	18	21	21	

dai quali apparisce come per sforzi moderati la trave si comporti come elastica; essa presenta un modulo di elasticità (V. Nota citata):

$$E = 187 \text{ t./cm}^2.$$

Nelle esperienze da noi eseguite (*), la resistenza del *béton* Hennebique alla *tensione semplice* oscillò da 8 a 18 kg./cm²; la resistenza allo schiacciamento del *béton* non armato risultò di 136 kg./cm², mentre nel *béton* armato essa salì fino a 230 kg./cm². Questo notevole aumento di resistenza deve ascrivere non soltanto alla semplice presenza del ferro; ma ancora, ed in maggior parte, al modo con cui esso agisce nell'armatura Hennebique dei pilastri; ed infatti, mentre il *béton*, avviluppando completamente le bacchette di ferro, impedisce loro d'inflattersi lateralmente come solidi caricati di punta, quest'ultime alla lor volta, in grazia dei collegamenti trasversali formano una specie di gabbia o fasciatura che contrasta validamente le dilatazioni trasversali del *béton* e ne aumenta per conseguenza la resistenza alla pressione.

La resistenza massima a tensione offerta dagli elementi più cementati di una trave in *béton* sollecitata a flessione fino a rottura, resistenza calcolata colla nota formola di Navier $\sigma = M : W$, risulta dalle esperienze notevolmente maggiore della resistenza a *tensione semplice* $\sigma = N : F$ (2 ÷ 3 volte quest'ultima). Non bisogna però dimenticare che quella tensione così calcolata è soltanto *apparente* cioè non corrisponde alla realtà, per il fatto che la formola di Navier vale soltanto per un solido omogeneo non cementato oltre il limite di elasticità; mentre per sforzi eccessivi il modulo di elasticità decresce rapidamente e la legge di ripartizione lineare delle tensioni, supposta da quella formola, non sta più.

Ancor più sorprendente è la resistenza massima a tensione che si deduce, sempre colla formola di Navier, per le travi in *béton* armato cementate a flessione fino a rottura. Anch'essa è *apparente* sia per la ragione su esposta ed ancor più perchè l'armatura metallica nella zona tesa delle travi inflesse, in grazia dell'aderenza del ferro al conglomerato, ritarda notevolmente le lesioni delle fibre maggiormente tese del *béton*; in altri termini, permette al *béton* di sopportare, senza che si producano discontinuità, allungamenti notevolmente maggiori di quelli che si verificano in una trave non armata.

Sono noti, a questo riguardo, i risultati sperimentali ottenuti dal Considère (*).

Si è parlato molto, ed esageratamente, dell'aderenza del conglomerato di cemento al ferro; essa è veramente notevolissima pel cemento puro; da noi fu trovata uguale a 41, 50, 54, 56 kg./cm², ma pel conglomerato discese a 33 e perfino a 9 kg./cm², di modo che nella pratica è già molto contare su di un'aderenza di 10 kg./cm².

L'armatura metallica conferisce poi a qualunque genere di costruzione in *béton* una proprietà notevole e preziosa riguardo al modo di rottura. A differenza di quanto si verifica nelle murature ordinarie e nelle costruzioni in ghisa, nel *béton* armato, quando è vinta la sua resistenza, accadono fenditure, deformazioni rilevantissime, ma non sfasciamento con separazione di parti, e la costruzione lesionata è capace ancora di sopportare permanentemente carichi rilevantissimi. Nell'esperienza a pressione sopra riportata, il prisma, dopo aver sopportato un vero schiacciamento istantaneo e fragoroso, ma senza separazione di parti, sotto lo sforzo totale di tonn. 39,30, sostiene ancora permanentemente un carico di tonn. 33.

Lo stesso fatto si riscontrò nelle prove a flessione.

Una soletta armata, di cm. 8 di spessore, di m. 2 di portata, appoggiata su pilastri, sperimentata fino a rottura, ha sopportato un carico massimo di più di 4000 kg./m²; e, non ostante varie lesioni e sensibilissima inflessione, ha continuato a portare tale rilevantissimo carico, rappresentato da numerosissimi sacchi di cemento e da operai tranquillamente seduti sopra di essi (**).

Questo modo graduale di rompersi del *béton* armato, con preventiva produzione di appariscenti lesioni e deformazioni e l'attitudine a resistere ancora, benchè lesionato, a considerevoli sollecitazioni, sono certamente proprietà preziose per una costruzione di qualunque genere essa sia, ma non autorizzano ad eccedere la dovuta misura nello stabilire il carico di sicurezza o carico ammissibile; giacchè l'ingegnere che progetta un'opera stabile deve eliminare il pericolo non soltanto di una catastrofe, ma anche della produzione delle prime lesioni. Ora noi siamo abituati a calcolare le costruzioni in muratura ordinaria e le costruzioni in ferro, prendendo come carico di sicurezza, per le prime, soltanto $\frac{1}{10}$ del carico di rottura, e per le altre soltanto $\frac{1}{5}$; sembra quindi prudente, per le costruzioni in *béton* armato, le quali partecipano più dei caratteri delle prime che delle seconde, assumere il carico di sicurezza non maggiore di $\frac{1}{8}$ del carico di rottura; tanto più che l'esecuzione di un'opera in *béton* armato è delle più delicate, e richiede cure tutt'affatto speciali, non paragonabili a quelle di una muratura ordinaria, e pur troppo non sempre rispettate nella pratica corrente.

Così, ad esempio, nella costruzione di un solaio, se si adotta il tipo a *poutrelles* in ferro, poca cura basterà per mettere bene a sito le travi e per gettare fra esse le voltine, o quella qualunque altra delle tante costruzioni usate come riempimento, le quali, è bene avvertirlo, vengono considerate nei calcoli statici semplicemente come peso morto, mentre le *poutrelles*, *esclusivamente*, rappresentano la *parte portante*. Si vuole invece costruire un solaio in *béton* armato, ed allora si tratta di creare sul posto le travi ed il riempimento (*soletta*), per modo che tutto sia solidale, che tutto, come vedremo, concorra alla resistenza. Innanzi tutto bisognerà curare che l'impasto del *béton* sia fatto con buoni materiali, nelle proporzioni volute, e che sia ben manipolato; l'armatura in legname che dovrà sostenere la gettata richie-

(*) *Comptes-rendus de l'Académie des sciences.* — Paris, 1898-1899.

Altri numerosi risultati sperimentali sui *bétons* semplici od armati trovansi nella nostra *Nota II* sullo stesso argomento, pubblicata or ora nei volumi delle *Memorie della R. Accademia delle Scienze di Torino*. In essa si è esaminato con qualche particolarità il modo di resistere delle travi in *béton* armato cementate a flessione.

(**) Esperienza eseguita a Torino nel cantiere dell'ingegnere Porcheddu, agente generale per l'esercizio dei Brevetti Hennebique per l'Italia Settentrionale.

derà maestria e cure speciali, e così pure la posa dei ferri, la pigiatura del *béton*, ecc., ecc. La minima disattenzione o trascuratezza durante la costruzione, una ripresa di lavoro mal fatta, un disarmo prematuro, ecc., possono riuscire fatali all'esito dell'opera.

Premesso questo rapido cenno sulle proprietà elastiche e resistenti dei materiali componenti il *béton* armato, passiamo ora a dire qualche cosa sul metodo razionale di condurre i calcoli statici delle varie costruzioni che si eseguono col medesimo.

Pilastri.

Cominceremo a parlare della costruzione più semplice in *béton* armato e più semplicemente sollecitata, qual è un pilastro compresso secondo il suo asse geometrico.

Secondo alcuni pratici, un pilastro in *béton* armato può portare con tutta sicurezza un carico P , agente secondo il suo asse geometrico, dato dalla seguente formola:

$$P = k''_c F_c + k''_f F_f,$$

se k''_c e k''_f rappresentano rispettivamente il carico di sicurezza a pressione per il *béton* e quello per il ferro, ed F_c , F_f l'area della sezione in *béton* e l'area complessiva della sezione dei ferri.

Così, ad esempio, per un pilastro avente la sezione rappresentata dalla fig. 230 e ritenendo:

$$k''_c = 25 \text{ kg./cm}^2 \quad \text{e} \quad k''_f = 1000 \text{ kg./cm}^2,$$

si avrebbe:

$$P = 25 \cdot 400 (*) + 1000 \cdot 12,56 = \text{kg. } 22\,560.$$

Ora è facile vedere quanto sia erroneo questo metodo di calcolo.

In un sistema misto, composto cioè di materiali eterogenei, come *béton* e ferro, non è in nostro arbitrio lo stabilire *a priori* quanto far lavorare un materiale e quanto l'altro; ciò dipende dall'elasticità relativa dei due materiali. Ed infatti, se la porzione di altezza 1, del pilastro suddetto, è compressa uniformemente alle sue basi, essa si accorcerà della quantità ε che rappresenta naturalmente al tempo stesso l'accorciamento subito dal *béton* e quello sopportato dal ferro; ma noi abbiamo, entro i limiti di elasticità, per il *béton*:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_c}{E_c},$$

e per il ferro:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_f}{E_f},$$

dove σ_c e σ_f rappresentano gli sforzi unitari di pressione ed E_c ed E_f i moduli di elasticità, rispettivamente, per il *béton* e per il ferro; quindi:

$$\frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_f}{E_f},$$

od anche:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_f} = \frac{E_c}{E_f}.$$

La resistenza dei due materiali potrebbe essere completamente usufruita soltanto quando risultasse:

$$\frac{k''_c}{k''_f} = \frac{E_c}{E_f}, \quad (1)$$

perchè allora facendo lavorare il *béton* fino al carico di sicurezza k''_c , anche il ferro lavorerebbe fino al carico di sicurezza k''_f ; ma abbiamo visto quanto la (1) sia discorde dalla realtà; abbiamo visto che in cifra tonda si può ritenere $E_f : E_c = 10$, e quindi facendo lavorare il *béton* fino al carico di sicurezza k''_c , il ferro lavorerà soltanto allo sforzo:

$$\sigma_f = \frac{E_f}{E_c} k''_c = \infty 10 k''_c = \infty 250 \text{ kg./cm}^2. \quad (2)$$

(*) In realtà sarebbe $F_c = 400 - 12,56$, ma poiché la percentuale del ferro è sempre molto piccola, così si usa prendere senz'altro per F_c l'area racchiusa dal perimetro della sezione del pilastro.

Se invece si facesse lavorare il ferro fino a 1000 kg./cm^2 , il *béton* lavorerebbe all'enorme sforzo di:

$$\sigma_c = \frac{E_c}{E_f} 1000 = \infty 100 \text{ kg./cm}^2.$$

Vero è che sotto un tale sforzo diminuirebbe notevolmente il valore di E_c e quindi anche σ_c risulterebbe effettivamente inferiore; ma ammesso anche $\frac{E_c}{E_f} = \frac{1}{20}$ si avrebbe sempre per σ_c uno sforzo eccessivo.

Calcolando adunque il carico P , che può portare il pilastro nel modo erroneo sopra indicato, il *béton* trovasi cementato ad uno sforzo rilevantissimo, uguale a circa quattro volte il ragionevole carico di sicurezza. Non si nega che, per la deformabilità dei materiali, proprietà providenziale per tutte le costruzioni, avverrà effettivamente un certo accomodamento, per cui il *béton*, soverchiamente caricato, cedendo considerevolmente (a causa della diminuzione del valore di E_c), si scaricherà di una parte dello sforzo, impegnando il ferro a resistere maggiormente. Ma l'ingegnere che progetta una costruzione deve fare in modo che tutte le parti resistano col voluto grado di stabilità; non deve fare assegnamento ad accomodamenti nel regime degli sforzi interni, che avvengono soltanto sotto deformazioni considerevoli, oltrepassanti il limite di elasticità, e corrispondenti perciò a un principio di snervamento dei materiali.

Se adunque si esige, come è razionale, che nè il *béton* nè il ferro vengano cementati al di là dei rispettivi carichi di sicurezza, si conclude, nel caso attuale, che cementando il *béton*, per esempio, a 25 kg./cm^2 (sforzo che, secondo noi, non conviene oltrepassare), il ferro sopporterà soltanto 250 kg./cm^2 , sforzo ben piccolo, $\frac{1}{4}$ di quello che potrebbe giustamente richiedersi da questo metallo. Parrebbe dunque, a prima vista, poco razionale l'unione di questi due materiali per formare i pilastri armati; ma si noti che in essi la percentuale del ferro è sempre piccolissima, e che questo metallo, più che entrarvi come materiale direttamente resistente alla pressione, vi compie, come si è già accennato più sopra, un altro ufficio importantissimo: i tondini di ferro, insieme ai loro collegamenti, costituiscono infatti una specie di fasciatura o di gabbia che aumenta notevolmente la resistenza allo schiacciamento del *béton*.

Così, dai risultati sperimentali sopra riportati, noi abbiamo per un prisma di *béton* semplice $K'' = 136 \text{ kg./cm}^2$, e per un altro nelle identiche condizioni, ma armato alla *Hennebique*, $K''_{ic} = 230 \text{ kg./cm}^2$.

Da quanto si è detto, risulta che la resistenza offerta dalla sezione del pilastro armato dev'essere espressa da:

$$k''_c F_c + \sigma_f F_f,$$

nella quale per σ_f deve sostituirsi l'espressione data dalla (2); quindi la resistenza suddetta diverrà:

$$k''_c \left(F_c + \frac{E_f}{E_c} F_f \right) = \infty k''_c (F_c + 10 F_f),$$

ossia essa è equivalente a quella di una sezione ideale F_{ic} in *béton*, risultante di F_c aumentata di $10 F_f$.

In generale in pratica si assume $F_{ic} = F_c + 10 F_f$ invece di $F_c + 9 F_f$, il che però non porta variazione notevole, perchè la percentuale del ferro è sempre piccola; del resto poi il valore $E_f : E_c = 10$, va considerato come grossolanamente approssimato, non è quindi il caso di annettere importanza alla differenza che ne risulta.

Va poi notato ancora, riguardo al calcolo di questi pilastri, che il più delle volte, essendo le loro dimensioni trasversali piuttosto piccole rispetto alla loro lunghezza, non possiamo dispensarci dal considerarli come solidi caricati di punta; ed allora il carico P , che con tutta sicurezza essi possono portare, si calcolerà preferibilmente colla formola semipiropica di Rankine:

$$P = \frac{k''_c F_{ic}}{1 + 0,0002 \left(\frac{l}{\rho} \right)^2}. \quad (3)$$

Se, come d'ordinario, il pilastro può riguardarsi come incastrato almeno ad un'estremità, si potrà fare nella (3) $l = 3\frac{1}{4} L$, se L è la sua lunghezza effettiva.

Esempio. — Per un pilastro in *béton* armato, avente la sezione rappresentata dalla fig. 230, ed un'altezza, per es., di m. 5,20, si avrà:

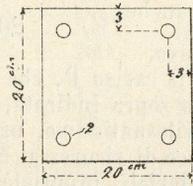


Fig. 230.

$$F_{ic} = 20^2 + 10 \cdot 4 \cdot \pi \frac{2^2}{4} = 400 + 126 = 526 \text{ cm}^2,$$

$$I = \frac{1}{12} 20^4 + 126 \cdot 7^2 = 19\,507 \text{ cm}^4,$$

$$r^2 = \frac{19507}{526} = 37 \text{ cm}^2 \quad l = \frac{3}{4} 520 = 390 \text{ cm}.$$

e quindi:

$$P = \frac{25 \cdot 526}{1 + 0,0002 \frac{390^2}{37}} = 14 \cdot 526 = 7\,364 \text{ kg}.$$

in luogo di 22 560 kg., com'era stato ricavato coll'altra maniera di calcolo.

Si è visto che il ferro lavora ben poco nei pilastri armati del tipo *Hennebique*; si può quindi subito concludere che per l'economia è conveniente che la percentuale del ferro sia piccola; essa nei pilastri *Hennebique* arriva appena d'ordinario al 5 0/0; è facile dimostrare che quando superasse circa il 15 0/0 sarebbe più economico un sostegno completamente metallico.

Travi inflesse.

Ed ora passiamo al calcolo delle travi in *béton* armato cementate a flessione. Anche questa teoria dev'essere basata sulla condizione fondamentale che ferro e *béton*, aderendo fra loro, rimangono solidali, e però si deformano nella stessa misura. A proposito di quest'unione intima dei due materiali, sia detto subito che dessa, in generale, non può essere sufficientemente assicurata dalla sola aderenza del *béton* al ferro, e bisogna quindi non tralasciar mai di ripiegare le estremità dei ferri ad uncino, od aprirle a coda di rondine. Ed infatti, volendo pur contare su tale aderenza, il che certo non sarà molto prudente, non converrà, anche in una costruzione ben eseguita, fare assegnamento su di un'aderenza maggiore di 4 kg./cm², risultando dalle esperienze che talvolta anche per 10 kg./cm² avviene lo scorrimento (*), ed allora la lunghezza necessaria perchè un ferro tondo di diametro d sviluppi un'aderenza eguale allo sforzo di tensione al quale esso è cementato (che supporremo di 800 kg./cm²), è data da:

$$\pi d l 4 = \frac{\pi d^2}{4} 800,$$

ossia:

$$l = 50 d,$$

valore troppo grande per poter essere sempre realizzato.

Analogamente a quanto si è visto per i pilastri, noi possiamo anche qui, per il calcolo statico, sostituire la sezione eterogenea della trave con una sezione ideale omogenea in *béton*, aumentando la sezione apparente della trave di dieci volte l'area della sezione complessiva dei ferri; purchè, in questo caso di sollecitazione, non alteriamo le distanze che

gli elementi della sezione metallica hanno dall'asse neutro della sezione della trave. Così, ad esempio, le sezioni eterogenee rappresentate dalle figure 231 e 233 possono essere sostituite da quelle omogenee esclusivamente in *béton* rappresentate dalle figure 232 e 234; il che peraltro suppone che non venga a mancare la resistenza del *béton* alla tensione, ipotesi che vedremo in seguito quale valore pratico può avere.

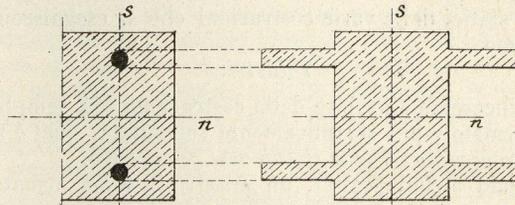


Fig. 231.

Fig. 232.

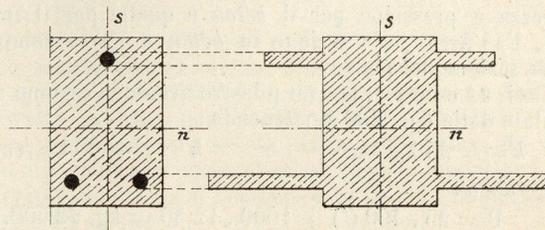


Fig. 233.

Fig. 234.

Fatta una tale sostituzione, possiamo calcolare colle ordinarie formole della resistenza dei materiali la tensione e la pressione unitaria massima nel *béton* e lo sforzo unitario sopportato dal ferro. Nel caso di una sezione dissimmetrica si calcolerà innanzi tutto la $F_{ic} = F_a + 10 F_f$, quindi il suo momento statico ΣW rispetto, per esempio, ad un lembo della sezione apparente; il rapporto $\frac{\Sigma W}{F_{ic}} = y'$ fisserà la posizione dell'asse neutro, e quindi si potrà calcolare rispetto ad esso il momento d'inerzia I ; finalmente, colla formola di Navier, si determineranno le tensioni estreme nel *béton*:

$$\sigma_c' = \frac{M y'}{I}, \quad - \sigma_c'' = \frac{M y''}{I},$$

e la tensione nel ferro, al livello y :

$$\sigma_f = 10 \frac{M y}{I};$$

nelle quali y' ed y'' rappresentano rispettivamente le distanze, dall'asse neutro, degli elementi maggiormente tesi, ovvero di quelli maggiormente compressi, ed M il momento flettente da cui è sollecitata la sezione della trave presa in esame.

Si è molto discusso se sia preferibile l'armatura della trave soltanto nella zona tesa (sistema *Hennebique*), ovvero l'armatura simmetrica (sistema *Lefort*). Se si potesse garantire la resistenza del *béton* non soltanto alla pressione, ma anche alla tensione e se la sezione apparente della trave fosse simmetrica rispetto all'orizzontale equidistante dai lembi, superiore ed inferiore, senza dubbio sarebbe preferibile l'armatura simmetrica. Ed infatti s'immagini una figura qualunque (fig. 235) come sezione trasversale d'un solido inflesso e si domandi di modificarne la forma (pur conservando inalterata la somma delle lunghezze $x_1 + x_2$ di una coppia qualunque di striscie elementari orizzontali equidistanti dai lembi (superiore ed inferiore) per modo da rendere massimo il modulo di resistenza W della figura rispetto all'asse orizzontale baricentrico. Siano f_1 ed f_2 le aree delle due striscie elementari, a distanza h fra loro, F l'area totale della figura, n l'asse orizzontale baricentrico, asse neutro, ed x l'asse orizzontale a metà altezza della sezione, sia d la distanza fra i due assi.

(*) Cfr. C. GUIDI, l. c.

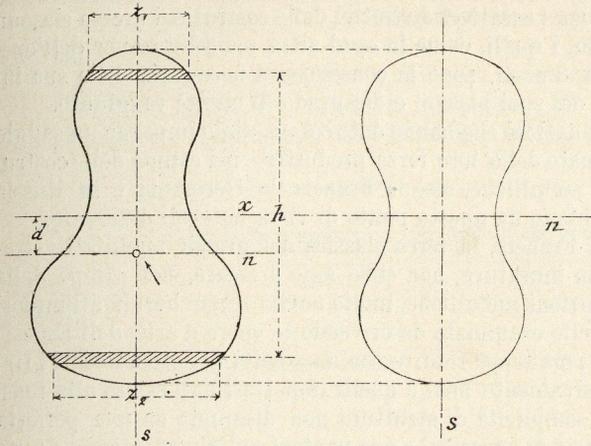


Fig. 235.

Fig. 236.

Il momento d'inerzia I_n della sezione rispetto all'asse n può mettersi sotto la forma:

$$I_n = I_x - F d^2 = \Sigma \left[(f_1 + f_2) \frac{h^2}{4} \right] - F d^2.$$

Ora, trasformando la sezione nel modo sopra indicato, non variano, per ciascuna coppia di strisce elementari, la somma $f_1 + f_2$ ed h , quindi I_n diviene massimo quando risulti $d=0$, il che avviene per la sezione simmetrica rispetto al suo asse baricentrico orizzontale (fig. 236), nel qual caso è anche minimo il valore della distanza y' dell'elemento più lontano dall'asse neutro, e quindi per doppia ragione il modulo di resistenza $W = \frac{I}{y'}$ è massimo.

Applicando tale risultato alla sezione ideale F_{ic} della trave in *béton* armato, si conclude (quando siano soddisfatte le due condizioni sopra poste) che l'armatura in ferro sarà utilizzata al massimo, quando essa risulti simmetrica rispetto al piano medio orizzontale della trave.

Senonchè la prima delle condizioni poste non può essere accettata dalla pratica. Una trave in *béton* armato dev'essere calcolata in modo che, all'evenienza, possa il ferro nella zona tesa resistere da solo, senza il concorso del *béton*, giacchè, come tutti sanno, facilmente, e per motivi diversi, si producono delle fessure in simili travi: tutti hanno potuto riscontrarle in opere appena ultimate. Una variazione di temperatura di pochi gradi può bastare da sola a produrle; immaginiamo infatti una trave incastrata agli estremi, in modo che essi siano inamovibili: un abbassamento di temperatura di 1° produce nella trave uno sforzo unitario di tensione dato da:

$$\sigma_t = E \varepsilon_t = 200\,000 \times 0,000013 = 2,6 \text{ kg./cm}^2,$$

e quindi già per pochi gradi di abbassamento di temperatura non può essere garantita l'integrità della trave.

La seconda condizione poi è soddisfatta soltanto nel caso della soletta semplice, ma non nel caso più importante della soletta rinforzata da nervature; giacchè nervatura e soletta non sono separate, non s'inflettono ciascuna per conto proprio; ma, al contrario, si fa di tutto, nell'eseguire il lavoro, perchè costituiscano un insieme unico, cioè una trave a forma di T. Al quale riguardo l'*Hennebique* prescrive che nella costruzione dei solai, l'interasse fra le travi secondarie non superi al più m. $3 \div 3,50$, appunto perchè si possa ritenere che la soletta in tutta la sua estensione cooperi efficacemente colla nervatura a sopportare il carico. Ed allora è facile vedere come l'aggiunta di ferri nella zona compressa della nervatura sia pressochè di nessun giovamento, cadendo essi in prossimità dello strato neutro. Non hanno quindi valore pratico le conclusioni in favore dell'armatura simmetrica.

*

Carichi di sicurezza. — Qual è il carico di sicurezza per il *béton* e quale per il ferro da adottarsi nel calcolo delle travi in *béton* armato cimentate a flessione? Da nostre espe-

rienze (*) su travi armate diverse di m. 4 di portata, di sezione apparente cm. 10×20 , e valutando il carico di sicurezza $\frac{1}{8}$ del carico di rottura, risulterebbe che lo sforzo unitario massimo da far sopportare al *béton* a tensione od a pressione non dovrebbe eccedere 15 kg./cm^2 , o tutt'al più 20 kg./cm^2 .

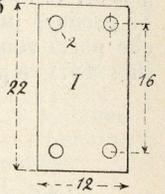
Calcolando collo stesso coefficiente di sicurezza, si arriva alla stessa conclusione anche esaminando i risultati sperimentali di quattro travi armate di m. 6,50 di portata provate dal *De Tedesco*, e si osservi che l'impasto di queste travi (kg. 500 di cemento per m^3 di sabbia) era molto più ricco in cemento dell'impasto *Hennebique*. Riportiamo qui le sezioni ed i calcoli relativi alle dette travi; esse furono tutte inflesse appoggiandole alle estremità e caricandole di un carico concentrato P in corrispondenza della sezione di mezzo.

Carico di rottura: $P = \text{kg. } 1800$

$$I = \frac{1}{12} 12 \cdot 22^3 + 4 \cdot 10 \cdot 3,14 \cdot 8^2 = 18\,686$$

Carico di sicurezza:

$$k_c = \frac{1}{8} \frac{\frac{1}{4} 1800 \cdot 650 \cdot 11}{18\,686} = 22 \text{ kg./cm}^2.$$

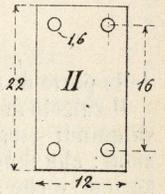


Carico di rottura: $P = \text{kg. } 1150$

$$I = \frac{1}{12} 12 \cdot 22^3 + 4 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 8^2 = 15\,768$$

Carico di sicurezza:

$$k_c = \frac{1}{8} \frac{\frac{1}{4} 1150 \cdot 650 \cdot 11}{15\,768} = 16 \text{ kg./cm}^2.$$

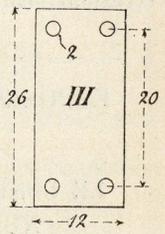


Carico di rottura: $P = \text{kg. } 1857$

$$I = \frac{1}{12} 12 \cdot 26^3 + 4 \cdot 10 \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 30\,136$$

Carico di sicurezza:

$$k_c = \frac{1}{8} \frac{\frac{1}{4} 1857 \cdot 650 \cdot 13}{30\,136} = 16 \text{ kg./cm}^2.$$

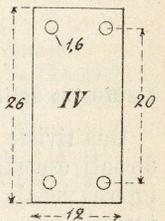


Carico di rottura: $P = \text{kg. } 1550$

$$I = \frac{1}{12} 12 \cdot 26^3 + 4 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 10^2 = 25\,576$$

Carico di sicurezza:

$$k_c = \frac{1}{8} \frac{\frac{1}{4} 1550 \cdot 650 \cdot 13}{25\,576} = 16 \text{ kg./cm}^2.$$



Si è già detto che nel calcolare una trave in *béton* armato bisogna prevedere il caso che venga accidentalmente a mancare affatto la resistenza del *béton* alla tensione, il che può essere prodotto da una variazione di temperatura, da un ritiro del *béton*, da una scossa violenta, ecc. In tal caso il ferro, ancorchè della migliore qualità (ferro omogeneo) non dovrebbe essere cimentato più di 800 kg/cm^2 , eccezionalmente 1000.

Da alcuni si assoggetta fino a 1200 kg./cm^2 ; col metodo di calcolo proposto dal Lefort (**), secondo il quale, prescindendo affatto dalla presenza del *béton*, il ferro omogeneo sa-

(*) C. GUIDI, l. c.

(**) *Nouvelles Annales de la Construction.* — Paris, 1898.

rebbe cementato a 1800 kg./cm^2 , se viene effettivamente a mancare la resistenza a trazione del *béton*, il ferro in tensione risulterà cementato a più di 1800 kg./cm^2 , per il fatto che, non potendo mancare la resistenza del *béton* alla pressione, il braccio di leva dello sforzo cui resiste il ferro in tensione risulterà minore della distanza fra i baricentri delle due armature, quella in tensione e quella in pressione.

Ora è facile dimostrare quanto sia temerario esporre il ferro a dover resistere ad uno sforzo così elevato. S'immagini una trave in *béton* armato, cementata a flessione, perfettamente sana; resistendo da prima il *béton* anche alla tensione, lo sforzo sopportato dal ferro è piccolissimo; sarà inferiore a 200 kg./cm^2 se si cementa il *béton* al massimo a 20 kg./cm^2 . Mancando ora, per una circostanza qualunque, la resistenza del *béton* alla tensione, il ferro della zona tesa passa istantaneamente da uno sforzo così meschino ad uno sforzo rilevantisimo, e se questo raggiunge appena lo *Streckgrenze*, o punto di snervamento (circa 2000 kg./cm^2 per il ferro omogeneo), la stabilità della trave è seriamente compromessa. Si produce infatti nel ferro un allungamento notevolissimo che porta con sé un progressivo allargamento della fessura (fig. 237), e per conseguenza una progressiva diminuzione

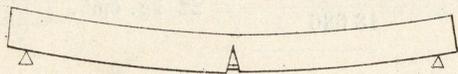


Fig. 237.

della parte di *béton* che deve resistere alla compressione.

Il calcolo delle travi in *béton* armato cementate a flessione va quindi eseguito, secondo noi, in base a queste due condizioni: che il *béton* non lavori a compressione più di $15 \div 20 \text{ kg./cm}^2$ e che il ferro, nell'evenienza che venga a mancare la resistenza del *béton* alla tensione, non lavori più di 800 od eccezionalmente 1000 kg./cm^2 .

(Continua).

ESPOSIZIONE UNIVERSALE DEL 1900 A PARIGI

LE COSTRUZIONI METALLICHE MODERNE NEI LORO RECENTI PROGRESSI

(Continuazione)

VI.

La Mostra delle costruzioni metalliche nella Sezione francese.

Una rivista dei disegni illustrativi, dei modelli e dei rendiconti esposti nel Palazzo del Genio civile della Mostra internazionale di Parigi condurrebbe alla descrizione di quasi tutte le opere d'arte appartenenti al tipo di costruzioni prese in esame, che si eseguirono in quest'ultimo decennio, soprattutto nel Continente europeo. Ma una siffatta rassegna troppo lunga, per quanto trattata succintamente, si ridurrebbe in gran parte ad uno sconnesso riassunto delle monografie pubblicate nei periodici tecnici dei singoli Stati, per illustrare i manufatti moderni di maggiore importanza. Fatta quindi eccezione per quelle opere d'arte che non furono ancora descritte in apposite pubblicazioni, sarà più conveniente valersi dell'abbondantissima copia di esemplari esposti e delle pregevoli notizie pubblicate dalle Amministrazioni pubbliche e dai costruttori privati, tentando un breve studio comparativo, per dedurre quelle norme che possono essere suggerite con qualche fondamento, solo dall'osservazione di una lunga serie di risultati pratici.

In una tale rivista, fatta ordinatamente per ciascuna delle nazioni, che presero parte veramente attiva all'Esposizione

mondiale, risulteranno pure nel campo di cui stiamo occupandoci, i caratteri distintivi delle costruzioni presso ciascun popolo, i quali, come in ogni altra manifestazione dell'opera umana, sono la conseguenza necessaria della sua indole, dei suoi bisogni e del grado di civiltà raggiunto.

Le nazioni che hanno dato col massimo impegno un saggio adeguato della loro forza produttrice nel campo delle costruzioni metalliche, cioè la Francia, la Germania e la Russia presentano da questo punto di vista notevoli differenze.

La Francia, la terra classica dei grandi manufatti stradali in muratura, non ebbe agio a creare, nel campo delle costruzioni metalliche, molte novità rimarchevoli, all'infuori di quelle esaminate descrivendo le opere d'arte dell'Esposizione; ma seppe ridurre con successivi perfezionamenti i tipi esclusivamente suoi e quelli importati dall'estero alla massima semplicità di struttura non disgiunta da una perfetta garanzia di successo, e può vantare un'importantissima serie di costruzioni metalliche affatto recenti non solo sul suo territorio, ma anche in quello delle sue colonie e in altre nazioni d'Europa, come la Spagna e la Rumenia, che le sono tuttora tributarie.

La Germania ha potuto fare prodigi in questo campo singolarmente adatto sia per le ricchezze naturali del suolo sia per i bisogni dell'intensissimo sviluppo delle sue strade ordinarie e delle sue ferrovie, che, con $85\,000 \text{ km.}$ di binario, attualmente in esercizio, rappresentano la rete più grande e più perfetta d'Europa. Le sue Ditte colossali per le costruzioni in ferro, che, promovendo la bellissima monografia del Mehrrens, già più volte citata, vollero dare un incremento nuovo alla diffusione dei loro prodotti, hanno eseguito, nell'ultimo decennio, una splendida serie di opere d'arte appartenenti a tutti i possibili tipi di travature, che colpiscono per la grandiosità delle proporzioni, non meno che per la funzione razionale delle singole parti.

La Russia finalmente, che si trova, senza dubbio, all'alba del suo vero apogeo, e a cui l'immensa estensione del territorio è garanzia di un campo quasi inesauribile, nel quale potrà svolgersi l'attività del suo giovane popolo, ha dovuto lottare, nel campo delle costruzioni, coll'imperiosa necessità di compiere nel minor tempo possibile e con mezzi relativamente limitati, le opere necessarie a stabilire gli elementi essenziali della gran rete di strade e di ferrovie di cui sente vivamente il bisogno.

E in questo lavoro febbrile e affrettato ha saputo valersi di metodi già noti, e idearne, all'occorrenza, dei nuovi, che con raro impegno ha illustrato alla Mostra internazionale di Parigi.

La Mostra del Genio civile francese occupava la Classe 29^a al Campo di Marte. Una parte dei disegni esposti, relativa ai lavori compiuti per le Amministrazioni, fu raccolta per cura del Ministero dei Lavori Pubblici, limitandosi però soltanto a quei manufatti che non erano stati presentati in altre Esposizioni mondiali.

Di questi, anzi, si pubblicò una monografia riassuntiva dettata da due membri della Commissione ordinatrice: l'Ispettore della Scuola di ponti e strade e l'Ingegnere-capo del Genio civile Choisy (*).

Le Ditte e le Società private completarono la raccolta ufficiale, illustrando le opere che il Ministero dei Lavori Pubblici aveva escluse, e principalmente i manufatti eseguiti negli altri Stati e nelle colonie francesi.

Le costruzioni metalliche appartenenti alla prima serie sono enumerate, coi loro dati essenziali, nella tabella seguente,

(*) *Notices sur les modèles, dessins et documents relatifs aux travaux des Ponts et Chaussées réunis dans la Classe 29^e.* — Paris, Imprimerie Nationale, 1900.

la quale anzi comprende alcuni manufatti ultimati in Francia dopo l'Esposizione internazionale del 1889 a Parigi, che non furono presi in considerazione, perchè non appartenevano alla categoria scelta.

Queste aggiunte si limitano però al numero strettamente indispensabile di manufatti necessari a spiegare l'evoluzione dei tipi successivamente adottati negli ultimi dieci

anni, e gli esempi scelti appartengono tutti ad opere d'arte costruite in Francia. E ciò perchè in quelle eseguite dalle Ditte francesi per l'estero o per le colonie sovente l'idea ispiratrice è dovuta alle Amministrazioni locali, o quanto meno, l'imitazione dei tipi americani o tedeschi prevale al punto da snaturare alquanto i caratteri tradizionali delle costruzioni metalliche francesi.

Prospetto riassuntivo dei principali ponti metallici costruiti in Francia dal 1890 al 1900

Numero	Data del collaudo	Indicazione del manufatto	Tipo di travatura	Lunghezza totale m.	Luce massima m.	Peso di metallo per m ² di via kg.	Costo in milioni di lire		Ditta costruttrice
							totale	parte metallica	
1	1893	Viadotto di Cosne sulla Loire per doppio binario	14 campate su travi Pratt indipendenti	826	57,96	580	2,291	1,420	Moisant, Laurent, Savey e C.
2	1893	Viadotto di Gien sulla Loire a semplice binario	7 campate su travi Pratt a via superiore	362	54,30	650	0,582	0,418	Société des Ponts et Travaux en fer.
3	1897	Ponte dell'Auvézère a semplice binario	1 campata su travi Pratt a via inferiore	54,5	54,50	580	—	—	Société métallurgique d'Onnaing.
4	1899	Ponte sul Beuvron a semplice binario	1 campata su travi Pratt - unioni Mesnager	42	42	—	—	—	Pommier di Limoges.
5	1895	Viadotto di Lavassac a semplice binario	1 campata su travi Linville	80	80	1054	0,382	0,198	Société des Ponts et Travaux en fer.
6	1896	Viadotto di Reynès sul Tech per doppio uso	trave a graticcio continua di 2 campate	173	60	1000	0,376	0,307	» »
7	1897	Viadotto di Déhault a semplice binario	trave Warren continua di 6 campate	109,2	19,5	—	0,060	0,033	Ateliers de Constructions de Hautmont.
8	1897	Ponte di San Giorgio per strada ordinaria	trave a parete piena continua di 6 campate	96	20	—	0,081	0,045	» »
9	1897	Ponte ad X a Mans	» »	—	16,26	—	0,033	0,015	» »
10	1896	Ponte-canale di Briare	» »	600	40	—	2,666	1,234	» »
11	1897	Ponte-riviera dell'Oudan	trave a parete piena continua di 1 campata	17,7	17,7	—	0,055	0,026	Dayd e Pillé.
12	1890	Ponte girevole del Pollet	trave a graticcio	70,5	47	1000	0,530	0,224	» »
13	1890	Ponte Morand per via ordinaria (Lione)	3 campate su archi con semi-incastro	193,4	67,4	715	—	1,456	Société des Ponts, ecc.
14	1891	Ponte Lafayette (Lione)	» »	193,4	67,4	748	—	1,493	Schneider. Fives-Lille.
15	1891	Ponte del Mezzogiorno (Lione)	» »	197,4	—	525	—	—	Moisant, Laurent, ecc.
16	1894	Ponte-acquedotto di Argenteuil	» »	210	70	832	1,263	0,672	Société des Ponts, ecc.
17	1896	Ponte di Fillé per strada ordinaria	» »	210	70	832	1,263	0,672	Ateliers de Constructions de Hautmont.
18	1895	Cavalcavia Tolbiac a Parigi	1 campata; arco reticolare a 3 cerniere	56,3	56,33	—	0,062	0,034	Dayd e Pillé.
19	1896	Cavalcavia Tolbiac a Parigi	trave Gerber a 3 campate	205	60	396	—	—	» »
20	1900	Ponte Mirabeau (Parigi)	trave a mensola	174	100	800	2,09	1,221	Société des Batignolles.
21	1900	Viadotto sul Vaur	» »	410	220	1900	—	—	Société de Levallois-Perret.
21	1900	Viadotto di Courcelles	trave ad arco con sole cerniere di imposta	370	85,71	1000	—	—	Société de Levallois-Perret.

*

I sistemi a travata rettilinea, rappresentati dai primi 12 manufatti della tabella, hanno costituito sino a quest'ultimo periodo il tipo più diffusamente adottato, che si è venuto modificando secondo i nuovi dettami della scienza delle costruzioni. Le travi a graticcio di elevata caratteristica hanno ceduto omai il posto alle travi reticolari parallele a campate indipendenti, nelle quali l'estrema semplicità dei metodi di calcolo permette di dedurre con tutto rigore i valori delle sollecitazioni massime prodotte dai carichi mobili. A questo tipo appartengono: il *Viadotto ferroviario di Gien sulla Loire* (*) a via superiore con travi a parete unica, il *Ponte sull'Auvézère* con una campata sola di m. 54,50 assolutamente analoga a quelle del manufatto precedente, ma a via

inferiore, e il bellissimo *Viadotto di Cosne sulla Loire* con via inferiore a doppio binario (*).

Tutte le disposizioni costruttive più moderne concorrono a formare di questo manufatto un modello degno d'imitazione.

Le cerniere di cui sono muniti i cuscinetti di estremità assicurano una buona ripartizione della pressione sulle piastre di appoggio; e gli apparecchi di dilatazione risultano di segmenti cilindrici, che risolvono vantaggiosamente il problema di dare alla superficie di contatto dei rulli un diametro grande, imposto dalla convenienza di limitare la resistenza di attrito senza esagerare nelle dimensioni della piastra. I correnti a cassettoni costituiti di due anime distanti m. 0,57, permettono l'attacco delle aste di parete in modo che i loro

(*) « Annales des Ponts et Chaussées », 1893, 2° semestre.

(*) « Le Génie Civil », 1894, volume XXV, pag. 403.

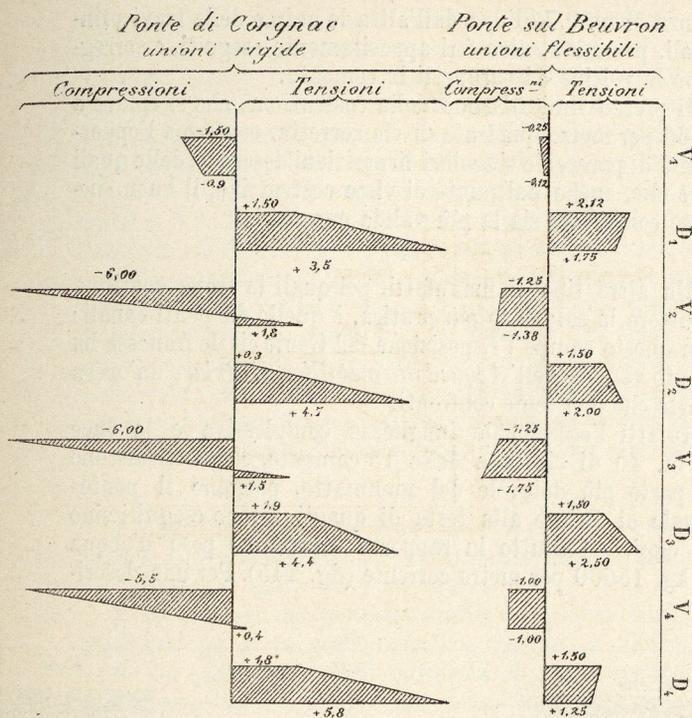


Fig. 241. — Diagrammi di confronto dei vantaggi del sistema Mesnager.

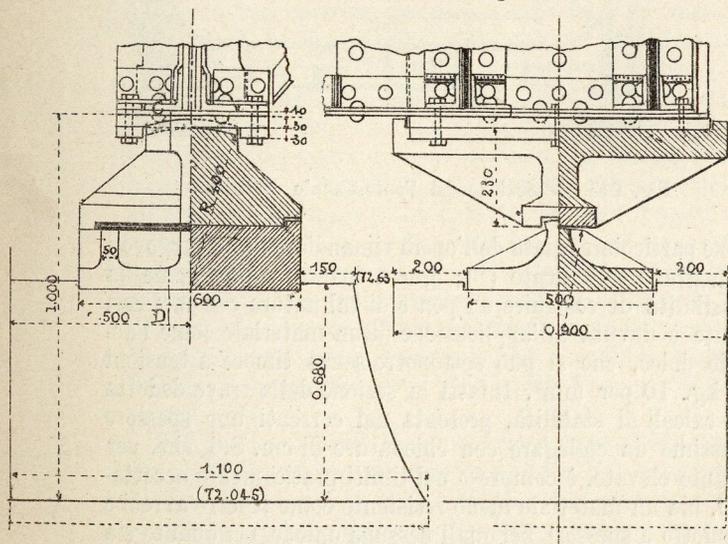


Fig. 242. — Appoggio a doppia cerniera del Ponte sul Beuvron.

sciare alquanto dubbiosi sulla sua rigidità sotto il passaggio di treni assai rapidi.

Sopra tutto l'attacco dei traversi non può opporre nessuna resistenza alla spinta longitudinale sulle rotaie, poichè equivale ad una sospensione semplice; e se i ponti con travi trasversali poggianti su articolazioni di estremità hanno dato ottimi risultati, sta però il fatto che in queste un piccolo moto di oscillazione non può produrre alcun inconveniente, mentre nel ponte sul Beuvron l'anima verticale del traverso in vicinanza dei correnti supporterebbe probabilmente tensioni capaci di snervarla.

In conclusione, l'esperienza sola potrà decidere sulla bontà del sistema. Allo stato attuale della questione è curioso notare come, contemporaneamente a questa novità, il Vierendeel belga abbia ideato un'altra modificazione delle travi paral-

lele da ponte, che si fonda sopra un criterio assolutamente opposto, quello cioè di fare assegnamento sui momenti di incastro dei montanti, sopprimendo le diagonali.

*

Accanto a questi ponti a travi rettilinee indipendenti non mancano esempi di *travi continue*, come il *Viadotto di Déhault*, sorretto da 5 pile metalliche oscillanti, piane, costituite da due montanti in ferro collegati da un reticolato strettamente indeformabile di aste alternativamente orizzontali ed oblique; il *Ponte sulla Guadahortuna* (Spagna), costruito dalla Compagnia di *Fives-Lille*, poggianti su sette pile metalliche in acciaio dell'altezza massima di m. 42,90, con travi principali parallele a graticcio quadruplo, e il *Viadotto di Reynés* sul Tech, nei Pirenei orientali, a due sole campate, progettato esclusivamente per via ferrata a semplice binario, collocato superiormente, e ridotto in corso di esecuzione a ponte per doppio uso, disponendo nella parte inferiore una strada ordinaria, la quale impose un tipo di controventamento speciale per lasciar libero lo spazio compreso fra le travi principali.

Tuttavia le applicazioni di questo sistema, che ebbe tanto sviluppo nel primo periodo della storia dei ponti metallici, vanno facendosi ogni giorno più rare, soprattutto nei manufatti di grandi proporzioni, dove le travi a mensola (tipo Gerber) prendono il sopravvento, perchè più facili a calcolarsi, insensibili agli eventuali cedimenti degli appoggi e di montaggio assai più semplice ed economico.

Solo per manufatti di piccole dimensioni, dove la presenza delle cerniere potrebbe compromettere la necessaria rigidità dell'insieme, e ad ogni modo rappresenterebbe un aumento di spesa per le difficoltà costruttive, l'applicazione della trave continua è tuttora generalmente preferita.

*

La mostra del Ministero dei Lavori Pubblici francese comprendeva due tipi di manufatti a travata continua con piccole luci, notevoli soprattutto dal punto di vista economico: il *Ponte di S. Giorgio* ed il *Ponte ad X* nel compartimento del *Mans*, entrambi sulla Sarthe.

Il primo è sorretto da tre travi a parete piena, due delle quali sono collocate direttamente sotto le rotaie della ferrovia a scartamento ridotto Mans-Mayet; la terza si trova in corrispondenza dell'orlo interno del marciapiede riservato ai pedoni, che sporge di sbalzo. Le pile oscillanti sono costituite da tre montanti di ferro situati nei piani delle travi stesse e collegati da aste orizzontali ed inclinate, che assicurano l'indeformabilità del sistema.

È sorprendente in questo manufatto l'esiguità della spesa, che si riduce a L. 101 per metro quadrato di via, se si comprende il costo delle fondazioni, ed a L. 89, se quest'ultimo viene escluso.

L'altro ponte con travi continue a parete piena è il *Ponte ad X* sulla Sarthe, che deve il suo nome alla singolarissima disposizione indicata dalla planimetria della fig. 243 di due ponti distinti, che si incrociano nel mezzo del fiume.

Ciascuno di questi manufatti serve esclusivamente per una linea tramviaria a scartamento di un metro, quindi le due travi portanti (fig. 244) distano da mezzo a mezzo di soli m. 1,80 e poggiano su mensole di coronamento delle pile, che sono colonne di un metro di diametro in cemento armato. Ciò che vi ha di essenzialmente curioso è la disposizione di annegare i correnti superiori delle travi a doppio T in una gettata di *béton* sporgente sulla via, che costituisce al tempo stesso un riparo efficacissimo nel caso di deviato delle vetture. Il manufatto si dovrebbe quindi classificare fra le costruzioni in cemento armato; ma davvero non si sa spiegare la grande fiducia riposta dai costruttori in questo si-

di una trave continua, e il sistema si può calcolare come uniformemente caricato su tutta la sua lunghezza.

In tal caso è chiaro che, dato il grandissimo numero di campate, quelle collocate verso il mezzo si comporteranno con molta approssimazione come perfettamente incastrate agli estremi, cosicchè i momenti sugli appoggi saranno uguali a $0,0833 Ql$, e quelli in corrispondenza delle mezzerie a $0,0416 Ql$ se Q è il carico totale ripartito su ogni campata di lunghezza l . Sulla prima pila si ha il massimo in valore assoluto di tutti i momenti flettenti, che da un calcolo diretto risulta uguale a $0,1074 Ql$; ma esso è pur sempre inferiore a quello che ha luogo in una trave semplicemente appoggiata, cosicchè l'economia nel peso di ferro occorrente, che è un vantaggio indiscutibile delle travi continue con grande numero di appoggi di livello, riesce in questo caso assai rilevante per la natura del sopracarico.

*

I ponti ad arco. — Non sono meno importanti le innovazioni compiutesi in Francia nell'ultimo decennio per la costruzione delle travi ad arco.

A convincersi dei perfezionamenti raggiunti basta un confronto fra i tre ponti metallici costruiti a Lione dal 1888 al 1891, coi quali principia il nuovo periodo, e quelli eseguiti a Parigi sulla Senna in occasione della Mostra internazionale, che lo hanno chiuso così splendidamente.

I primi costituiscono una serie lodatissima di esempi d'un tipo tutto francese, che la Società di *Fives-Lille* aveva applicato con successo da poco tempo ad un manufatto molto simile per le condizioni planimetriche ed altimetriche; voglio dire il *Ponte Boieldieu* a Rouen (1885-88) (*).

La caratteristica essenziale di questo sistema consiste nel metodo di impostare gli archi a parete piena, generalmente noto col nome di *semi-incastro*. In realtà, le travi poggiano su articolazioni di imposta, che permettono all'arco di assestarsi sotto l'azione del peso proprio; terminata la messa in opera si fissano le sezioni estreme, introducendo fra esse e i cuscinetti di appoggio due biette, che impediscono ogni ulteriore rotazione, cosicchè la trave si comporta rispetto al carico accidentale ed alle variazioni di temperatura come incastrata, ed è quindi escluso il dubbio di un'insufficiente rigidità sotto l'azione dei carichi mobili.

Fu questo appunto lo scopo della disposizione descritta; ma già nella monografia citata sul ponte *Boieldieu* l'autore insinua l'idea che la poca rigidezza dei ponti a cerniere libere sia piuttosto uno scrupolo della teoria che un pericolo temibile in pratica. Più apertamente l'ingegnere Tavernier, illustrando i *Ponti Morand e Lafayette* a Lione (**), a proposito della difficoltà di serrare convenientemente i cunei di incastro contro le sezioni estreme dell'arco, sostiene che, anche rispetto al peso proprio, è prudente calcolare ponti di questo tipo come perfettamente incastrati, e in tal caso un breve studio comparativo gli permette di dimostrare che l'uso di semplici cerniere di imposta rappresenta una economia del 10 % nel peso di ferro occorrente.

Tuttavia il sistema fu ancora per parecchi anni comunemente adottato. Fra le molte applicazioni fatte è notevole quella del *Ponte-Acquedotto d'Argenteuil* sulla Senna (***), costruito dalla *Société des Ponts* dal 1890 al 1894, e sul quale conviene arrestarci un momento per altri suoi caratteri non meno degni di nota.

Le tre campate di cui risulta sono di ampiezze diverse: e precisamente quelle di sponda misurano m. 67 di corda, mentre l'arco di mezzo è di m. 70 di luce. Volendo quindi eliminare nel caso di un sopracarico uniformemente ripartito, ogni spinta risultante sulle pile, si compensò la portata minore delle arcate estreme con un maggiore ribassamento.

Gli archi a parete piena formano poi sistema con un reticolato sovrastante costituito dai montanti di sostegno della via, dai longoni del ponte e da una serie di aste diagonali, cosicchè le travi principali risultano di un sistema combinato, che si può definire un arco reticolare col corrente inferiore rigido ed incastrato. È anche questa una disposizione abbastanza antica in Francia; tanto è vero che fin dall'anno 1866 le officine del Creusot costruivano secondo questo tipo sul fiume *El-Cinca* nella Spagna un ponte in ghisa, che rimase famoso come uno dei primi manufatti metallici, pei quali la messa in opera fu eseguita di sbalzo.

Ma in quei tempi esso rappresentava un primo passo verso i sistemi moderni, in quanto traduceva in atto l'idea razionale di utilizzare come parte resistente della trave i ritti e i longoni necessari a reggere la via: oggi invece non sarebbe consigliabile in modo generale, attesa l'enorme complicazione che introduce nel problema statico rispetto ai tipi semplici ad arco reticolare.

Però nel ponte-acquedotto di Argenteuil il tipo adottato si può giustificare coll'enorme valore del sopracarico, dovuto alla presenza di quattro condutture d'acqua contenute entro tubi in cemento armato del diametro interno di m. 1,10. Ciascuna di esse si svolge in uno degli intervalli compresi fra le cinque travi principali, cosicchè il peso permanente per metro quadrato di via raggiunge il valore eccezionale di kg. 2125, dei quali kg. 832 corrispondono al peso di metallo per la travatura del ponte.

Invece nel *Ponte del Mezzogiorno* a Lione affatto simile per le dimensioni, e calcolato assumendo lo stesso carico di sicurezza, si ha un peso permanente totale di kg. 1045 per m², dei quali più di metà, cioè kg. 525, rappresentano il peso del metallo impiegato. Il confronto è tutto a favore del primo, anche se si somma col carico permanente il sopracarico accidentale della folla; e questa è la più bella conferma della somma diligenza colla quale gli ing. Bechmann e Launay studiarono la travatura del ponte-acquedotto.

*

Come ultimo esempio dell'applicazione di archi a parete piena con semi-incastro merita un cenno il ponte per strada ordinaria ultimato il 1899 a *Nogent-sur-Marne* sulla Senna (*) dalla Ditta *Kessler e C.* di Argenteuil.

La preoccupazione di eseguire un'opera di aspetto decorativo indusse i costruttori a formare, tanto gli archi delle due campate estreme di m. 40,31 di corda, quanto quelli della campata di mezzo di m. 48,59, con una serie di pezzi fusi in ghisa, di lunghezza variabile da m. 4,50 a m. 5,80, muniti di flangie per i necessari collegamenti.

Il materiale col quale fu costruito, è oggi caduto siffattamente in disuso, che, l'annoverare questo ponte fra i modelli delle costruzioni metalliche moderne potrebbe sembrare strano, se i caratteri fondamentali non ci permettessero di considerarlo come un esempio del nuovo tipo, che l'ingegneria francese ha creato col *Ponte Alessandro III*.

Se non che, tolta l'articolazione in chiave, e vincolate le sezioni di imposta col semi-incastro, la qualità essenziale del sistema viene meno, potendo benissimo succedere che per una condizione anormale di carico e per una forte variazione della temperatura da quella di posa la curva delle pressioni esca per

(*) « Annales des Ponts et Chaussées », 1890, 2° semestre.

(**) « Annales des Ponts et Chaussées », 1893, 2° semestre.

(***) « Annales des Ponts et Chaussées », 1897, 2° trimestre.

(*) « Le Génie Civil », 9 dicembre 1899.

qualche tratto dal nocciolo centrale della sezione; e in tal caso quale sarebbe la garanzia di stabilità offerta da una trave di questo tipo, costruita con un materiale di cui è così bassa ed incerta la resistenza a sforzi di tensione? Del resto è notevole che la preoccupazione di irrigidire il manufatto, evitando l'uso di cerniere libere negli archi, non si estende alle altre parti della struttura metallica del ponte; anzi i montanti di sostegno della via si appoggiano in basso sugli archi per mezzo di articolazioni, che hanno lo scopo di eliminare i momenti d'incastro assai pericolosi per membrature fuse in ghisa.

*

Contemporaneamente a queste opere d'arte, nelle quali sono riprodotte con poche modificazioni le disposizioni tradizionali dell'antica scuola francese, non mancarono in quest'ultimo periodo tipi ispirati a criteri più recenti e più razionali. Tali sono:

1° Il Ponte di Fillé sulla Sarthe ideato e calcolato dall'ing. Harel de la Noë.

I due archi reticolari in acciaio di m. 56,83 di luce, che ne sorreggono l'impalcatura (fig. 246 e 247) hanno due

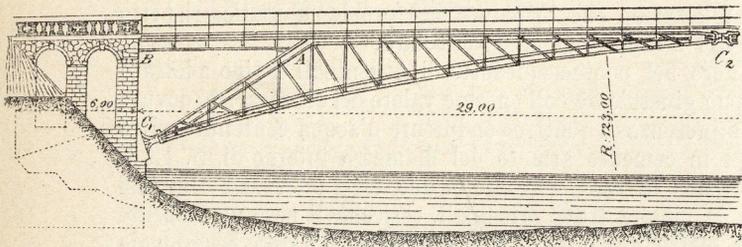


Fig. 246. — Ponte di Fillé sulla Sarthe.
Prospetto di mezza arcata.

cerniere di imposta ed una terza cerniera al vertice, e presentano un profilo di forma singolare, studiato allo scopo di ripartire equamente lo sforzo dovuto al peso proprio della costruzione sulle due membrature di contorno. Il ripiegamento consiste nella disposizione del corrente superiore, che è piegato secondo la spezzata bilatera $C_1 A C_2$. In A viene ad appoggiarsi l'estremo di un longone AB, che raggiunge la spalla del manufatto, cosicché, grazie alla pressione notevolissima che la trave principale vi sopporta, l'andamento della curva delle pressioni riesce assai prossimo alla linea mediana dello schema considerato.

Le due travi ad arco (fig. 247) sono poi collegate in senso trasversale da quattro telai che reggono un robusto lon-

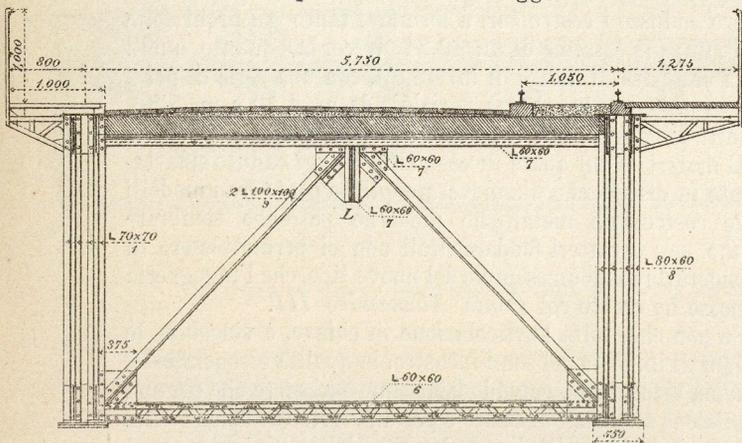


Fig. 247. — Sezione del Ponte di Fillé sulla Sarthe.

gone L situato sull'asse del ponte, il quale permette di ridurre a metà la portata dei traversi.

2° La grande arcata che costituisce la parte più rimarchevole del Viadotto di Courcelles sulla Senna (*); bellissimo esempio di quei ponti ad arco, nei quali la travatura principale in parte rimane al disotto dell'impalcatura, sorreggendola con un sistema di montanti, in parte la sovrasta. Se ne vide già un esempio nella campata centrale della Grande Passerella; e in Germania fra i manufatti più recenti costruiti dalla Società di Norimberga ne furono eseguiti ultimamente due: il ponte per strada ordinaria sul Danubio a Straubing (1896), e il bellissimo ponte sul canale del Nord a Grünenthal (1892) di m. 156,50 di luce. A quest'ultimo si ispirarono gli ingegneri francesi, studiando il progetto della grande arcata con sole cerniere d'imposta pel viadotto di Courcelles, la quale, se rimane al disotto dei manufatti tedeschi citati, per la luce notevolmente minore, di soli m. 85,71, li supera per la larghezza dell'impalcatura che misura m. 9,71 fra i piani medi degli archi, e sulla quale si svolge il doppio binario della nuova linea del Campo di Marte.

I particolari di sospensione del palco e le disposizioni ideate per eliminare gli sforzi prodotti nelle travi principali dalle oscillazioni, o dalle variazioni di lunghezza della via, non differiscono sostanzialmente dai ripieghi adottati nella Passerella, e formano coi calcoli accuratissimi eseguiti per verificare la stabilità del manufatto un titolo di merito per gli ingegneri Moïse e Widmer, che ne studiarono il progetto.

Il viadotto di Courcelles limita col ponte Alessandro III il tronco della Senna, sulle cui rive sono già sorte cinque Esposizioni mondiali. E la cornice è degno complemento del quadro; poichè i tipi affatto differenti di arcate metalliche, che reggono queste due opere d'arte sono, ciascuno in rapporto all'indole del manufatto, due modelli di rara eleganza e di molto valore tecnico, date le gravi difficoltà imposte dalle condizioni altimetriche delle vie di accesso ai ponti rispetto al livello delle massime piene.

(Continua)

Ing. M. PANETTI.

NOTIZIE

L'industria italiana degli zuccheri. — Attingendo alla « Statistica delle tasse di fabbricazione », pubblicata dal Ministero delle Finanze, vediamo di tratteggiare, per quel poco che essa consente, le condizioni in Italia dell'industria degli zuccheri, la quale ha ricevuto da qualche tempo, presso di noi, un impulso così inatteso da lasciar concepire le più liete speranze di lieto avvenire; sebbene non sia lecito illudersi che le fabbriche italiane possano, in tempo anche lontano, pervenire a produrre, oltre che per il consumo interno, anche per il mercato estero. La Germania, l'Austria-Ungheria, la Russia, la Francia, il Belgio e l'Olanda rovesciano sul mercato mondiale delle masse imponenti di zucchero di barbabietola, che arrivano a 10 milioni di quintali per la Germania, a 7 per l'Austria, a 3 1/2 per la Francia, a 1 1/2 per la Russia, e l'esportazione è aiutata da premi che nominalmente vanno da franchi 1 1/2 a 3, a 5, a 8 e perfino a 11 per quintale, e la cui abolizione, sempre messa in campo, sempre desiderata, sfuma di poi nel seno delle conferenze internazionali.

Assegnato adunque all'industria italiana dello zucchero, come campo di azione, il mercato interno, vediamo quali passi vi abbia fatto finora e quali le restino ancora da fare.

L'Italia, com'è noto, è tra i paesi che consumano meno zucchero; secondo il Licht, meno di tre chilogrammi per abitante, stando insieme con la Turchia, la Rumenia, la Grecia, la Bulgaria e la Serbia, mentre la Gran Bretagna passa i 41 chilogrammi, la Svizzera e la Danimarca passano i 20, la Svezia e Norvegia i 18, la Germania, la Francia e l'Olanda stanno tra 14 e 16, il Belgio sta sopra 10, l'Austria presso 8, la Russia ed il Portogallo verso i 6.

Ciò dimostra che anche sul mercato interno il campo in cui spaziarono non può dirsi molto vasto. Al giorno d'oggi, il consumo italiano dello zucchero si può calcolare a più di 900 000 quintali, che risultano da un'importazione di quintali 626 896 (cifra del 1899), sommata con una produzione interna di quintali 308 210, corrispondenti a 231 158

(*) « Le Génie Civil », 2 giugno 1900.

quintali di prodotto tassato, che, come si sa, era inferiore di 1/4 all'effettivo prima della legge Carmine del 1° marzo 1900, la quale, dalla campagna in corso, applica la tassa di fabbricazione sulla base di un coefficiente di rendimento per ogni ettolitro di sughi defecati di grammi 2000 di zucchero, in luogo di 1500.

Se si guarda ai passi fatti dall'industria nazionale negli ultimi anni, è lecito argomentare che non sarà molto lontano il tempo in cui essa riuscirà a sopperire interamente al consumo suddetto.

Otto anni addietro la produzione italiana dello zucchero non era che di 10 000 quintali circa; oggi si ritiene già superiore ai 650 000.

Le 2 fabbriche del 1892, Rieti e Savigliano, divenute 4 nel 1897, essendosi aggiunte Legnago e Sinigallia, erano salite nel 1899 a 13, e, per quanto sappiamo, nella campagna che sta terminando, sono arrivate a 28, con una potenzialità presunta di 650 000 quintali!

Ai 900 000 quintali rappresentanti il consumo interno non siamo dunque molto lontani, ed è a credere che il passo d'una sola campagna basti a raggiungerli.

A misura che la produzione indigena è andata aumentando, l'importazione dall'estero naturalmente è andata per converso diminuendo, e da 840 566 quintali nel 1892 è scesa nel 1899 a 626 826 quintali.

Dalla diminuita importazione nasce il danno della finanza, la quale perde il dazio di 88 lire in oro per ogni quintale di zucchero in meno importato dall'estero, per riscuotere in sua vece la tassa di sole L. 67,20 in carta per ogni quintale di zucchero indigeno in più fabbricato.

Epperò se a tutto il consumo paesano provvedesse, come in passato, l'estero, l'erario introiterebbe circa 79 milioni di lire in oro, mentre quando, come pare debba presto avverarsi, i 900 000 quintali occorrenti al consumo stesso saranno tutti provveduti dalle fabbriche nazionali, il tesoro non avrà più che 60 milioni di lire in carta.

Non vi è quindi da meravigliare che i capitali investiti nelle nostre fabbriche di zucchero trovino ancora una molto lauta remunerazione: poichè l'industria saccarifera italiana, astrazione fatta dalla differenza di valuta tra il dazio di confine e la tassa interna, resta difesa dalle famose L. 20,80 per quintale, che sono la differenza fra quello e questa, e che rappresentano, lo si noti bene, il 75 per cento del valore del prodotto al nostro confine.

Di fronte al forte sacrificio del pubblico erario e al nessun beneficio che il consumatore italiano è venuto finora a risentire dal nuovo avvenimento industriale da un lato, starebbero adunque le grandi agevolazioni finora godute dai nostri fabbricanti di zucchero, onde il pensiero corre naturalmente alla possibilità di un provvedimento legislativo inteso a contemperare i legittimi interessi dell'industria, del consumatore e del fisco.

(Bollettino delle Finanze).

Per l'alcool denaturato. — Come i lettori dell'*Ingegneria Civile* conoscono (*), si è attuata all'estero da qualche tempo un'importante riforma sulla tassazione degli alcool, consistente cioè nell'esenzione o quasi dalla tassa di fabbricazione per l'alcool denaturato per uso industriale.

Ne è venuto un grande sviluppo di produzione di alcool industriale, come appare, nei maggiori Stati, dal quadro seguente:

	Alcool denaturato	Tassazione
Germania	Hl. 1 000 000	nulla
Inghilterra	» 850 000	»
Austria-Ungheria	» 270 000	»
Francia	» 300 000	3 fr. per Hl.

E tale produzione accenna ovunque ad aumentare per sempre nuove e più estese applicazioni dell'alcool industriale (importantissime fra le altre le applicazioni dell'alcool all'illuminazione ed all'automobilismo).

Per contro, in Italia, secondo l'ultima legge e regolamento sugli spiriti (1896), si fa pagare per alcool (considerato a 100°) la tassa di fabbricazione di L. 180 l'Hl., con l'abbuono del 7 per 100 alle fabbriche di prima categoria, e si permette l'adulterazione del solo 2 per 100 sullo spirito prodotto, con la restituzione di L. 40 per Hl. Onde le fabbriche italiane pagano per Hl. di alcool denaturato la tassa di fabbricazione di:

L. 180 — L. 12,60 (abb. del 7 0/10) — L. 40 = L. 117,40.

In questa condizione non poteva svilupparsi in Italia l'applicazione dell'alcool industriale denaturato, del quale, nell'ultimo anno, si è avuta la produzione di soli Hl. 4600.

Oramai, al riguardo, una riforma decisiva s'impone anche da noi, ed è stata reclamata al Parlamento dall'on. Valli (4 dicembre 1899), il quale ebbe risposta lusinghiera dall'allora Ministro delle Finanze, on. Carmine.

L'on. Valli chiedeva che fosse tolto ogni limite al diritto di de-

(*) La denaturazione dell'alcool in Germania ed in Francia, e l'uso industriale dell'alcool denaturato per riscaldamento, illuminazione e sviluppo di forza motrice, G. SACHERI (« Ingegneria Civile », anno 1899, pag. 1931-96).

naturazione dell'alcool, e che per esso la tassa fosse ridotta a L. 20 per Hl. Atteso che l'industriale italiano (tenuto conto dell'abbuono di tassa del 7 per 100) viene attualmente a vendere l'alcool al prezzo netto di circa L. 50, si avrebbe con la riforma ottenuta nella misura proposta dall'on. Valli, un prezzo di vendita per l'alcool denaturato di circa:

L. 50 + L. 20 (tassa) = L. 70 per ettolitro.

Non è qui il caso di ripetere tutte le ragioni d'indole industriale, economica, igienica che militano in favore dell'invocata riforma, la quale, determinando un aumento nel consumo dell'alcool, favorirà pure lo sviluppo della fabbricazione dell'alcool di barbabietola, industria non ancora importata in Italia, ma che è suscettibile di avere tra noi un conveniente sviluppo.

E la diffusione della coltura della barbabietola può essere di grande aiuto ai progressi ed alla trasformazione della nostra agricoltura, poichè se oramai le attuali fabbriche da zucchero sono in grado di provvedere interamente al consumo interno, e quindi per mezzo di tale industria non potrà più oltre aumentare la coltura della barbabietola, un aumento ed un'estensione ulteriore di questa coltura si potrà avere mediante le *Distillerie di barbabietole*, le quali si sono tanto diffuse in Francia ed in Austria.

Dopo pochi anni dall'attuazione dell'invocata riforma sull'alcool denaturato, potrà aversi in Italia un consumo di 200 000 Hl. di alcool per uso industriale, e la nuova produzione potrà essere assorbita completamente dalle distillerie di barbabietole, le quali richiederanno la coltivazione annuale di circa 8000 Ha., e quindi (tenuto conto degli avvicendamenti) determineranno una trasformazione di coltura di circa 40 000 Ha. di terreni.

Altro fatto da tenere in conto è che essendo possibili le piccole *Distillerie agricole*, la nuova industria avrà una potenzialità di diffusione di cui il zuccherificio, coi suoi enormi macchinari, non è suscettibile. Onde è più che evidente che la riforma sulla tassazione degli alcool denaturati è reclamata da tre differenti interessi: l'interesse dei produttori d'alcool, l'interesse dei consumatori d'alcool per uso industriale, e l'interesse dell'agricoltura nazionale.

Ed è quindi urgente che da parte del legislatore si studi e si attui tale riforma anche in Italia, ed in modo che essa risulti pure in armonia colle esigenze finanziarie dello Stato.

(Rivista tecnica emiliana).

L'evoluzione dei metodi delle industrie chimiche. — Il Moissan, sulla fine del luglio passato, lesse, in nome del Berthelot, un discorso di apertura del Congresso internazionale di chimica applicata, l'ultima parte del quale è rivolta a mettere in evidenza l'importanza che va acquistando l'elettricità nell'industria chimica.

Premesse alcune nozioni generali scientifiche, e ricordato che essendo i combustibili soggetti ad esaurimento, è fatto importantissimo quello che consente di utilizzare a distanza, per mezzo dell'elettricità, l'energia perpetua delle cadute d'acqua; e che l'elettricità può essere trasformata in ogni forma di energia, e quindi anche in energia chimica, sia in modo diretto, sia indirettamente coll'intermediario dell'energia calorifera, prodotta specialmente nei forni elettrici, il Berthelot nota che il meraviglioso complesso dei metodi recentissimi dell'elettrochimica industriale sono il risultato dell'applicazione delle teorie scientifiche.

Parla dell'elettrolisi per via umida e per via secca, conducenti alla preparazione, la prima, degli alcali, degli acidi, degli ipocloriti, clorati e persolfati; la seconda pure alla preparazione della soda, ed inoltre alla separazione dell'alluminio dall'argilla; parla dei forni elettrici destinati specialmente alla preparazione industriale di quello stesso carburo di calcio che egli preparava per la prima volta in piccola quantità or sono quarant'anni: della scarica distruttiva (scintilla ad arco) che si rannoda alla vecchia sintesi dell'acetilene e dell'acido cianidrico.

Parla infine dell'effluvio elettrico (che consente la preparazione dell'ozono), le cui reazioni importantissime dal punto di vista scientifico egli ritiene non tarderanno ad entrare nel campo industriale.

Egli ritiene chiamata ad un grande avvenire la fissazione universale dell'azoto reso libero dai composti organici. Tale fissazione è così intensa, così facile; può essere compiuta con un consumo di energia così regolabile e limitato, che l'effluvio costituirà probabilmente il metodo essenziale per la fissazione dell'azoto atmosferico, nel giorno, senza dubbio vicino, nel quale l'arte dei laboratori entrerà in concorrenza, sia con la natura vegetale che fabbrica i composti organici azotati, sia con la natura minerale che fornisce oggi i nitrati all'industria ed all'agricoltura. La fissazione dell'azoto potrà forse essere chiamata a concorrere in un avvenire più o meno lontano alla fabbricazione di ogni specie di materia alimentare che l'uomo non seppe finora togliere altro che dagli esseri viventi.

(L'Elettricista).

BIBLIOGRAFIA

I.

Le opere foranee del Porto di Genova e le corrosioni delle spiagge di Sampierdarena e Cornigliano. — Appunti dell'ingegnere VITTORIO BAGGI, professore di costruzioni stradali ed idrauliche nella R. Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri in Torino. — Op. in-4°, di pag. 27, con 4 Tavole. — Torino, 1900.

Da circa un trentennio, lungo le spiagge liguri di Sampierdarena e Cornigliano notavasi una progressiva ed enorme corrosione, la quale doveva evidentemente attribuirsi all'azione delle onde del mare.

L'egregio prof. Baggi, avendo sottoposto ad esame un'accurata serie di osservazioni e rilievi eseguiti per lo spazio di 12 anni lungo la spiaggia di Cornigliano dagli Ingegneri della Società delle SS. FF. del Mediterraneo, mettendo a confronto tali rilievi collo stato della spiaggia prima e dopo la costruzione dei moli del porto di Genova, è venuto nella convinzione che la causa prima della corrosione verificatasi innanzi tutto nella spiaggia di Sampierdarena, e poi in quella di Cornigliano, sia stata la costruzione dei moli occidentali del porto di Genova, iniziata nel 1862 e completata nel 1888.

A tale effetto, l'A. prende il suo punto di partenza da una porzione della mappa catastale in data 25 settembre 1844 del Comune di Cornigliano, nella quale la distanza del mare dal muro di cinta delle proprietà private, era mediamente di m. 110 circa, e che in questo va pure d'accordo colla mappa più antica rilevata nel 1809. Questa concordanza, sulla larghezza della spiaggia, di due mappe, a 40 anni l'una dall'altra, messa in confronto della progressiva ed enorme corrosione della spiaggia stessa verificatasi in meno di un ventennio, durante e dopo la costruzione delle opere foranee del porto di Genova, mentre si sa che nessun fenomeno naturale sarebbesi in tale lasso di tempo eccezionalmente manifestato, è per l'A. una prima prova materiale della verità delle sue conclusioni.

Solo dopo il 1862, si incominciò ad osservare una progressiva corrosione della spiaggia di Sampierdarena prima, e di Cornigliano poi, di guisa che la larghezza di oltre 110 metri della spiaggia di proprietà demaniale, si ridusse in seguito, prima del 1884, a pochi metri appena, e dopo il 1885, in seguito a pennelli d'imbonimento, dei quali si è munita la spiaggia, quella larghezza risalì a circa 50 metri, quale ancora attualmente si mantiene.

Per indagare diligentemente le cause di tali corrosioni, l'A. incomincia ad esaminare ordinatamente i fatti verificatisi durante l'esecuzione dei moli occidentali del porto di Genova, valendosi all'uopo dei dati contenuti in una Memoria dell'ing. Luigi, pubblicata nel 1884 nel *Giornale del Genio Civile*.

Il progetto del molo Nuovo, detto poi Vecchio molo Occidentale, venne eseguito dal 1862 al 1868, per una lunghezza totale di m. 970, in direzione O. N. O. E. S. E., essendo la profondità del mare, in cui è fondato, da 8 a 14 metri.

L'angolo che la direzione delle onde fa col molo è di 70°, e l'altezza d'onde è di m. 6,50.

Subito dopo l'inizio dei lavori del molo Nuovo, un tratto di circa 2000 metri della spiaggia di Sampierdarena, era in corrosione, e nel 1865, cioè tre anni dopo, si dovettero costruire lungo la spiaggia di Sampierdarena, in sua difesa, quattro pennelli di scogliera, distanti circa 500 metri fra loro, e lunghi da 30 a 40 metri. La corrosione venne così arrestata, le case che minacciavano di essere ingoiate dai flutti, vennero salvate, e la spiaggia coll'alimento dei materiali di deiezione del Polcevera che sbocca là vicino in mare, spinti dall'azione dei venti predominanti, i quali hanno tendenza a fare scorrere tali materiali verso levante, a poco a poco diede segni di impinguarsi.

Ma nel 1877 veniva intrapresa la costruzione del molo Lucedio, detto anche Nuovo molo Occidentale o molo Galliera, il quale, partendo a m. 80 prima della testata del molo precedente, dirigesì a mezzogiorno con un primo tratto di m. 657, e poi ripiegasi verso scirocco-levante, con un secondo braccio di m. 843. Onde la complessiva lunghezza di questo molo Galliera è di ben 1500 metri. La profondità del mare in cui è fondato varia da m. 16 a 29; la direzione delle onde nelle più violenti mareggiate è di S. O. con angolo di 70°, l'altezza delle onde è di m. 6,50, e i getti d'acqua, stante la fronte a scaglioni del molo, si alzano fino a 22 metri.

Ma subito dopo iniziata la costruzione del molo Galliera, e precisamente nel 1878, notossi che la spiaggia di Cornigliano era fortemente corrosa dalle onde per un tratto della lunghezza di circa 800 metri. E dopo il 1878, quasi ogni anno, le più violenti mareggiate scalzavano e rompevano in breccia in diversi punti il muro di sostegno della linea ferroviaria e le pile del viadotto di Cornigliano, asportando le scogliere di presidio.

Si provò a difendere la scarpata della ferrovia con una potente gettata longitudinale di grossi scogli, del peso di uno a quattro tonnellate ciascuno. Ma il mare a poco a poco ne scalzava il piede e provocava lo scoscendimento degli scogli, i quali lentamente si affon-

davano nella sabbia. Furono spese L. 250 000 dal 1881 al 1883 in questo lavoro di scogliera e di riparazione della linea per metterla in condizioni di esercizio.

Preoccupati della ingente spesa e delle interruzioni del servizio ferroviario, si stava studiando una deviazione della linea ferroviaria per la quale sarebbe occorsa la spesa di circa 1 milione. Ma fu preferito, seguendo pure il consiglio dell'illustre comm. Parodi, e tenendo conto di varie altre circostanze, di adottare il sistema di difesa con pennelli normali alla spiaggia.

Onde, su di un tratto di circa 500 metri furono costruiti successivamente, dal 1884 al 1892, quattro pennelli a distanza rispettivamente di m. 103, 243 e 195, e di lunghezza crescente da O. a E., cioè di metri 30, 65, 70 e 112 e colla loro testata in fondali da m. 3,25 a m. 5. Questi pennelli della larghezza di circa m. 6 in sommità, furono costruiti con grossi massi del peso da tonnellate 2 a 8 circa; essi emergono in media m. 3,50 circa sul livello medio del mare, e costarono L. 520 000.

Dacchè esistono questi pennelli, la linea ferroviaria non fu mai più interrotta; la corrosione fu arrestata, e dalla formazione di piccoli interrimenti alla radice dei pennelli e di una larga spiaggia di circa 50 m. a levante del pennello più vicino alla foce della Polcevera, si può ritenere che attualmente la spiaggia è in leggero accrescimento.

Ora questi pennelli hanno ottenuto il loro scopo appunto perchè la spiaggia ligure di ponente è colpita in isbioco dalla traversia, mentre i pennelli, come opere di imbonimento, si rendono invece pressochè inutili e di difficile efficacia sulla riviera di levante, perchè essa è colpita quasi normalmente dalla traversia stessa, come è il caso di Chiavari.

Dagli scandagli numerosissimi eseguiti per lo spazio di 12 anni dagli egregi tecnici della ferrovia, onde avere norme sugli eventuali ulteriori provvedimenti da prendersi a difesa della ferrovia, risulta che il fondo del mare alla spiaggia, ad Est del pennello presso il Polcevera, si è alzato mediamente di circa un metro dal 1885 al 1895, ma è ancora ben lungi dal trovarsi nelle identiche condizioni di battigia che si aveva prima del 1862, ossia prima della costruzione del molo occidentale del porto di Genova.

Ad ogni modo, tutta la serie dei fenomeni e dei fatti sovraesposti sono la prova evidente che i lavori al molo Nuovo Occidentale del porto di Genova, furono la causa della corrosione delle spiagge di Sampierdarena e di Cornigliano, in conseguenza evidentissima del fenomeno, tanto comune e naturale, del *mare riflesso*, inquantochè la direzione delle onde nelle più violenti mareggiate essendo pel molo Nuovo di S. O., risulta che l'onda di traversia, che prima della costruzione del molo si rifletteva verso il porto di Genova, venne ad arte intercettata dal molo stesso e da questo fortemente riflessa a ponente; i flutti riflessi componendosi coi flutti traversieri che hanno direzione S. O. danno luogo a risultanti inclinate più o meno alla spiaggia con tendenza a corroderla.

A tutto ciò vuolsi ancora aggiungere un altro fatto. Ed è che il molo Galliera, lasciato durante la sua costruzione, cioè per quasi 10 anni, col solo rivestimento di massi artificiali, veniva rivestito, soltanto dopo il 1888, cioè dopo la sua ultimazione, con un'ampia gettata di scogli per tutta la parte subacquea, la quale intercettando le onde di traslazione, indebolì l'intensità dei flutti radenti e di quelli riflessi; ed invero, dopo quella gettata, e certamente per la conseguente diminuzione di forza viva sui flutti riflessi dal molo, potè risultarne un maggiore imbonimento lungo la spiaggia di Sampierdarena e di Cornigliano.

Ma l'effetto dell'imbonimento è anzitutto dovuto alla costruzione dei pennelli, i quali opposero un impedimento al *movimento di rigiro* dell'onda che diversamente avrebbe continuato a correre verso la spiaggia di ponente ed a corroderla. Ed il principale impedimento venne costituito dal primo pennello, immediatamente ad Ovest del Polcevera, contro il quale il movimento di rigiro accumulava in parte i materiali di deiezione che il Polcevera porta a mare.

G. SACHERI.

II.

Ing. CARLO LEVI. — Fabbricati civili di abitazione. — Op. in 16° (Manuali Hoepli) di pag. 411, con 197 figure nel testo, 2ª edizione, Milano, 1901. — Prezzo lire 4,50.

Il Manuale dell'ing. Levi, edito nel 1896, e del quale abbiamo parlato in questo Periodico, a pag. 112 del vol. XXII, è arrivato alla seconda edizione, ed in essa l'Autore non ha mancato di perfezionare l'opera sua, trattando anche, sebbene assai brevemente, di alcuni più recenti sistemi di costruzione, come, ad esempio, dei solai di cemento armato, e mettendo gli elenchi dei prezzi al corrente delle ultime modificazioni. Ond'è a presumere che il Manuale, il quale contiene, limitatamente allo scopo suo, i dati numerici e quasi tutte le tabelle del ben noto « Manuale dell'Ingegnere » del prof. Colombo, ed i disegni accuratamente ridotti di scala, dell'interessantissima opera « La Pratica del fabbricare » del prof. Carlo Formentini, continui a trovare favorevole accoglienza fra i giovani che si danno particolarmente all'arte di costruzione dei fabbricati di civile abitazione. G. S.

Fig. 1a — Pianta del solaio del salone esagonale all'angolo delle gallerie interne — 1 a 250.

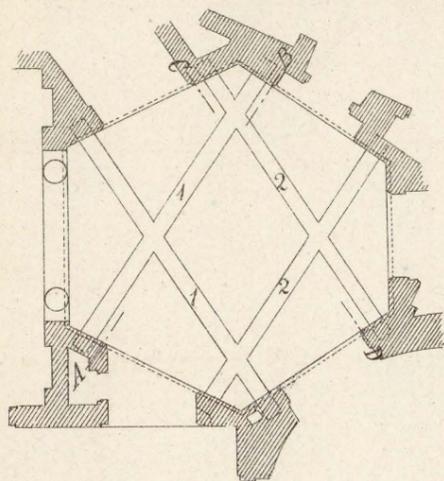


Fig. 1b — Particolari della trave 1 secondo la sezione A B — 1 a 20.

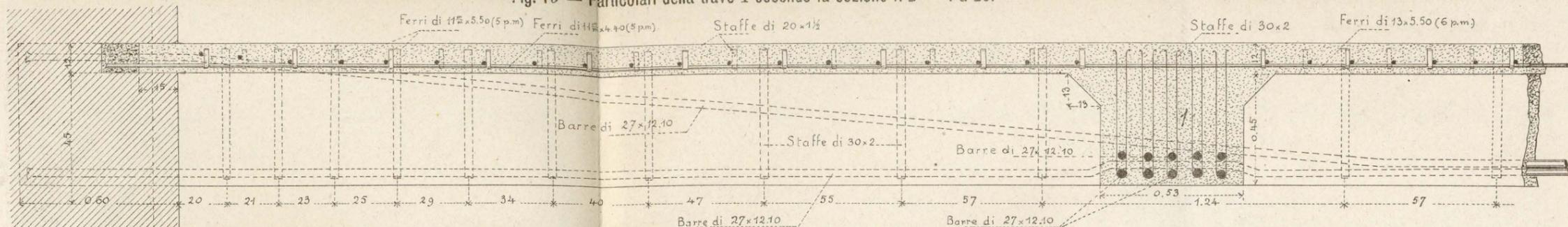


Fig. 1c — Particolari della trave 2 secondo la sezione C D — 1 a 20.

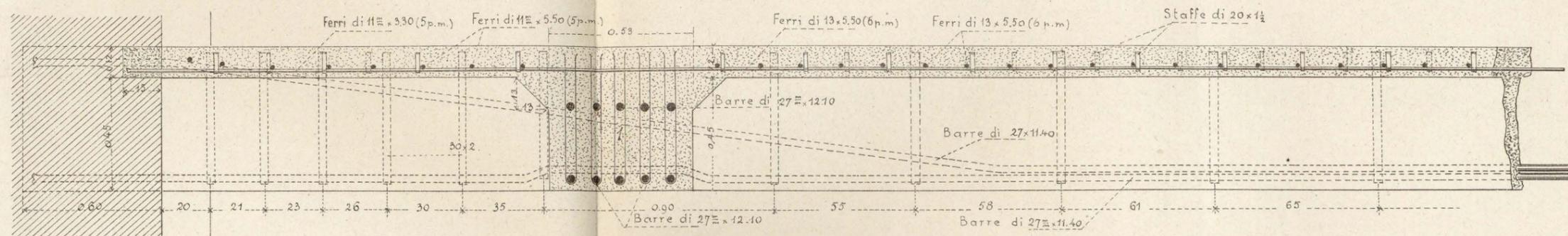


Fig. 2b — Particolari del solaio a volte delle gallerie laterali interne: sezione trasversale secondo M N — 1 a 20.

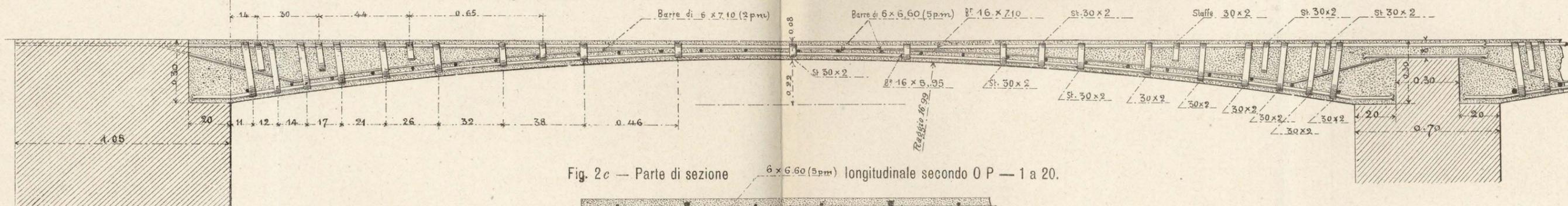


Fig. 2c — Parte di sezione 6 x 6.60 (5 p.m.) longitudinale secondo O P — 1 a 20.

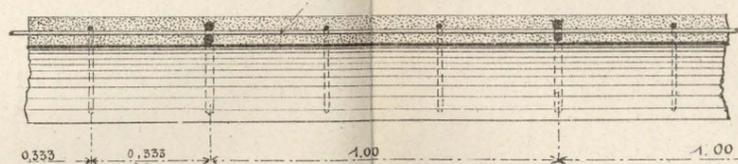


Fig. 2a — Pianta delle gallerie laterali interne — 1 a 250.

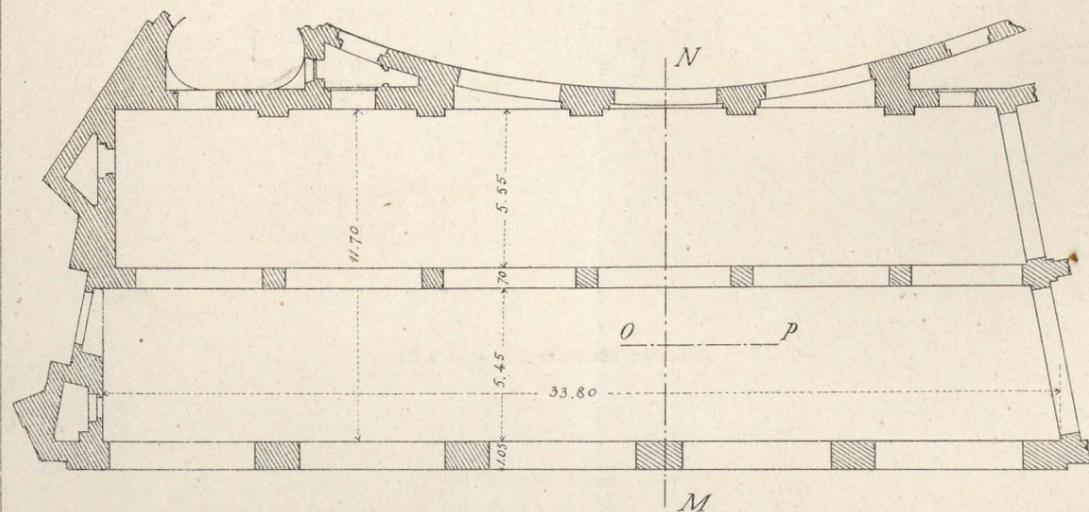


Fig. 3a — Pianta di sotto in su della scala nel centro delle rotonde — 1 a 200.

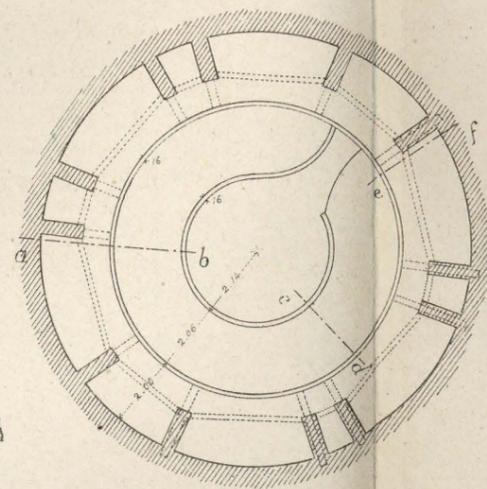


Fig. 3b — Prospettiva della rampa elicoidale.

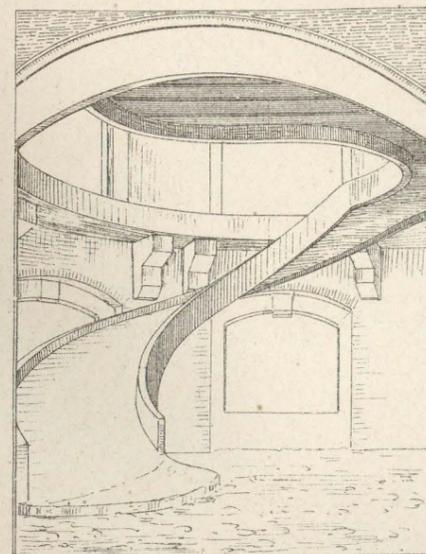


Fig. 3c — Sezione secondo a b — 1 a 50.

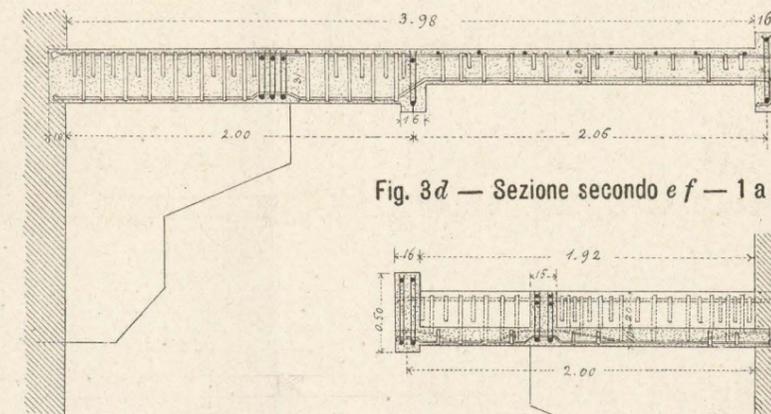


Fig. 3d — Sezione secondo e f — 1 a 50.

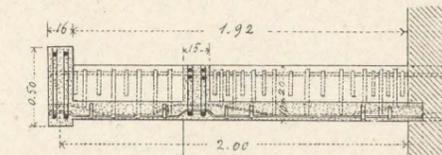


Fig. 3e — Sezione secondo c d — 1 a 50.

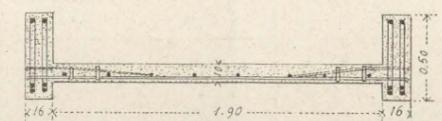


Fig. 1a — Schizzo planimetrico del lato del Grande Palazzo prospiciente sulla via d'Antin.

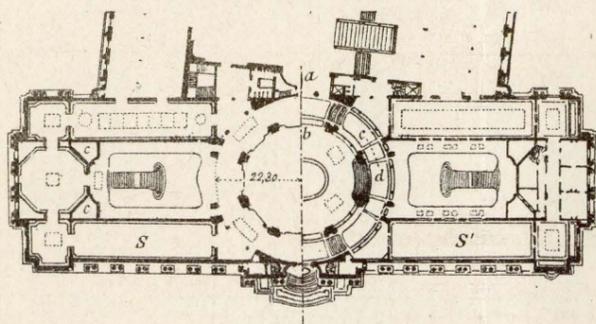


Fig. 2a — Pianta di uno dei saloni S sulla via d'Antin col ballatoio verso la scala.

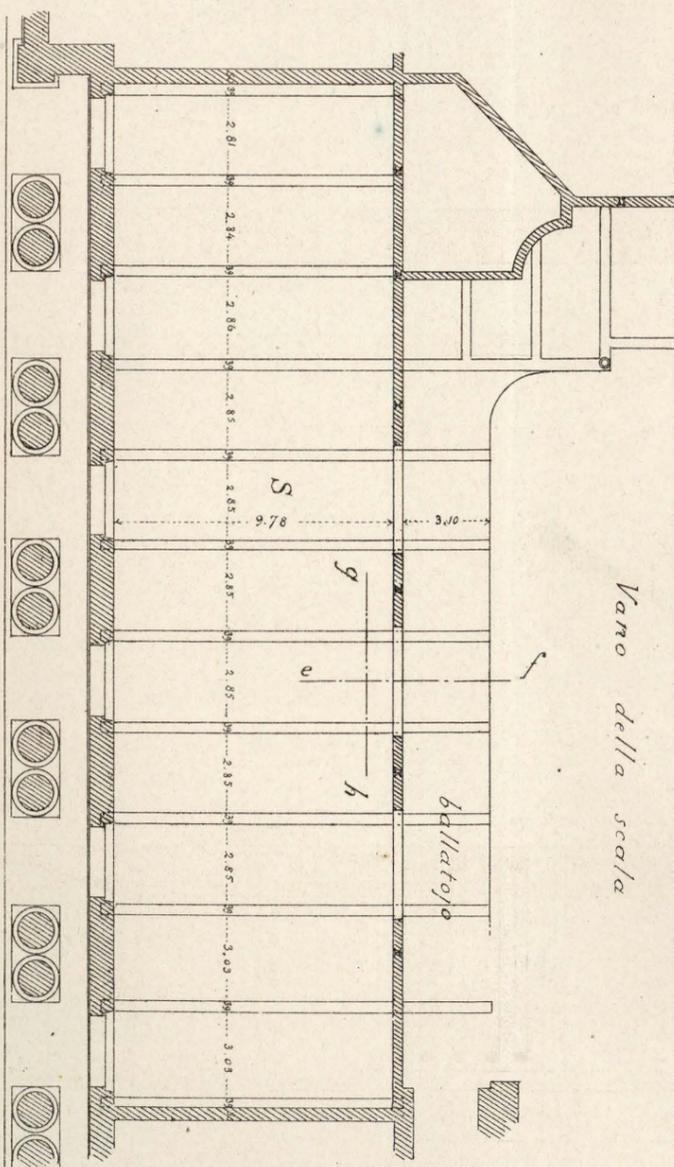


Fig. 1b — Solaio del salone ellittico: sezione secondo a b.

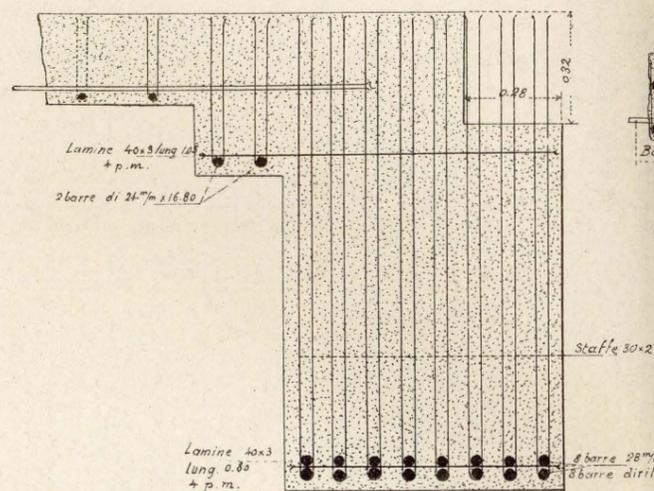


Fig. 1c — Solaio del salone ellittico: sezione secondo c d.

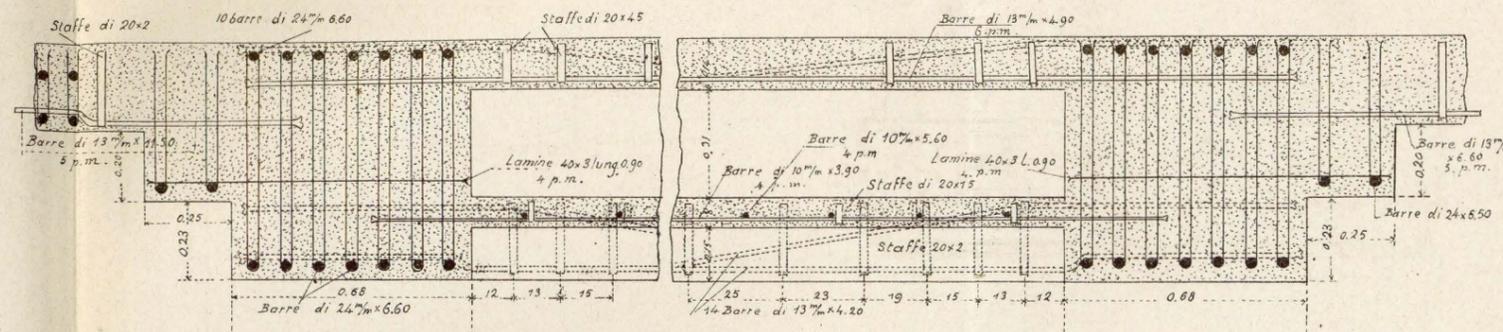


Fig. 2b — Solaio della galleria S e ballatoio: sezione trasversale secondo e f.

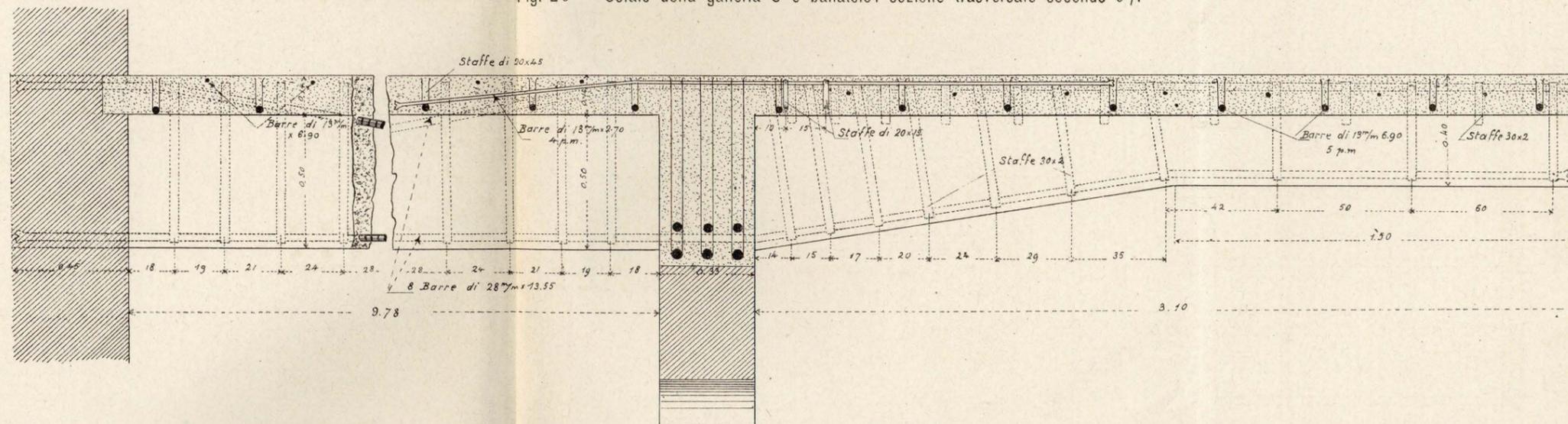
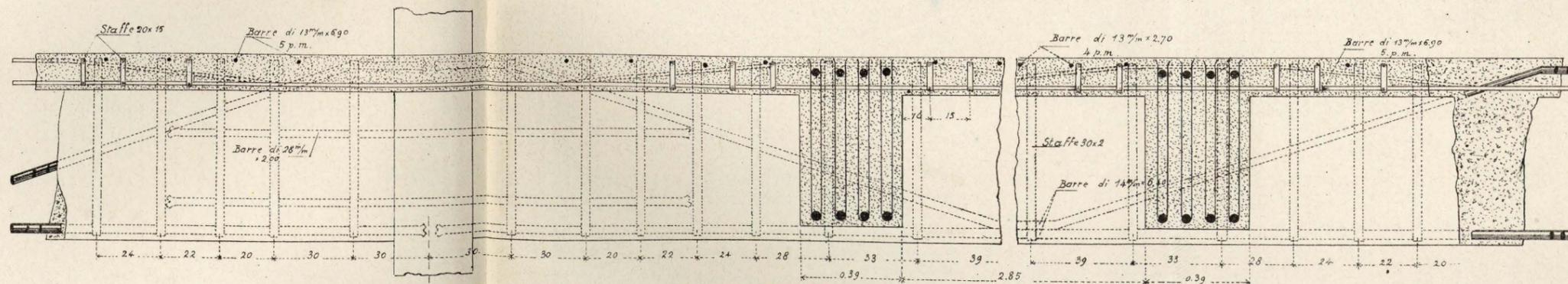


Fig. 2c — Solaio della galleria S: sezione longitudinale secondo g h.



Scala di 1:1760 per la figura 1a; di 1:250 per la figura 2a e di 1:20 per tutte le altre.

Fig. 5. — Sezione longitudinale.

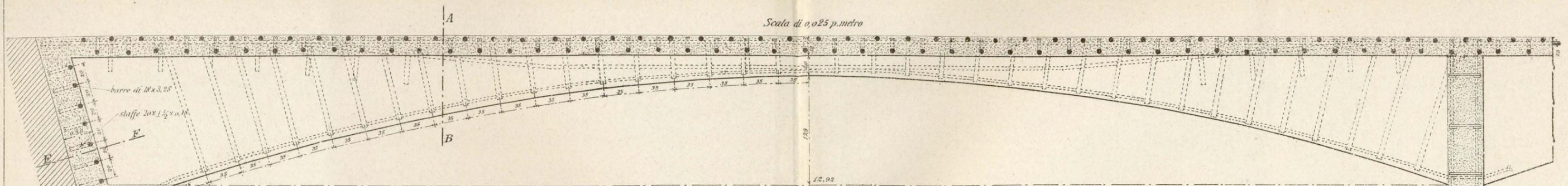


Fig. 6. — Sezione C D.

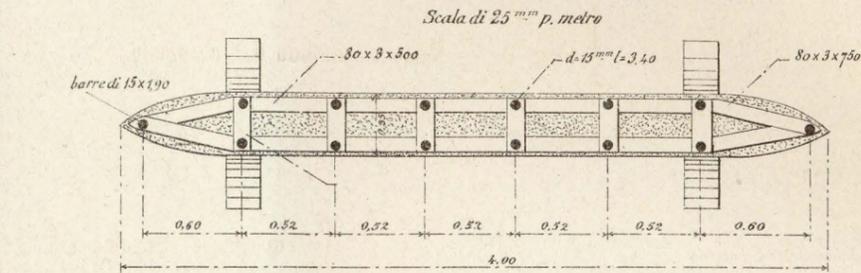


Fig. 7. — Sezione della soletta.

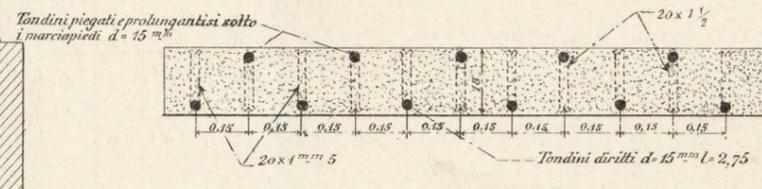


Fig. 8. — Sezione A B.

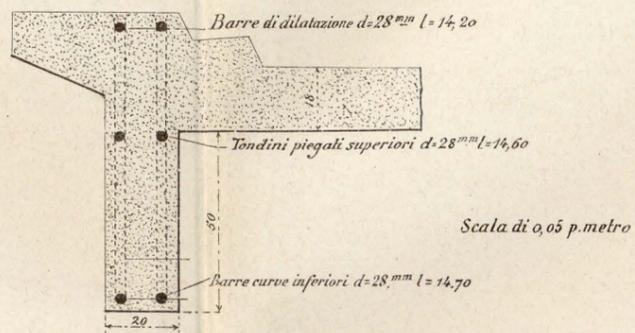


Fig. 9. — Modo di attacco del parapetto.

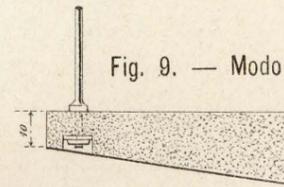


Fig. 10. — Sezione E F.

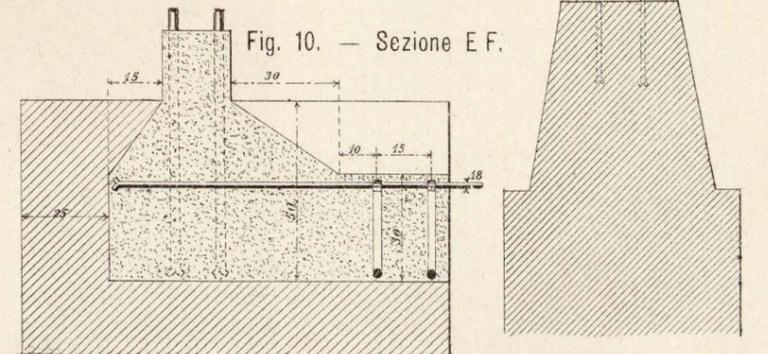


Fig. 11. — Tondini piegati della carreggiata (Sviluppo m. 3,92).

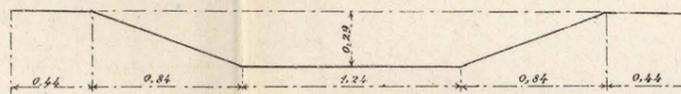


Fig. 1. — Metà elevazione.

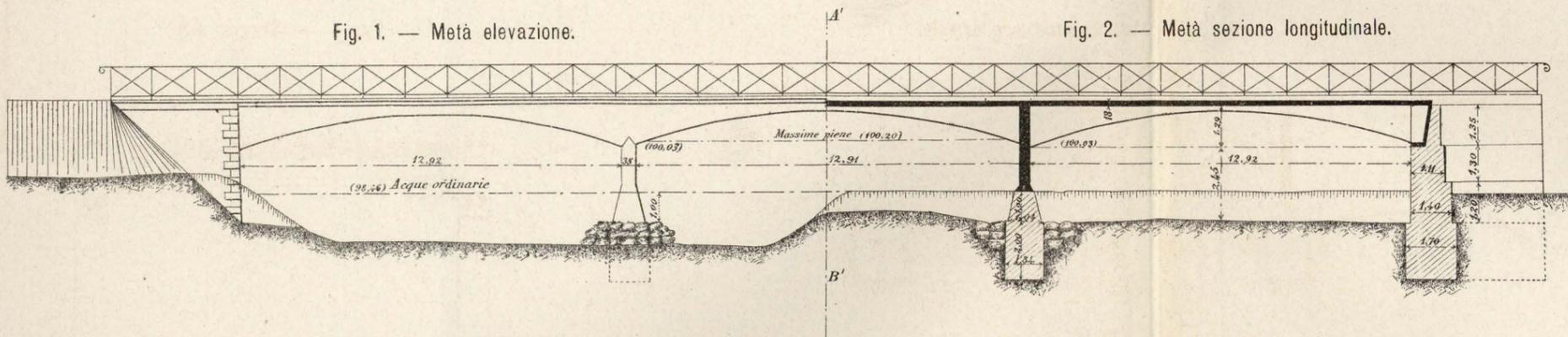


Fig. 2. — Metà sezione longitudinale.

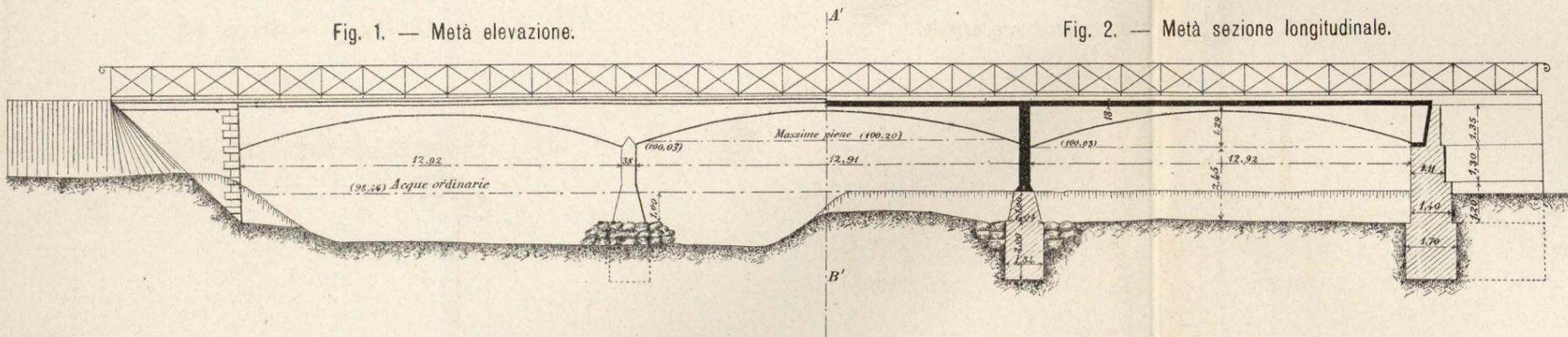


Fig. 3. — Pianta generale.

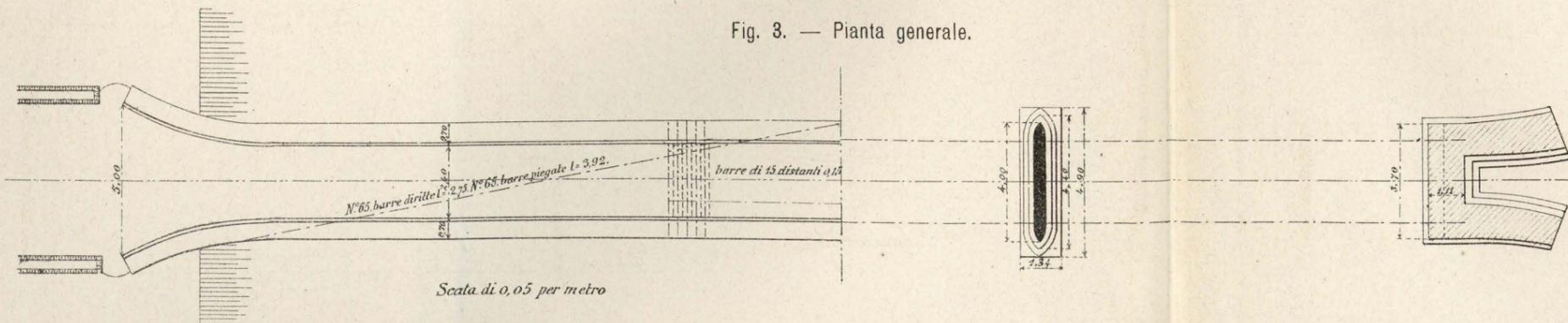
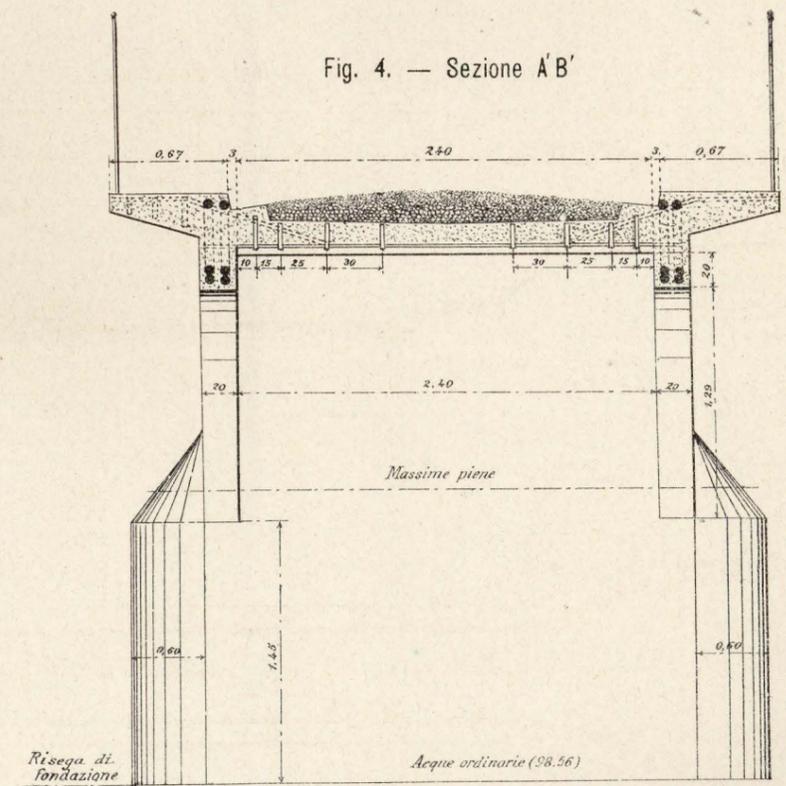


Fig. 4. — Sezione A' B'



PONTE DI CHATELLERAULT SUL FIUME VIENNA (1899) — Fig. 1a.

