

L'INGEGNERIA CIVILE

LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE

Ogni numero consta di **16** pagine a due colonne in-4° grande, con coperta stampata, con **incisioni** nel testo e **disegni** litografati in tavole a parte.

Le lettere ed i manoscritti relativi alla compilazione del Giornale vogliono essere inviati alla **Direzione** in **Torino, Via Carlo Alberto, 4.**

Il prezzo d'associazione
PER UN ANNO
è di **Lire 12** in Italia
e di **Lire 15** all'Estero.

Per le associazioni, le inserzioni, i pagamenti, ecc. rivolgersi agli **EDITORI Camilla e Bertolero** in **Torino, Via Ospedale, N. 18.**

Non si restituiscono gli originali nè si ricevono lettere o pieghi non affrancati.

Si annunziano nel Giornale tutte le opere e gli opuscoli spediti franchi alla Direzione dai loro Autori od Editori.

SOMMARIO.

- COSTRUZIONI CIVILI E STRADALI.** — Esempi numerici per il calcolo degli archi metallici e delle volte a botte murali.
- OPERE PROVVISORIE IN LEGNO.** — Tipi di centine per armatura degli archi (con una tavola litografata).
- COSTRUZIONI METALLICHE.** — Calcoli di stabilità della tettoia dei convogli nella stazione di Foggia (con una incisione nel testo).
- IDRAULICA PRATICA.** — Sulle turbini a distribuzione parziale. Precetti pratici per le turbini ad elice.
- NOTIZIE.** — Gli accidenti ferroviari in Germania nel 1875. — Il tunnel sotto la Manica. — I pozzi artesiani in Algeri. — *Necrologia:* Il generale Castellazzi.
- BIBLIOGRAFIA.** — Tavole tacheometriche. — Condizioni di stabilità della tettoia della stazione di Arezzo. — Le ferrovie ad aria compressa. — Tavole dell'importo approssimato delle opere d'arte minori per progetti stradali. — Relazione della Commissione provinciale di Novara sul tracciato più conveniente per congiungere Genova colla ferrovia del Gottardo.

COSTRUZIONI CIVILI E STRADALI

Formole razionali ed esempi numerici per il calcolo pratico degli archi metallici e delle volte a botte murali.

di A. CASTIGLIANO

Ingegnere delle ferrovie dell'Alta Italia

(Veggansi le tavole XI e XII).

PROBLEMA 2°.

Arco simmetrico come nel primo problema, ma terminato alle estremità da superficie cilindriche, in modo che si può riguardare come appoggiato alle imposte soltanto nei punti nei quali le incontra l'asse dell'arco.

11. Calcoli preparatorii. — Tenute le stesse denominazioni come ai numeri 1 e 2 (problema 1°) si calcolino i numeri:

$$\begin{aligned} A_1 &= p_1 b_1 + q_1 c_1; & A_1 &= (p_1 + q_1) \operatorname{sen} \phi_1 \cos \phi_1; \\ A_2 &= p_2 b_2 + q_2 c_2; & A_2 &= (p_2 + q_2) \operatorname{sen} \phi_2 \cos \phi_2; \\ A_3 &= p_3 b_3 + q_3 c_3; & A_3 &= (p_3 + q_3) \operatorname{sen} \phi_3 \cos \phi_3; \\ A_4 &= p_4 b_4 + q_4 c_4; & A_4 &= (p_4 + q_4) \operatorname{sen} \phi_4 \cos \phi_4; \end{aligned}$$

e poscia questi altri quattro numeri:

$$\begin{aligned} H &= \frac{1}{2} \frac{y_4^2}{I_0} + \frac{(y_4 - y_1)^2}{I_1} + \frac{(y_4 - y_2)^2}{I_2} + \frac{(y_4 - y_3)^2}{I_3}; \\ H' &= \frac{1}{2} \frac{1}{\Omega_0} + \frac{\cos^2 \phi_1}{\Omega_1} + \frac{\cos^2 \phi_2}{\Omega_2} + \frac{\cos^2 \phi_3}{\Omega_3} + \frac{1}{2} \frac{\cos^2 \phi_4}{\Omega_4}; \\ J &= \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_4 y_4}{I_0} + \frac{(A_4 - A_1)(y_4 - y_1)}{I_1} \\ + \frac{(A_4 - A_2)(y_4 - y_2)}{I_2} + \frac{(A_4 - A_3)(y_4 - y_3)}{I_3} \end{cases} \\ J' &= \frac{A_1}{\Omega_1} + \frac{A_2}{\Omega_2} + \frac{A_3}{\Omega_3} + \frac{1}{2} \frac{A_4}{\Omega_4} \end{aligned}$$

12. Valori delle incognite. — Coi numeri testè calcolati si avranno i valori delle incognite dalle formole seguenti:

$$\begin{aligned} S &= \frac{p_4 b_4 - q_4 c_4}{2 x_4} \\ Q &= \frac{1}{2} \frac{J - J'}{H + H'} \\ D &= \frac{A_4}{2 Q} - y_4 \end{aligned}$$

13. Curva delle pressioni e pressioni massime nelle sezioni considerate. — Serve la stessa tabella data al num. 5, avvertendo solo che ora i due momenti M_1, M_1' sono nulli, e così pure le distanze D_1, D_1' , cosicchè la curva delle pressioni passa nei punti d'appoggio alle imposte, e sulle sezioni estreme la pressione è distribuita uniformemente.

14. Carico simmetricamente distribuito rispetto al mezzo della volta. — In questo caso si ha:

$$S = 0,$$

$$\begin{aligned} A_1 &= 2 p_1 b_1; & A_1 &= 2 p_1 \operatorname{sen} \phi_1 \cos \phi_1 \\ A_2 &= 2 p_2 b_2; & A_2 &= 2 p_2 \operatorname{sen} \phi_2 \cos \phi_2 \\ A_3 &= 2 p_3 b_3; & A_3 &= 2 p_3 \operatorname{sen} \phi_3 \cos \phi_3 \\ A_4 &= 2 p_4 b_4; & A_4 &= 2 p_4 \operatorname{sen} \phi_4 \cos \phi_4 \end{aligned}$$

onde resteranno alquanto semplificati i calcoli.

Le incognite Q e D si determineranno colle due ultime formole date al num. 12; la curva delle pressioni e le pressioni massime nelle sezioni considerate si determineranno facendo uso della tabella data al num. 6, avvertendo solo che qui M_1 e D_1 son nulli, come nel numero precedente.

ESEMPIO NUMERICO.

15. Problema. — *Terremo gli stessi dati come per l'esempio numerico del 1° problema, cioè supporremo che per costruire il ponte si adottino gli archi colle dimensioni supposte, ma essi siano terminati alle estremità, come è*

rappresentato nella tav. XI, fig. 2^a, da superficie cilindriche, in modo che s'appoggino alle imposte soltanto nei punti corrispondenti alle estremità dell'asse dell'arco.

16. 1^a Ipotesi. — Sopraccarico sulla metà a sinistra dell'arco. — Avremo qui come nell'esempio del 1^o problema :

		$\frac{1}{2} \frac{1}{I_0} = 0,6173$	$y_4 = 3,77$	$A_4 = 1\ 052\ 085$
$A_1 = 68\ 045$	$A_1 = 2\ 958$	$\frac{1}{I_1} = 1,1687$	$y_4 - y_1 = 3,52$	$A_4 - A_1 = 984\ 040$
$A_2 = 273\ 722$	$A_2 = 11\ 538$	$\frac{1}{I_2} = 1,0000$	$y_4 - y_2 = 2,81$	$A_4 - A_2 = 778\ 363$
$A_3 = 601\ 704$	$A_3 = 24\ 859$	$\frac{1}{I_3} = 0,8264$	$y_4 - y_3 = 1,62$	$A_4 - A_3 = 450\ 381$
$A_4 = 1\ 052\ 085$	$A_4 = 41\ 944$	$\frac{1}{2} \frac{1}{I_4} = 0,3200$		

onde

$$\frac{1}{2} \frac{y_4^2}{I_0} = 8,7735 \qquad \frac{1}{2} \frac{A_4 y_4}{I_0} = 2\ 448\ 412$$

$$\frac{(y_4 - y_1)^2}{I_1} = 14,4806 \qquad \frac{(A_4 - A_1)(y_4 - y_1)}{I_1} = 4\ 048\ 144$$

$$\frac{(y_4 - y_2)^2}{I_2} = 7,8961 \qquad \frac{(A_4 - A_2)(y_4 - y_2)}{I_2} = 2\ 187\ 200$$

$$\frac{(y_4 - y_3)^2}{I_3} = 2,1689 \qquad \frac{(A_4 - A_3)(y_4 - y_3)}{I_3} = 602\ 970$$

$$H = 33,3191 \qquad J = 9\ 286\ 726$$

I valori di H' ed J' rimangono gli stessi come nell'esempio precedente, ossia:

$$H' = 3,7825; \quad J' = 60\ 327;$$

e perciò si ha:

$$H + H' = 37,1016 \quad J - J' = 9\ 226\ 399$$

Avvertendo ora che si ha (vedi num. 3 e 9)

$$B_4 = p_4 b_4 - q_4 c_4 = 431\ 182; \quad x_4 = 18,53,$$

si otterranno per le tre incognite indicate al num. 4 con S, Q, D i seguenti valori:

$$S = \frac{431\ 182}{2 \times 18,53} = 11\ 634,7$$

$$Q = \frac{9\ 226\ 399}{2 \times 37,1016} = 124\ 340;$$

$$D = \frac{1\ 052\ 085}{2 \times 124\ 340} - 3,77 = 0,46;$$

i quali sostituiti nella tabella del num. 5, danno i seguenti risultati:

Sezioni	Pressione normale	Momento di flessione	Distanza del centro di pressione dal centro della sezione	Pressione	
				all'estradosso $\frac{N}{2} + \frac{M}{h}$	all'intradosso $\frac{N}{2} - \frac{M}{h}$
4	$N_4 = 140\ 500$	$M_4 = 0$	$D_4 = 0$	70 250	70 250
3	$N_3 = 132\ 400$	$M_3 = 64\ 800$	$D_3 = 0,49$	95 700	36 700
2	$N_2 = 126\ 600$	$M_2 = 94\ 000$	$D_2 = 0,74$	110 300	16 300
1	$N_1 = 123\ 400$	$M_1 = 95\ 900$	$D_1 = 0,78$	113 500	9 900
0	$N_0 = 124\ 340$	$M_0 = 57\ 200$	$D_0 = 0,46$	93 970	30 370
1'	$N_{1'} = 124\ 540$	$M_{1'} = 13\ 100$	$D_{1'} = 0,11$	69 350	55 190
2'	$N_{2'} = 126\ 300$	$M_{2'} = -13\ 800$	$D_{2'} = -0,11$	56 250	70 050
3'	$N_{3'} = 128\ 650$	$M_{3'} = -16\ 600$	$D_{3'} = -0,13$	56 780	71 870
4'	$N_{4'} = 131\ 000$	$M_{4'} = 0$	$D_{4'} = 0$	65 500	65 500

Coi dati contenuti nella 4^a colonna si è descritta la curva delle pressioni segnata nella tav. XI, fig. 2^a con una linea rossa a brevi tratti.

Vedesi che questa curva si scosta dall'asse dell'arco molto meno di quella che le corrisponde nel primo problema; e dai risultati contenuti nelle due ultime colonne appare che non solo i longoni non soffrono tensione in alcun punto, ma la pressione è considerevole in tutta la loro estensione.

È notevole, benchè facilissimo a spiegarsi, il fatto che in questo problema la spinta è notevolmente maggiore di quella ottenuta nel 1^o problema per la medesima distribuzione del sopraccarico.

17. 2^a Ipotesi. — Sopraccarico su tutto l'arco. — I valori di H, H' rimangono gli stessi come nella 1^a ipotesi, onde:

$$H + H' = 37,1016.$$

Il valore di J' rimane lo stesso come nella 2^a ipotesi del 1° problema (num. 10), e così pure i valori di A_1, A_2, A_3, A_4 ; quindi:

$$\frac{1}{2} \frac{A_4 y_4}{I_0} = 3\,451\,861$$

$$\frac{A_4 - A_1}{I_1} (y_4 - y_1) = 5\,707\,223$$

$$\frac{(A_4 - A_2)(y_4 - y_2)}{I_2} = 3\,083\,596$$

$$\frac{(A_4 - A_3)(y_4 - y_3)}{I_3} = 850\,090$$

$$J = 13\,092\,770$$

$$J - J' = 13\,092\,770 - 85\,051 = 13\,007\,719;$$

onde:

$$Q = \frac{13\,007\,719}{2 \times 37,1016} = 175\,300$$

$$D = \frac{1\,483\,268}{2 \times 175\,300} - 3,77 = 0,46.$$

Sostituendo questi valori nella tabella del num. 6 si ottengono i risultati seguenti:

Sezioni	Pressione normale	Momento di flessione	Distanza del centro di pressione dal centro della sezione	Pressione all'estradosso $\frac{N}{2} + \frac{M}{h}$	Pressione all'intradosso $\frac{N}{2} - \frac{M}{h}$
0	$N_0 = 175\,300$	$M_0 = 80\,638$	$D_0 = 0,460$	132 450	42 850
1	$N_1 = 177\,100$	$M_1 = 76\,500$	$D_1 = 0,432$	129 900	47 200
2	$N_2 = 180\,300$	$M_2 = 57\,000$	$D_2 = 0,315$	118 650	61 650
3	$N_3 = 185\,800$	$M_3 = 34\,000$	$D_3 = 0,183$	108 350	77 450
4	$N_4 = 193\,900$	$M_4 = 0$	$D_4 = 0,000$	96 500	96 500

Anche qui come nell'ipotesi precedente la curva delle pressioni si scosta dall'asse dell'arco meno di quella ottenuta nel 1° problema per la medesima ipotesi di sovraccarico; inoltre nè all'intradosso, nè all'estradosso vi sono dei punti nei quali invece di pressione abbia luogo tensione.

Si osserverà ancora che anche qui la spinta alla chiave è molto maggiore di quella corrispondente alla medesima ipotesi di sovraccarico nel 1° problema.

Intanto dai risultati ottenuti si vede che, se il ponte preso a considerare non si poteva convenientemente costruire facendo gli archi terminati alle estremità da superficie piane, le quali s'appoggiassero alle imposte per tutta la loro estensione, cosicchè l'arco si comportasse come incastrato, può invece molto convenientemente costruirsi terminando gli archi alle estremità con superficie cilindriche, come abbiamo supposto nel 2° problema.

Pel quale possiamo ripetere un'osservazione importante già fatta pel primo, che cioè si può far variare la grossezza dei longoni secondo le pressioni che hanno luogo nelle diverse sezioni, benchè nel calcolo si sian supposti i due longoni di ugual grossezza e di sezione costante. Difatti, alle imposte i due longoni debbono effettivamente avere la stessa sezione, mentre alla chiave il longone superiore dev'essere più grosso di quello inferiore; onde segue che l'asse dell'arco si solleva alla chiave, e perciò restando costante la corda dell'arco ne aumenta la saetta.

Ciò posto, supponendo che la sezione dei longoni si faccia variare proporzionalmente alle pressioni, è facile assicurarsi, paragonando le quantità di ferro occorrenti nei longoni nel 1° problema e nel 2°, che queste quantità stanno fra loro nel rapporto di 49:73, o, con minore approssimazione, di 2:3.

Questo risultato dimostra che per l'economia l'incastrato è molto più conveniente del semplice appoggio, senonchè nei ponti esso non può farsi facilmente.

18. Confronto dei risultati ottenuti nei due problemi precedenti, con quelli dati dal modo di calcolo fin qui seguito. — È noto che finora si chiamavano archi equilibrati quelli in cui il momento di flessione è nullo in tutte le sezioni,

cosicchè la curva delle pressioni coincide coll'asse dell'arco. Si dava inoltre questo risultato, che un arco il cui asse fosse parabolico e caricato uniformemente sulla proiezione orizzontale era equilibrato; e poichè gli archi circolari di piccola saetta si possono riguardare come parabolici, questo risultato si estendeva anche ad essi.

Secondo questa teoria le condizioni dell'arco restavano perfettamente le stesse, o ch'esso fosse incastrato alle estremità, o semplicemente appoggiato; il che basta a farne vedere l'erroneità.

Applicando la nuova teoria si dimostra facilmente che onde un arco parabolico, caricato come sopra abbiamo detto, sia equilibrato, bisogna che alle imposte esso sia appoggiato sopra piani senza attrito, cosicchè accorciandosi l'asse del solido per la compressione che il carico produce nell'arco, le estremità del medesimo possano liberamente discendere, e la pressione sui piani d'imposta sia perpendicolare ad essi. In pratica si potrebbe prossimamente ottenere questa condizione di cose appoggiando l'arco sopra rulli di ghisa, benchè questi dovendo muoversi in un piano molto inclinato all'orizzonte e trovandosi fortemente premuti agirebbero malamente, tanto più quando si fossero alquanto irrugginiti. Ma prescindendo pure da questi inconvenienti, un tal modo d'appoggio non è da consigliarsi, sia perchè l'arco, che è equilibrato quando il carico è uniformemente distribuito (rispetto alla proiezione orizzontale) su tutto l'arco, non lo è più per altre distribuzioni del carico; sia anche per l'economia del metallo.

Difatti, se per l'arco, che noi abbiamo studiato, supponiamo ora i piani d'imposta senza attrito, e consideriamo il caso del sovraccarico su tutto il ponte (con queste ipotesi si ottengono i risultati dell'antica teoria), si trova la spinta alla chiave:

$$Q = \frac{4300 \times (18,53)^2}{2 \times 3,77} = 195\,800;$$

la quale è notevolmente maggiore di quelle ottenute nei due problemi trattati; poichè nel primo, in cui si è supposto

l'arco incastrato, si è ottenuto:

$$Q = 105\,380;$$

e nel secondo, in cui l'arco si è supposto semplicemente appoggiato, si è ottenuto:

$$Q = 175\,300.$$

Si trovano poi per le pressioni nelle sezioni 0, 1, 2, 3, 4 i seguenti valori:

$$N_0 = 195\,800$$

$$N_1 = 196\,906$$

$$N_2 = 200\,190$$

$$N_3 = 205\,317$$

$$N_4 = 212\,150.$$

Supponendo che la sezione dei longoni si faccia variare proporzionalmente a queste pressioni, affinché l'arco sia di ugual resistenza, e paragonando fra loro i pesi del ferro occorrente pei longoni nell'arco incastrato, nell'arco appoggiato e nell'arco equilibrato, si trova che essi stanno pressimamente fra loro come:

$$49 : 73 : 81;$$

dunque per l'arco equilibrato i longoni riescono assai più pesanti che negli altri due casi.

È ben vero che il peso del traliccio seguirebbe proprio l'ordine inverso; ma non vi sarebbe qui nulla da guadagnare, giacchè per quanto voglia farsi *praticamente* leggiero il traliccio, non si potrà in generale far tanto che non basti anche per l'arco incastrato.

A far l'arco equilibrato vedesi che in conclusione occorre un peso di ferro maggiore che a farlo incastrato come nel problema 1°, o appoggiato come nel problema 2°.

Ma possiamo ora ad un'altra considerazione importante. Finora si calcolavano bensì gli archi circolari di piccola saetta come equilibrati, ma poi si mettevano in opera in modo che si comportassero come incastrati, oppure si appoggiavano come nel 2° problema. Esaminiamo qual grado di stabilità si otteneva, supponendo che le sezioni dell'arco si calcolassero in modo che la pressione massima del ferro dovesse essere di kgr. 6 per mm. q.

La pressione alla chiave è, per l'arco equilibrato,

$$N_0 = 195\,800 \text{ kgr.};$$

perciò la sezione di ciascun longone alla chiave si sarebbe fatta di mm. q.

$$\frac{195\,800}{2 \times 6} = \frac{97\,900}{6}$$

Ma per l'arco incastrato la pressione del longone superiore alla chiave è di kgr.

$$107\,970$$

e per l'arco appoggiato come nel problema 2°, è di kgr.

$$132\,450;$$

dunque, se dopo aver calcolato l'arco come equilibrato si incastrerà alle imposte, la massima pressione del ferro nel longone superiore alla chiave riuscirà di kgr.

$$\frac{107\,970}{97\,900} \times 6 = 6,61 \text{ per mm. q.};$$

e se si appoggerà come nel problema 2°, la detta pressione sarà di kgr.

$$\frac{132\,450}{97\,900} \times 6 = 8,10 \text{ per mm. q.}$$

Alle imposte la pressione è, per l'arco equilibrato,

$$N_4 = 212\,150;$$

onde la sezione dei longoni alle imposte si sarebbe fatta di mm. q.

$$\frac{212\,150}{2 \times 6} = \frac{106\,075}{6}$$

Ora, pel longone inferiore la pressione nel caso dell'arco incastrato è di kgr.

$$162\,100;$$

e nel caso dell'arco appoggiato come nel problema 2°, è di kgr.

$$96\,500;$$

quindi la vera pressione massima del ferro alle imposte riuscirà di kgr.

$$\frac{162\,100}{106\,075} \times 6 = 9,18 \text{ per mm. q.}$$

se l'arco, calcolato come equilibrato, si incastrerà alle imposte; e di kgr.

$$\frac{96\,500}{106\,075} \times 6 = 5,48 \text{ per mm. q.}$$

se si appoggerà come nel 2° problema.

Dunque calcolando l'arco come equilibrato, si avrebbe deficienza di stabilità alle imposte, se ivi si facesse l'incastrato; ed alla chiave, se l'arco si appoggiasse come nel 2° problema.

Dunque concludiamo che, col metodo di calcolo seguito finora, si aveva eccedenza di spesa e mancanza di stabilità.

PROBLEMA 3.°

Volta murale a botte, retta, e simmetrica rispetto al piano verticale passante per la chiave, — caricata in un modo qualunque.

19. Questo problema è un caso particolare del 1°, perchè la volta, supponendo che le malte abbiano già fatto presa, quando si disarmi, deve riguardarsi come un arco incastrato alle estremità.

Si applicano dunque qui tutte le formole e le tabelle date dal num. 1 al n. 6 incl.: avvertiremo soltanto alcune semplificazioni.

Se a è la larghezza della volta e h l'altezza di una sezione, si ha:

$$Q = ah, \quad I = \frac{1}{12} ah^3;$$

L'altezza h varia generalmente da una sezione all'altra, ma la larghezza a è costante; e siccome essa è fattore comune di tutti i termini tanto al numeratore quanto al denominatore delle formole, che danno le incognite S , Q , D , essa sparisce dalle formole medesime, onde può prendersi per semplicità:

$$Q = h, \quad I = \frac{1}{12} h^3.$$

Dovremo dunque porre nelle formole del 1° problema:

$$\frac{1}{I_0} = \frac{12}{h_0^3}; \quad \frac{1}{I_1} = \frac{12}{h_1^3}; \quad \frac{1}{I_2} = \frac{12}{h_2^3}; \quad \frac{1}{I_3} = \frac{12}{h_3^3}; \quad \frac{1}{I_4} = \frac{12}{h_4^3};$$

$$\frac{1}{Q_0} = \frac{1}{h_0}; \quad \frac{1}{Q_1} = \frac{1}{h_1}; \quad \frac{1}{Q_2} = \frac{1}{h_2}; \quad \frac{1}{Q_3} = \frac{1}{h_3}; \quad \frac{1}{Q_4} = \frac{1}{h_4}.$$

1° ESEMPIO NUMERICO.

20. Problema. — Studiare le condizioni d'equilibrio di un ponte di muratura colla luce di m. 36,00, la saetta di m. 4,00, lo spessore di m. 1,80 alla chiave e m. 2,50 all'imposta, e destinato al passaggio di una ferrovia (Tav. XI, fig. 3^a).

Avremo qui per l'intradosso e l'estradosso gli stessi raggi e gli stessi angoli come pel ponte ad archi di ferro, e perciò per il valore di questi elementi ci riferiremo a quanto abbiamo detto nell'esempio al 1° problema.

Nella fig. 3^a la linea orizzontale ABC è quella superiore del pietrisco (*ballast*); perciò al disotto di questa linea sino alla cappa si ha un riempimento di ghiaia, la quale pesando kgr. 1800 per m. c., mentre la muratura pesa kgr. 2200, equivale ad una massa di muratura posta sopra la cappa, e che giunga sino alla linea A'B'C'.

Il massimo sopraccarico, che può gravitare sul ponte è quello di un treno di locomotive Sigl, ciascuna col suo tender; e siccome una locomotiva Sigl col suo tender pesa kgr. 73700 ed

occupa una lunghezza di 16^m,00, ne segue che per ogni metro lineare di binario si ha un sopraccarico di kgr. 4607. Questo peso essendo distribuito sopra una larghezza di 2^m,50 uguale alla lunghezza delle traversine, si avrà, su questa larghezza, un sopraccarico di kgr. 1840 per mq. Noi supporremo, come sempre si fa, che ugual sopraccarico esista su tutta la parte di pontè ove non giungono le traversine. Ciò posto, il detto sopraccarico equivale a quello di un masso di muratura posto sopra la linea A'B'C', e che giunga sino alla linea EDF parallela alla A'B'C' e distante da essa metri $\frac{1840}{2200} = 0^m,836$.

21. 1^a Ipotesi. — Si suppone che sia sopraccaricata soltanto la metà del ponte a sinistra. — Divideremo dapprima ciascuna metà dell'arco mediano della volta in 4 parti uguali come al solito, e condurremo le sezioni corrispondenti; poscia dai punti ottenuti all'estradosso condurremo le verticali per dividere il peso soprastante nelle parti che gravitano sui diversi tronchi dell'arco. Così avremo per ogni tronco di volta due pesi da considerare; cioè quello proprio del tronco e

quello del carico soprastante. Questi pesi si ottengono moltiplicando le aree delle sezioni corrispondenti per la larghezza della volta e pel peso di un mc. di muratura: per semplicità noi supporremo, come si suol fare, che si consideri una larghezza di volta uguale ad 1^m,00, onde il primo fattore diventa l'unità, e prenderemo per unità di peso il peso di 1 mc. di muratura, cosicchè anche il secondo fattore diventa uguale all'unità. In questo modo i pesi dei diversi tronchi son rappresentati dalle aree corrispondenti. Le pressioni le otterremo espresse in unità uguali a kgr. 2200 e per averle in kgr. bisognerà moltiplicarle per questo numero.

Si cerchino ora i centri di gravità dei diversi tronchi della volta e del carico soprastante, e si scrivano come nella figura le loro distanze dal piano verticale passante per la chiave (tav. XI, fig. 3^a). Si moltiplichino l'area di ciascuna figura per la distanza del suo centro di gravità dal detto piano, e se ne otterrà il momento. Tutto questo si farà soltanto per la metà del ponte supposta scarica, e ciò per la ragione che diremo fra poco. Si formerà così la seguente tabella:

Tronchi	Aree			Momenti			Tronchi	Aree	Momenti rispetto alla chiave	Distanze del centro di grav. dalla chiave	Valori delle distanze <i>c</i>	Valori dei prodotti <i>q c</i>
	Volta	Carico	Somma	Volta	Carico	Somma						
0.1	8,72	3,28	12,00	20,75	8,46	29,21	0.1	$q_1 = 12,00$	29,21	2,43	$c_1 = 2,33$	$q_1 c_1 = 27,96$
1.2	9,20	4,92	14,12	64,86	36,90	101,76	0.2	$q_2 = 26,12$	130,97	5,02	$c_2 = 4,44$	$q_2 c_2 = 115,97$
2.3	10,04	8,55	18,59	116,97	106,87	223,84	0.3	$q_3 = 44,71$	354,81	7,95	$c_3 = 6,12$	$q_3 c_3 = 273,63$
3.4	11,23	14,18	25,41	182,15	239,64	421,79	0.4	$q_4 = 70,12$	776,60	11,00	$c_4 = 7,55$	$q_4 c_4 = 529,41$

Gli elementi importanti di questa tabella sono le aree *q* ed i loro momenti *q c*.

Per calcolare gli elementi corrispondenti *p* e *p b* per l'altra metà dell'arco, bisognerebbe formare un'altra tabella analoga alla precedente; ma si può abbreviare notevolmente il calcolo: difatti, l'area *p₂*, per esempio, si ottiene aggiungendo all'area *q₂* l'area della parte di sopraccarico incombente sul

tronco 0.2 della volta. Così pure il momento dell'area *p₂* rispetto alla chiave si ottiene aggiungendo al momento dell'area *q₂* il momento della detta parte di sopraccarico. Ora, tanto le aree, quanto i momenti del sopraccarico, sono facilissimi a calcolarsi, giacchè esso è uniformemente distribuito.

Formeremo dunque la seguente tabella:

Tronchi	Aree del sopraccarico	Aree totali	Momenti del sopraccarico	Momenti totali	Distanze del centro di gravità dalla chiave	Valori delle distanze <i>b</i>	Valori dei prodotti <i>p b</i>
0.1	4,08	$p_1 = 16,08$	9,91	39,12	2,43	$b_1 = 2,33$	$p_1 b_1 = 37,47$
0.2	8,11	$p_2 = 34,33$	39,17	170,14	4,96	$b_2 = 4,50$	$p_2 b_2 = 154,03$
0.3	12,10	$p_3 = 56,81$	87,18	441,99	7,80	$b_3 = 6,27$	$p_3 b_3 = 356,20$
0.4	16,03	$p_4 = 86,15$	153,01	929,61	10,60	$b_4 = 7,95$	$p_4 b_4 = 684,89$

Aggiungendo o togliendo le aree *q* alle *p*, e così pure i momenti *q c* ai momenti *q b*, si ottengono i seguenti risultati:

- $A_1 = 65,43$ $B_1 = 9,51$ $A_1 = 2,81$ $B_1 = 0,04$
 $A_2 = 270,00$ $B_2 = 38,06$ $A_2 = 11,83$ $B_2 = 0,32$
 $A_3 = 629,83$ $B_3 = 82,57$ $A_3 = 28,73$ $B_3 = 1,05$
 $A_4 = 1214,30$ $B_4 = 155,48$ $A_4 = 56,26$ $B_4 = 2,44$

Inoltre le altezze delle sezioni essendo:

$h_0 = 1,80$; $h_1 = 1,85$; $h_2 = 2,00$; $h_3 = 2,20$; $h_4 = 2,50$;
 si ha:

$$\frac{1}{I_0} = \frac{12}{(1,80)^3} = 2,0576; \quad \frac{1}{I_1} = \frac{12}{(1,85)^3} = 1,8953;$$

$$\frac{1}{I_2} = \frac{12}{(2,00)^3} = 1,500; \quad \frac{1}{I_3} = \frac{12}{(2,20)^3} = 1,127;$$

$$\frac{1}{I_4} = \frac{12}{(2,50)^3} = 0,768.$$

$$\frac{1}{Q_0} = \frac{1}{1,80} = 0,5556; \quad \frac{1}{Q_1} = \frac{1}{1,85} = 0,5405;$$

$$\frac{1}{Q_2} = \frac{1}{2,00} = 0,5000; \quad \frac{1}{Q_3} = \frac{1}{2,20} = 0,4545;$$

$$\frac{1}{Q_4} = \frac{1}{2,50} = 0,4000.$$

Misurando sulla figura si trovano i valori delle ordinate y delle ascisse x , che già abbiamo date per 1° problema. Si forma dunque con semplici moltiplicazioni la seguente tabella:

$\frac{1}{2} \frac{1}{I_0} = 1,0288$						
$\frac{1}{I_1} = 1,8953$	$\frac{y_1}{I_1} = 0,4738$	$\frac{A_1}{I_1} = 124,00$	$\frac{y_1^2}{I_1} = 0,1184$	$\frac{y_1 A_1}{I_1} = 31,00$	$\frac{x_1^2}{I_1} = 42,76$	$\frac{x_1 B_1}{I_1} = 85,62$
$\frac{1}{I_2} = 1,5000$	$\frac{y_2}{I_2} = 1,4400$	$\frac{A_2}{I_2} = 405,00$	$\frac{y_2^2}{I_2} = 1,3824$	$\frac{y_2 A_2}{I_2} = 388,80$	$\frac{x_2^2}{I_2} = 134,80$	$\frac{x_2 B_2}{I_2} = 541,21$
$\frac{1}{I_3} = 1,1270$	$\frac{y_3}{I_3} = 2,4230$	$\frac{A_3}{I_3} = 709,82$	$\frac{y_3^2}{I_3} = 5,2095$	$\frac{y_3 A_3}{I_3} = 1526,11$	$\frac{x_3^2}{I_3} = 224,06$	$\frac{x_3 B_3}{I_3} = 1312,10$
$\frac{1}{2} \frac{1}{I_4} = 0,3840$	$\frac{1}{2} \frac{y_4}{I_4} = 1,4477$	$\frac{1}{2} \frac{A_4}{I_4} = 466,29$	$\frac{1}{2} \frac{y_4^2}{I_4} = 5,4578$	$\frac{1}{2} \frac{y_4 A_4}{I_4} = 1757,91$	$\frac{1}{2} \frac{x_4^2}{I_4} = 131,85$	$\frac{1}{2} \frac{x_4 B_4}{I_4} = 1106,32$
E = 5,9351	F = 5,7845	G = 1705,11	H = 12,1681	J = 3703,82	K = 533,47	L = 3045,25
$\frac{1}{2} \frac{1}{\Omega_0} = 0,2778$			$\frac{1}{2} \frac{1}{\Omega_0} = 0,2778$			
$\frac{1}{\Omega_1} = 0,5405$		$\frac{\cos^2 \phi_1}{\Omega_1} = 0,5335$	$\frac{A_1}{\Omega_1} = 1,52$		$\frac{B_1}{\Omega_1} = 0,02$	
$\frac{1}{\Omega_2} = 0,5000$		$\frac{\cos^2 \phi_2}{\Omega_2} = 0,4800$	$\frac{A_2}{\Omega_2} = 5,91$		$\frac{B_2}{\Omega_2} = 0,16$	
$\frac{1}{\Omega_3} = 0,4545$		$\frac{\cos^2 \phi_3}{\Omega_3} = 0,4145$	$\frac{A_3}{\Omega_3} = 13,06$		$\frac{B_3}{\Omega_3} = 0,48$	
$\frac{1}{2} \frac{1}{\Omega_4} = 0,2000$		$\frac{1}{2} \frac{\cos^2 \phi_4}{\Omega_4} = 0,1694$	$\frac{1}{2} \frac{A_4}{\Omega_4} = 11,25$		$\frac{B_4}{\Omega_4} = 0,49$	
H' + K' = 1,9728		H' = 1,8752	J' = 31,74	K' = 0,0976	L' = 1,15	

Sostituendo questi risultati nelle formole del num. 4 si ottengono i seguenti valori delle incognite:

$$S = \frac{3046,40}{2 \times 533,57} = 2,8547$$

$$Q = \frac{11930,95}{2 \times 49,89} = 119,57$$

$$D = \frac{2704,22}{11930,95} = 0,2267;$$

e la tabella del num. 5 diventa:

Sezioni	Pressione normale	Momento di flessione	Distanza del centro di pressione dal centro di gravità	Pressione per metro quadrato in unità = 2200 chilogr.		Pressione per centimetro quadrato in chilogrammi	
				all'intradosso	all'estradosso	all'intradosso	all'estradosso
4	142,45	— 153,71	— 1,079	204,54	— 90,58	45,00	<u>— 19,93</u>
3	130,16	— 31,36	— 0,241	97,92	20,40	21,55	4,49
2	123,46	15,33	0,124	38,74	84,72	8,52	16,64
1	120,29	33,48	0,278	6,36	123,68	1,40	27,21
0	119,57	27,14	0,227	16,11	116,75	3,54	25,69
1'	120,45	15,84	0,131	53,19	77,01	11,70	16,94
2'	122,97	— 0,75	— 0,006	62,61	60,36	13,77	13,28
3'	128,27	— 29,34	— 0,228	94,56	22,04	20,80	4,85
4'	138,41	— 104,03	— 0,752	155,23	— 44,51	34,15	<u>— 9,79</u>

La quarta colonna serve a descrivere la curva delle pressioni, la quale nella fig. 3^a, tav. XI, è rappresentata da una linea rossa a brevi tratti. Vedesi che presso le imposte questa curva si approssima troppo all'intradosso; per il che, come risulta dalle due ultime colonne, mentre alle imposte si ha sullo spigolo d'intradosso una fortissima pressione, si ha all'estradosso una tensione così forte che nelle murature non può assolutamente ammettersi.

Riguardo alla pressione massima di 45 kgr. per centq., essa sarebbe assolutamente inaccettabile per murature di mattoni, ma se la volta si fa di granito tagliato con grande diligenza, essa non è eccessiva.

È ben vero che se avvenisse la rottura per tensione all'estradosso aumenterebbe ancora notevolmente la pressione all'intradosso; ma siccome nel calcolo noi non abbiamo tenuto conto che della volta come parte resistente, e la sovrastante muratura dei timpani si è considerata come un carico sciolto, come se fosse di sabbia, mentre invece esso contribuisce colla volta a resistere, e presso le imposte forma un tutto colla muratura delle spalle, vedesi che alle imposte la tensione all'estradosso resterà sempre notevolmente minore del valore trovato.

Se si riflette ancora che per un ponte a due binari la larghezza superiore dev'essere almeno di 8^m,00, mentre il sopraccarico di 1840 kgr. per mq. può trovarsi soltanto su due striscie, larghe 2^m,50, e non su tutta la superficie del ponte, come noi abbiamo supposto, si vede facilmente che il ponte considerato potrebbe benissimo costruirsi con buon successo, purchè però la volta si facesse di cunei di granito diligentemente tagliati, ed alle imposte invece di malta ordinaria si adoperasse del buon cemento, il quale indurisce prontamente ed ha (paragonato colle malte ordinarie) una grande resistenza anche alla tensione.

22. 2^a Ipotesi. — Si suppone che sia sopraccaricato tutto il ponte. — Come è noto, le quantità L, L' riescono nulle in questo caso e quindi anche S: le quantità E, F, H, H', K' conservano lo stesso valore come nella 1^a ipotesi, onde non ci rimane che a formare il quadro seguente per calcolare le tre quantità G, J, J'.

$$\begin{aligned} A_1 &= 2p_1 b_1 = 74,94 & \frac{A_1}{I_1} &= 142,03 & \frac{y_1 A_1}{I_1} &= 35,51 \\ A_2 &= 2p_2 b_2 = 308,06 & \frac{A_2}{I_2} &= 462,09 & \frac{y_2 A_2}{I_2} &= 443,61 \\ A_3 &= 2p_3 b_3 = 712,40 & \frac{A_3}{I_3} &= 802,87 & \frac{y_3 A_3}{I_3} &= 1726,14 \\ A_4 &= 2p_4 b_4 = 1369,78 & \frac{1}{2} \frac{A_4}{I_4} &= 526,00 & \frac{1}{2} \frac{y_4 A_4}{I_4} &= 1883,03 \end{aligned}$$

$$G = 1932,99 \quad J = 4088,29$$

$$A_1 = 2p_1 \sin \phi_1 \cos \phi_1 = 3,22 \quad \frac{A_1}{Q_1} = 1,74$$

$$A_2 = 2p_2 \sin \phi_2 \cos \phi_2 = 13,42 \quad \frac{A_2}{Q_2} = 6,71$$

$$A_3 = 2p_3 \sin \phi_3 \cos \phi_3 = 32,15 \quad \frac{A_3}{Q_3} = 14,61$$

$$A_4 = 2p_4 \sin \phi_4 \cos \phi_4 = 62,03 \quad \frac{1}{2} \frac{A_4}{Q_4} = 12,41$$

$$J' = 35,47$$

Abbiamo dunque pel caso del sopraccarico su tutto il ponte:

$$E = 5,9351; \quad F = 5,7845; \quad G = 1932,99;$$

$$H + H' = 14,0433; \quad J - J' = 4152,82;$$

e quindi:

$$G(H + H') - F(J - J') = 3123,71$$

$$E(J - J') - FG = 13465,96$$

$$E(H + H') - F^2 = 49,89;$$

onde

$$Q = \frac{13465,96}{49,89} = 134,98$$

$$D = \frac{3123,71}{13465,96} = 0^m,232$$

Sostituendo questi valori di Q e D nella tabella del num. 6, si forma la tabella seguente:

Sezioni	Pressione normale	Momento di flessione	Distanza del centro di pressione dal centro di gravità	Pressione per metro quadrato in unità = 2200 chilogr.		Pressione per centimetro quadrato in chilogrammi	
				all'intradosso	all'estradosso	all'intradosso	all'estradosso
0	134,98	31,32	0,232	16,93	133,06	3,72	29,27
1	135,91	27,59	0,204	25,12	121,80	5,53	26,80
2	139,13	6,87	0,049	59,20	79,92	13,02	17,58
3	145,72	— 34,68	— 0,238	109,94	23,37	24,19	5,14
4	157,73	— 144,70	— 0,920	202,00	— 75,82	44,44	— 16,68

Vedesi che il centro di pressione all'imposta sinistra si scosta dal centro della sezione più nel caso del sopraccarico soltanto sulla metà a sinistra del ponte, che in quello del sopraccarico su tutto il ponte: perciò, malgrado che la spinta alla chiave sia nel primo caso notevolmente minore che nel secondo, la massima pressione e la massima tensione per centq. all'imposta sinistra riescono minori nel secondo caso. Però le differenze sono abbastanza piccole, perchè basti generalmente in pratica esaminare il solo caso del sopraccarico su tutto il ponte.

Tutte le osservazioni fatte alla fine del numero precedente sono convalidate dai risultati ottenuti in questo numero: ma ora possiamo aggiungerne un'altra molto importante. Vedesi, difatti, che verso le imposte la curva delle pressioni, tanto nella 1^a ipotesi quanto nella 2^a, piega rapidamente al basso;

il che nasce da ciò che i pesi dei tronchi 0,1; 1,2; 2,3; 3,4, sono disposti in ordine rapidamente crescente. Perciò, se presso le imposte si gravasse la volta di una parte del peso sovrastante, mediante archi di scarico, come qualche volta si è fatto, è chiaro che il peso degli ultimi tronchi riuscirebbe poco maggiore di quello dei primi; onde la curva delle pressioni si solleverebbe forse di qualche centimetro alla chiave, ma verso le imposte si solleverebbe certo notevolmente avvicinandosi ai centri delle sezioni, onde ivi la distribuzione delle pressioni cambierebbe notevolmente, diventando assai minori tanto la pressione all'intradosso, quanto la tensione all'estradosso.

Chi volesse esaminare questo caso non avrebbe che a rifare i calcoli necessari per ottenere i coefficienti G, J, L, J', L', perchè gli altri E, F, H, K, H', K' non cambiano.

2° ESEMPIO NUMERICO.

In questo 2° esempio la corda è la stessa come nell'esempio precedente, ma la saetta è di 12^m,00. Si è esami-

nato soltanto il caso del sopraccarico distribuito su tutto il ponte, il che basta generalmente in pratica. Seguono qui appresso i calcoli.

Tronchi	Aree			Momenti			Tronchi	Aree	Momenti	Distanze del centro di gravità dalla chiave	Distanze <i>b</i>	Prodotti <i>A = 2 p b</i>	Prodotti $A = 2 p \text{sen } \phi \text{ cos } \phi$
	arco	trapezio	somma	arco	trapezio	somma							
0.1	7,67	10,55	18,22	22,63	34,82	57,45	0.1	<i>p</i> ₁ = 18,22	57,45	3,15	<i>b</i> ₁ = 2,73	<i>A</i> ₁ = 99,48	<i>A</i> ₁ = 10,02
1.2	7,96	17,47	25,43	68,46	162,47	230,93	0.2	<i>p</i> ₂ = 43,65	288,38	6,61	<i>b</i> ₂ = 4,62	<i>A</i> ₂ = 403,33	<i>A</i> ₂ = 40,86
2.3	8,85	28,02	36,87	119,56	397,32	516,88	0.3	<i>p</i> ₃ = 80,52	805,26	10,00	<i>b</i> ₃ = 5,68	<i>A</i> ₃ = 914,71	<i>A</i> ₃ = 79,71
3.4	10,03	34,97	45,00	173,62	632,96	806,58	0.4	<i>p</i> ₄ = 125,52	1611,84	12,84	<i>b</i> ₄ = 5,96	<i>A</i> ₄ = 1496,20	<i>A</i> ₄ = 92,88

<i>y</i> ₀ = 0	$\frac{1}{2} \frac{1}{I_0} = 2,731$												
<i>y</i> ₁ = 0,78	$\frac{1}{I_1} = 5,101$	$\frac{y_1}{I_1} = 3,98$	$\frac{A_1}{I_1} = 507,45$	$\frac{y_1^2}{I_1} = 3,10$	$\frac{y_1 A_1}{I_1} = 395,81$								
<i>y</i> ₂ = 3,37	$\frac{1}{I_2} = 4,281$	$\frac{y_2}{I_2} = 14,43$	$\frac{A_2}{I_2} = 1726,66$	$\frac{y_2^2}{I_2} = 48,63$	$\frac{y_2 A_2}{I_2} = 5818,84$								
<i>y</i> ₃ = 7,30	$\frac{1}{I_3} = 3,161$	$\frac{y_3}{I_3} = 23,08$	$\frac{A_3}{I_3} = 2839,40$	$\frac{y_3^2}{I_3} = 168,48$	$\frac{y_3 A_3}{I_3} = 20727,62$								
<i>f</i> = 12,30	$\frac{1}{2} \frac{1}{I_4} = 1,029$	$\frac{1}{2} \frac{y_4}{I_4} = 12,66$	$\frac{1}{2} \frac{A_4}{I_4} = 1539,59$	$\frac{1}{2} \frac{y_4^2}{I_4} = 155,72$	$\frac{1}{2} \frac{f A_4}{I_4} = 18936,96$								
	<i>E</i> = 16,303	<i>F</i> = 54,15	<i>G</i> = 6613,10	<i>H</i> = 375,93	<i>J</i> = 45879,23								

sen $\phi_1 = 0,285$	cos $\phi_1 = 0,960$	sen ² $\phi_1 = 0,084$	$\frac{1}{2} \frac{1}{\Omega_0} = 0,385$	$\frac{1}{2} \frac{1}{\Omega_0} = 0,385$	
sen $\phi_2 = 0,547$	cos $\phi_2 = 0,840$	sen ² $\phi_2 = 0,295$	$\frac{1}{\Omega_1} = 0,750$	$\frac{\text{cos}^2 \phi_1}{\Omega_1} = 0,690$	$\frac{A_1}{\Omega_1} = 7,51$
sen $\phi_3 = 0,763$	cos $\phi_3 = 0,650$	sen ² $\phi_3 = 0,576$	$\frac{1}{\Omega_2} = 0,710$	$\frac{\text{cos}^2 \phi_2}{\Omega_2} = 0,501$	$\frac{A_2}{\Omega_2} = 29,01$
sen $\phi_4 = 0,916$	cos $\phi_4 = 0,410$	sen ² $\phi_4 = 0,838$	$\frac{1}{\Omega_3} = 0,641$	$\frac{\text{cos}^2 \phi_3}{\Omega_3} = 0,272$	$\frac{A_3}{\Omega_3} = 51,09$
sen ϕ_1 cos $\phi_1 = 0,275$	cos ² $\phi_1 = 0,920$		$\frac{1}{2} \frac{1}{\Omega_4} = 0,278$	$\frac{1}{2} \frac{\text{cos}^2 \phi_4}{\Omega_4} = 0,045$	$\frac{1}{2} \frac{A_4}{\Omega_4} = 26,72$
sen ϕ_2 cos $\phi_2 = 0,468$	cos ² $\phi_2 = 0,705$		<i>H</i> + <i>K</i> = 2,764	<i>H</i> ' = 1,893	<i>J</i> ' = 114,33
sen ϕ_3 cos $\phi_3 = 0,495$	cos ² $\phi_3 = 0,424$				
sen ϕ_4 cos $\phi_4 = 0,370$	cos ² $\phi_4 = 0,161$				

E (*J* - *J*') - *F* *G* = 746107 - 358099 = 386008

E (*H* + *H*') - *F*² = 6159,60 - 2932,22 = 3227,38

G (*H* + *H*') - *F* (*J* - *J*') = 2498560 - 2478170 = 20386

$Q = \frac{386008}{2 \times 3227,38} = 59,8$

$D = \frac{20386}{386008} = 0,053$

Sezioni	Pressioni normali	Momenti di flessione	Distanze del centro di pressione dal centro di gravità	Pressione massima per metro quadrato all'intradosso	Pressione massima per metri quadrati all'estradosso
0	59,8 × 2000	3,14 × 2000	0,053	69300	114400
1	62,4 × 2000	0,07 × 2000	0,001	93600	94400
2	73,8 × 2000	3,04 × 2000	0,018	86400	123000
3	100,1 × 2000	-17,66 × 2000	-0,177	215400	40600
4	139,0 × 2000	-9,39 × 2000	-0,068	189000	119800

Le costruzioni grafiche sono nella tavola XII.

Vedesi dai risultati ottenuti quanto siano migliorate le condizioni dell'arco per essersi triplicata la saetta: non vi è più nessun punto ove abbia luogo tensione, e la massima pressione sulle sezioni considerate è di kgr. 21,5 per mmq. Questa pressione è ancora un po' grande per le murature di mattoni, ma non tanto però che il ponte esaminato non sia in ottime condizioni di stabilità, anche se la volta sarà costruita di mattoni, purchè questi siano scelti, le malte buone e l'esecuzione diligente.

OPERE PROVVISORIE IN LEGNO

Tipi di centine per armatura degli archi.

(Veggasi la tavola XIII).

Fra i molti tipi di armature adottati dalla Compagnia ferroviaria da Parigi a Lione ed al Mediterraneo ed impiegati ultimamente sulla linea da Nimes a Saint-Germain-des-Fossés, abbiamo scelto e raccolto nella tavola XIII quattro di essi i quali a noi parvero più degli altri commendevoli e suscettibili di essere generalizzati.

Non è qui nostro scopo di entrare in discussioni sottili sui migliori e più teoricamente perfezionati sistemi, nè crediamo si debba essere cotanto assoluti nel prestabilire la forma e le dimensioni precise di costruzioni provvisorie, e costituite da materiali i quali debbono poi essere fatti servire in altre opere consimili. Preferiamo invece pubblicare i disegni di quelle armature, tali quali furono fatte eseguire sui cantieri, non senza dichiarare che esse hanno subito più e più volte la prova dell'esperienza, e che diedero sempre risultati soddisfacenti.

Come risulta dai disegni, per tutti i ponti e viadotti di quella ferrovia, che è ad un sol binario, si sono costantemente adoperate quattro centine per cadun arco, essendo la lunghezza della generatrice dei volti di metri 4,50.

I sistemi di disarmo impiegati furono due. Per gli archi di 10 metri di luce, e quelli ad essa inferiori si adottarono i soliti cunei di legno di quercia collocati fra due panconi pur essi di quercia. Per gli archi di luce maggiore di 10 metri si ricorse all'ottimo sistema dei cilindri di ghisa riempiti di sabbia, anch'essi collocati fra due panconi di quercia.

Nel dare la cubatura del legno non si è compreso il manto che è di m. 0,10 per tutti gli archi; e così pure non si tenne conto del valore dei cilindri di ghisa per il disarmo.

Il prezzo di caduna armatura, ossia delle 4 centine complessivamente, risulta per ogni tipo dalla seguente tabella:

Corda degli archi	Legno di larice: prezzo L. 80			Legno di quercia: prezzo L. 120	Prezzo complessivo
	Cubatura delle quattro centine	Lungarine di concatenamento	Cubatura totale	Panconi e cunei di disarmo	
Metri	Metri cubi	Metri cubi	Metri cubi	Metri cubi	Lire
5,00	1,768	0,054	1,822	0,864	249,44
10,00	10,516	0,360	10,876	0,900	978,08
12,00	17,380	0,788	18,168	0,720	1539,84
16,00	20,240	0,900	21,140	0,900	1799,20

COSTRUZIONI METALLICHE

LA TETTOIA DELLA STAZIONE DI FOGGIA

Memoria dell'Ingegnere OTTAVIO MORENO, capo-servizio della trazione e del materiale della Società Italiana delle ferrovie Meridionali.

(Veggasi la Tavola VI).

II.

Applicazione della teoria esposta (*) alla tettoia della Stazione di Foggia.

I dati erano i seguenti:

$$L = 38^m, \quad S = 6^m,75 \quad s' = 2^m,75$$

(s' indica l'elevazione massima del tirante sull'orizzontale, che passa per l'origine dell'arco).

La pressione esterna era supposta di 50 chilogrammi per metro quadrato di superficie coperta.

Avendo assunto $m=9$, ne risultò

$$l = 4^m,222 \quad \text{ed} \quad s = 2^m,784$$

(essendo s la saetta della parabola circoscritta al poligono formato dal tirante maggiore).

Continuando ad indicare con H_n e h_n le ordinate dei vertici de' due poligoni, e con x_n , y_n , z_n le lunghezze rispettive de' lati del poligono esterno, delle diagonali (inclinate da sinistra a destra) e de' lati del poligono interno, e tenuto conto della simmetria della figura, s'ottengono facilmente i seguenti valori, i quali determinano completamente le diverse parti della centina, e servono inoltre a calcolare gli sforzi massimi, cui le medesime possono essere espote:

Ordinate.

$$\begin{aligned} \text{Poligono esterno.} \quad & \left\{ \begin{aligned} H_n &= \frac{4S}{m^2} (m-n)n = \frac{1}{3} (9-n)n \\ H_1 &= H_8 = 2^m,666 & H_3 &= H_6 = 6,000 \\ H_2 &= H_7 = 4,666 & H_4 &= H_5 = 6,666 \end{aligned} \right. \\ \text{Poligono interno.} \quad & \left\{ \begin{aligned} h_n &= \frac{4s}{m^2} (m-n)n = 0,1375 (9-n)n^{**} \\ h_1 &= h_8 = 1^m,100 & h_3 &= h_6 = 2,475 \\ h_2 &= h_7 = 1,925 & h_4 &= h_5 = 2,750 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lati del poligono esterno.} \quad & \left\{ \begin{aligned} x_n &= \frac{\sqrt{m^2 L^2 + 16 S^2 (m-2n+1)^2}}{m^2} \\ &= \frac{2}{9} \sqrt{361 + 9(5-n)^2} \\ x_1 &= x_9 = 4^m,994 & x_4 &= x_6 = 4,274 \\ x_2 &= x_8 = 4,672 & x_5 &= 4,222 \\ x_3 &= x_7 = 4,428 \end{aligned} \right. \\ \text{Lati del poligono interno.} \quad & \left\{ \begin{aligned} z_n &= \frac{\sqrt{m^2 L^2 + 16 s(m-2n+1)^2}}{m^2} \\ &= \frac{1}{81} \sqrt{116964 + 496,042(5-n)^2} \\ z_1 &= z_9 = 4^m,363 & z_4 &= z_6 = 4,231 \\ z_2 &= z_8 = 4,302 & z_5 &= 4,222 \\ z_3 &= z_7 = 4,258 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

(*) A pag. 70 e seguenti.

(**) Si ha: $s' = h_1 = 2,75 = \frac{4s}{81} 5 \times 4$; e quindi:

$$S = \frac{2,75 \times 81}{4 \cdot 4 \cdot 5} \quad \text{e} \quad h_n = \frac{2 \cdot 75}{20} (m-n)n = 0,1375 (m-n)n$$

Diagonali.

$$y_n = \sqrt{l^2 + (H_{n-1} - h_n)^2} =$$

$$\sqrt{L^2 m^2 + 16 \left[(n-1)(m-n+1)S - n(m-n)s \right]^2}$$

$$= 0,02469 \sqrt{29241 + 4 \left[(n-1)(10-n)6,75 - n(9-n)2,784 \right]^2}$$

$$\begin{aligned} y_2 &= 4^m, 286 & y_6 &= 5,949 \\ y_3 &= 4, 757 & y_7 &= 5,867 \\ y_4 &= 5, 340 & y_8 &= 5,527 \\ y_5 &= 5, 759 \end{aligned}$$

La distanza uniforme fra le centine essendo di 3^m,95, la pressione esterna, in ragione di 50 chilogrammi per metro quadrato di superficie coperta, darebbe per ogni centina $50 \times 38 \times 3,93 = 7467$ kg.:

quindi sopra ogni vertice del poligono esterno agirebbe la frazione

$$q = \frac{7467}{9} = 840 \text{ kg. circa.}$$

Il peso proprio d'una centina e della copertura soprastante, escludendo puramente il peso di quelle parti, che riposando direttamente sugli appoggi non hanno influenza alcuna sulla rigidità della struttura, come le lastre in ferro fuso che formano i piedritti, sale a 6796 chilogr., cioè circa 760 chilogr. per ogni vertice, ossia

$$p = 760 \text{ kg.}$$

Sostituendo questi valori e quelli delle lunghezze già trovati, nelle formole (7) e (11) s'ottengono facilmente i valori degli sforzi massimi dei lati de' due poligoni e delle diagonali, cioè:

Poligono esterno.

$$\begin{aligned} X_n &= -4084,7 \text{ } l_n \\ X_1 = X_9 &= -20400 \text{ kg.} \\ X_2 = X_8 &= -19100 \text{ } \\ X_3 = X_7 &= -18100 \text{ } \\ X_4 = X_6 &= -17480 \text{ } \\ X_5 &= -17250 \text{ } \end{aligned}$$

Poligono interno.

$$\begin{aligned} Z_n &= 4084,7 \text{ } l_n \\ Z_1 = Z_9 &= 17830 \text{ kg.} \\ Z_2 = Z_8 &= 17580 \text{ } \\ Z_3 = Z_7 &= 17480 \text{ } \\ Z_4 = Z_6 &= 17300 \text{ } \\ Z_5 &= 17250 \text{ } \end{aligned}$$

Diagonali.

$$Y_n = 238,3 \text{ } d_n$$

$$\begin{aligned} Y_2 &= 1020 \text{ kg.} & Y_6 &= 1420 \text{ kg.} \\ Y_3 &= 1140 \text{ } & Y_7 &= 1400 \text{ } \\ Y_4 &= 1270 \text{ } & Y_8 &= 1320 \text{ } \\ Y_5 &= 1380 \text{ } \end{aligned}$$

I valori di X, Y e Z iscritti sono di qualche unità più elevati de' valori esatti, come conviene di fare tanto per sicurezza, come per brevità in questo genere di calcoli, che si possono rendere più spediti coll'uso de' logaritmi.

Il valore assoluto costante dello sforzo cui sono soggette le verticali quando il carico accidentale è uniformemente distribuito, è

$$V = \frac{s}{S-s} (p+q) = 1123 \text{ kg.}$$

secondo la formola (15); ma, come fu osservato, questo valore deve essere corretto, aggiungendo 175 circa di q: si trova allora

$$V_{(\text{corretto})} = 1275 \text{ kg.}$$

Quando il carico accidentale non è uniformemente distribuito, la verticale che separa la parte carica dall'altra, può essere soggetta ad uno sforzo massimo di compressione che è necessario conoscere affine d'assicurarsi che la forma e le dimensioni adottate per la stanga convengono ad ogni distribuzione di peso.

Applicando la formola (14^{bis}) nella quale si fa variare n da 1 ad 8, si ottengono i valori di V iscritti qui sotto, ed accanto ai medesimi i valori corretti.

Valore della formola.	Valore corretto.
V ₁ = 1125 kg.	1275 kg.
V ₂ = 700 »	850 »
V ₃ = 340 »	490 »
V ₄ = 90 »	240 »
V ₅ = -75 »	+ 75 »
V ₆ = -140 »	+ 10 »
V ₇ = -110 »	+ 40 »
V ₈ = 10 »	160 »

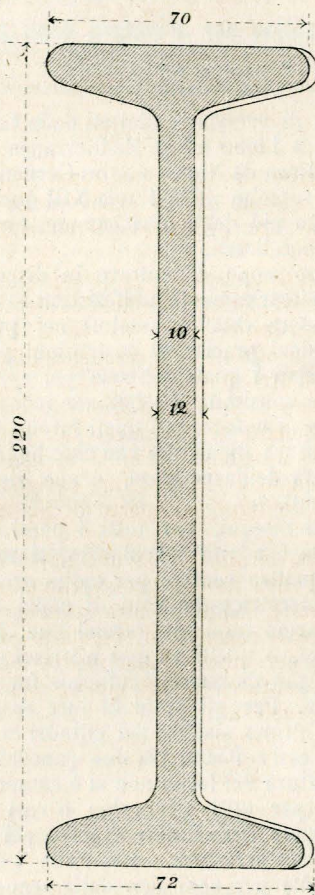


Fig. 74.

Evidentemente ogni verticale può essere sottoposta allo sforzo della sua simmetrica, se si suppone che la porzione dell'arco a sinistra della verticale della quale si calcola lo sforzo sia caricata; perciò in pratica è soprattutto necessario calcolare il valore assoluto della tensione massima, costante per tutte le verticali, e quello minimo cui caduna stanga può andar soggetta, e che può esser negativo, cioè corrispondere ad una compressione.

Nel caso della tettoia di Foggia si può concludere che nessuna verticale è mai soggetta ad uno sforzo di compressione, poichè il carico accidentale supposto è di poco superiore al carico permanente: malgrado ciò, la forma tubulare prescelta potrebbe resistere ad uno sforzo di compressione assai elevato senza inlettersi.

Per maggior chiarezza sono ripetuti sulla Tav. VI, fig. 15, i valori degli sforzi di cadun membro della struttura, dei quali occorre tener conto nel determinare le dimensioni.

La direzione della Società delle Strade Ferrate Meridionali aveva prescritto per la tettoia di Foggia che il ferro non dovesse lavorare a più di 7 chilogrammi per millimetro qua-

drato negli sforzi di flessione e di compressione, e a più di 9 chilogrammi per gli sforzi di tensione.

Questi limiti non furono in nessun caso raggiunti, malgrado l'apparenza di straordinaria leggerezza della tettoia di Foggia.

Era indispensabile di scegliere non solo de' profili esistenti nell'*Album* dei costruttori stessi, ma ancora di atternersi a dimensioni convenienti per l'esecuzione.

L'arco esterno è formato di nove archetti di ferro a doppio T rappresentato qui retro (fig. 74), alla scala metà del vero. Lo spessore dell'anima varia da 10 mm. per gli archetti centrali a 12 mm. per gli archetti estremi.

La sezione dell'archetto centrale ha una superficie di 3640 millimetri quadrati circa; la pressione media per millimetro quadrato è quindi

$$\frac{17250}{3640} = \text{kg. } 4,73$$

La sezione degli archetti inferiori misura 4080 mmq. circa, e perciò la pressione per unità di superficie è

$$\frac{20400}{4080} = \text{kg. } 5,00$$

Al limite prescritto di kg. 7 per mmq., questa sezione potrebbe resistere ad uno sforzo eguale a 28560 kg., che corrisponderebbe ad una pressione esterna di 89 kg. almeno per metro quadrato.

Le estremità degli archetti, aggiustate alla lima, sono riunite da due piastre facienti l'ufficio di stecche o ganasce: lo spessore delle medesime varia da 14 a 15 millimetri, cosicchè due stecche offrono una resistenza alla flessione superiore a quella dell'arco stesso.

Il poligono interno o tirante maggiore è formato di nove sbarre tonde di 53 mm. di diametro. Le sette sbarre intermedie terminano a caduna estremità in una testa, od occhio fucinato, destinato a ricevere una caviglia di 53 mm. per unire i tiranti contigui per mezzo di piastre corrispondenti ai vertici.

Le sbarre estreme terminano da una parte in un occhio come sopra, e dall'altra in una grossa vite (il suo diametro esterno è di 63 mm.), la quale entra in una staffa connessa coll'origine dell'arco e permette di regolare con precisione l'apertura dell'arco per mezzo d'una madrevite.

La sezione del tirante è di 2206 mmq., cosicchè lo sforzo massimo sarebbe eguale a

$$\frac{17830}{2206} = 8 \text{ kg.}$$

Affinchè il tirante maggiore lavorasse in ragione di 9 kg. per mmq. la pressione esterna dovrebbe salire a 62 kg. circa per mq.

La resistenza dell'arco può parere eccessiva in confronto di quella del tirante maggiore; ma se si tiene conto per il primo della diminuzione di resistenza cagionata dai fori che cadono sopra una stessa sezione normale all'arco, l'apparente eccesso è giustificato.

Le diagonali consistono in sbarre rettangolari di 25×10 mm.: esse terminano all'estremità inferiore in un occhio, entro al quale passa una caviglia comune alle verticali: l'estremità superiore è tagliata a vite e lavora in una piccola staffa unita all'arco: per mezzo d'una madrevite si possono tendere le diagonali a piacimento.

Il massimo sforzo del ferro per la diagonale più lunga è eguale a

$$\frac{1420}{250} = \text{kg. } 5,68 \text{ per mmq.}$$

Le verticali finalmente sono formate di un tubo in ferro del diametro esterno di 50 mm. ed interno di 43 mm.

Le estremità delle aste sono in ferro fucinato e tornite sopra una lunghezza di 15 centim.: questa parte fu forzata entro il tubo appositamente riscaldato per dilatarlo: la gamba tornita leggermente a cono, decrescente nella direzione del mezzo dell'asta verso le estremità, serrata dal tubo mentre si contrae, avrebbe ampiamente bastato allo scopo: ma, per maggior sicurezza, l'unione fra il tubo e le due estremità

fu rafforzata coll'addizione d'un chiodo di 12 mm. applicato a caldo con teste larghe ribadite.

L'estremità superiore termina in una forca larga abbastanza per abbracciare il ferro a doppio T dell'arco superiore; l'estremità inferiore termina in un occhio semplice, entro il quale passa una caviglia comune alle due diagonali adiacenti, e che unisce le tre sbarre alle piastre d'unione del tirante maggiore.

La sezione del tubo è di 550 mmq., perciò il massimo sforzo di tensione sarà

$$\frac{1275}{550} = \text{kg. } 2,3 \text{ per mmq.}$$

Come fu osservato, le verticali della tettoia di Foggia non dovrebbero mai lavorare per compressione: si stimò tuttavia più prudente di dar loro una forma tale, che permettesse d'opporvi anche ad uno sforzo di compressione cagionato, ad esempio, da una eccessiva tensione iniziale d'una diagonale.

L'asta più lunga misura 3^m,916, e le sue estremità non possono scivolare.

Il Ritter, nella sua opera citata, per calcolare lo sforzo di compressione, che un'asta lunga può sostenere senza pericolo di piegare e rompersi, dà una formola che per tubi in ferro di sezione circolare può scriversi nel modo seguente:

$$R_1 = \frac{R}{1 + 0,0015 \left(\frac{l^2}{D^2 + d^2} \right)}$$

nella quale R rappresenta il limite di resistenza del ferro per mmq. nel caso che nessuna inflessione sia possibile, R_1 il limite di resistenza che non si deve oltrepassare affinché l'inflessione non possa aver luogo, l la lunghezza, D e d i diametri esterno ed interno della stanga; nella formola del Ritter, come scritta, il coefficiente d'elasticità essendo 20000 ed il limite d'elasticità essendo eguale a 15 kg. per mmq., fatto $R=7$ e sostituiti per l , D e d i valori dati, si ricava

$$R_1 = \text{kg. } 1,113 \text{ per mmq.}$$

La sezione anulare contenendo 550 mmq., l'asta più lunga potrebbe sopportare con sicurezza uno sforzo di compressione eguale a

$$1,113 \times 550 = 613 \text{ kg. circa.}$$

Ora solo un carico accidentale di 125 kg. per mq. potrebbe sviluppare nell'asta più lunga uno sforzo di compressione così elevato.

Dall'esame conchiuso risulta quindi che ogni parte d'una centina della tettoia di Foggia è ampiamente robusta per resistere non solo agli sforzi previsti, ma anche a sforzi accidentali più elevati senza cimentare il ferro oltre al limite assegnato dall'esperienza, cosicchè la sua leggerezza apparente giustifica la scelta del tipo, il quale permette un'ottima utilizzazione della materia.

IDRAULICA PRATICA

SULLE TURBINI A DISTRIBUZIONE PARZIALE

del Prof. RICHELMY.

III.

Precetti pratici sulle turbine dette elicoidali.

13. La prima questione ch'io posi a me stesso rispetto alle turbine ad elice, che ricevono cioè l'acqua al disopra, fu questa: data l'altezza totale della caduta (H , num. 5) come dovressi ella dividere nelle due parti h_1 ed h_2 .

Se noi stiamo alla consuetudine seguita dai diversi fabbricanti riterremo quasi tutta H per formare h_1 e ci contenteremo per h_2 di avere un da 10 a 20 centimetri. — Potremmo invece con Eulero e Burdin dare a questa seconda parte della ruota altezza assai maggiore. Ma lasciando andare le ricerche di questi due scienziati le quali non produssero turbine guari conve-

nienti per la pratica, io son d'avviso che la consuetudine dei fabbricanti abbia buone ragioni per sussistere, purchè tuttavia la forma campanulata che si dà dai medesimi alla ruota non sia troppo risentita, chè, se lo fosse, ci farebbe cadere sovra gli inconvenienti notati ai num. 8 e 15. Così vediamo che Girard nelle diverse turbine che stabili del genere di cui ora ci occupiamo ritenne quasi sempre l'altezza della turbine compresa fra 15, 20 o tutt'al più 25 centim.; mentre in quella posta ad Amilly nella manifattura delli signori Revil e C^a alla quale diede una larghezza alle palmette nel senso del raggio che andò crescendo dalla base superiore all'inferiore nei limiti di 1:4 cioè da 246 a 900 millimetri, spinse l'altezza del motore fino a 40 centimetri, ed io vado persuaso che il vanto suo, che leggesi a pag. 34 della sua Memoria, col quale dice che un simile allargamento dato alla forma campanulata criticato da molti non produsse la diminuzione nel rendimento da costoro temuta, son persuaso dico, che cotesto vanto non avrebbe potuto menare se non avesse contemporaneamente esagerata l'altezza del motore.

Le ragioni per le quali ritengo miglior partito impiegare la massima parte della caduta H nella parte h , anzichè nell'altezza del motore h_2 , sono essenzialmente che nel muoversi dell'acqua nelle parti più strette vogliasi del distributore, vogliasi del motore, essa soffre evidentemente un attrito maggiore che non nel muoversi nelle parti a sezione più ampia; egli è pertanto meglio ridurre le prime a ciò che è strettamente necessario per dare all'acqua la direzione che essa deve avere quando sgorga dal distributore, e la velocità che si sarà preventivamente calcolata nel suo moto relativo attraverso al motore, ma del resto conservare quanto più si può la caduta intatta a formare la parte h .

Ritenuto adunque che nel distributore, anzi nel canale o tubo d'arrivo al medesimo, debba impiegarsi la maggior parte della caduta, viene ora la questione del come abbiasi a disporre questo primo organo della ruota. Certo è di tutta importanza il badare a questa parte, e se noi poniam mente a ciò che risulta dai calcoli eseguiti nel capitolo precedente, ben vediamo che nel passaggio a traverso all'organo stesso l'acqua comincia a deporre una parte notevole del lavoro motore che produce colla sua caduta.

Forse taluno troverà anzi alquanto grave il rapporto che noi abbiamo adottato, dicendo al num. 14 che la perdita sale al 12 per cento, e porterà fiducia di vederla diminuita in turbine che si proponga di costruire. Tuttavia io non credo che ciò sia per riuscire così facilmente.

In due modi potrebbe accadere che la ragione di questa perdita alla forza teorica venisse a diminuire. O perchè si accrescesse il coefficiente di riduzione della portata ben al di sopra del 0,94 che risultò dalle nostre esperienze, o perchè questo coefficiente non dovesse tutto attribuirsi alla velocità, ma una parte fosse dovuta ad una contrazione d'esito che restringesse d'alquanto la sezione della vena. Ma io non credo che si possa avere gran fiducia nè nell'una nè nell'altra ragione di diminuzione.

Contro alla prima mi basterà di ricordare le parole di Bidone: « Dans les expériences faites sur les écoulemens » par des orifices armés intérieurement avec des entonnoirs » on n'a jamais obtenu $\mu=1$ mais tout au plus $\mu=0,95$ » ou 0,96 ». Bidone: *Recherches expérimentales sur les contractions partielles*, etc., § 22. Memorie dell'Accademia delle Scienze di Torino, 1^a serie, tom. XL, pag. 73. Se quindi, io dico, anche per luci aperte semplicemente nelle pareti dei vasi giammai non fu possibile trovare forma di imbuto che rendesse il coefficiente superiore a 0,95 o 0,96, sarà inutile presunzione sperarlo per un distributore delle turbine dove gli imbuto non possono essere formati con tanta esattezza, ed inoltre sono sovente preceduti da tubi o vasi chiusi nei quali si verificano quasi sempre ed attriti e cambiamenti di sezione.

Quanto al doversi attribuire il coefficiente di riduzione non tutto ad una diminuzione di velocità, ma anche in parte ad uno stringimento della sezione di efflusso, osservo che quantunque non si possa asserire che la cosa sia piuttosto nell'uno che nell'altro modo, e che Bidone nel sito citato avverta che nè la teoria nè l'esperienza valgano ad indicare qual parte di μ

debba attribuirsi alla grandezza della sezione contratta, qual parte alla velocità, ciò non di meno parvemi più semplice attaccare tutta la diminuzione a quest'ultima, seguendo ciò che si pratica e che l'esperienza insegnò essere esatto per i cannelli cilindrici, ed inoltre riflettendo che anche ammettendo l'ipotesi che l'acqua sgorgata dal distributore abbia maggiore velocità di quella calcolata, ma si restringa alquanto nella sezione, ne nasce di conseguenza una perdita di lavoro che non mi sembra aver ad essere guari minore di quella calcolata. Questa perdita sarebbe dovuta all'urto più intenso che succederebbe in tal caso all'ingresso nel motore, dove il cambiamento nella grandezza della sezione diventerebbe più notevole.

Per queste ragioni non credo guari attendibili i risultati di certe esperienze, vantati da parecchi costruttori i quali, allorchè si tratta di calcolare la forza del corso d'acqua, ammettono coefficienti di riduzione talmente piccoli che ne risulta una portata minore del vero, poi pigliando il lavoro effettivo quale si ottiene colle esperienze eseguite col freno dinamometrico, giungono a coefficienti di rendimento uguali e soventi volte superiori a quei grossi che hanno imprudentemente guarentito. Nel novero di cotesti fabbricanti esageratori della bontà dei loro prodotti devo sgraziatamente annoverare lo stesso Girard che piglio qui ad esempio per ispiegare chiaramente tutto il mio pensiero. Nelle esperienze che questo autore riferisce a pag. 38 e 39 della sua Memoria intorno all'utilizzare la forza viva dell'acqua, fatte sovra la turbine da lui stabilita ad Amilly, la quale ho già superiormente nominata, dice di avere calcolata la quantità di acqua che si impiegava colla formola:

$$Q = \mu f \sqrt{2gh}$$

nella quale Q è la portata, f la somma delle luci emittenti, h l'altezza di carico e g la gravità; prende poi per il coefficiente μ il numero 0,85 che asserisce risultato delle esperienze fatte su altra turbine stabilita a Persan, ed inoltre valore medio che assume sempre per calcolare le portate. Dopo ciò paragonando i lavori misurati col freno di Prony con la forza del corso d'acqua, deduce i coefficienti di rendimento della turbine che salgono per le esperienze fatte con 42 o con 48 luci del distributore aperte fino al numero 0,799. Ora io dico che il quadrato di 0,85 essendo 0,7225, se noi supponiamo che l'esito dal distributore si facesse a bocca piena, e che la diminuzione della portata dovesse essere attribuita tutta ad una diminuzione nella velocità, questa sarebbe stata solo dovuta ai 72 centesimi dell'altezza di carico, e che la riduzione dell'altezza cadrebbe tutta sovra una riduzione del coefficiente di rendimento che mai più avrebbe potuto salire a 0,799. Se poi si voglia dire che i fili-fluidi sgorgino dal distributore in direzioni convergenti come sgorgano da una luce che dà luogo a contrazione, allora la convergenza importando con sè una sezione più ristretta quando l'acqua giungerà nel motore farà sì che questa non riempia tutta la sezione del medesimo poichè sarà entrata, e nello allargarsi che succederà dappoi, il cambiamento maggiore di sezione produrrà una perdita maggiore di forza viva, la quale equivarrà, se forse non supererà, quella che si sarebbe attribuita alla minore velocità di arrivo. Le esperienze dirette che io ho istituito e che riferii nel capitolo secondo, della esattezza delle quali in ciò che riguarda la misura della portata non credo di potere generalmentè dubitare, mi danno la persuasione che anche il Girard dovette avere dai suoi distributori luci a cui conveniva un coefficiente della portata maggiore di 0,85, e se ciò sia stato, come non ne dubito, cessa tosto ogni assurdità. Se noi supponiamo, per esempio, che il coefficiente sia salito solo a 0,90, troviamo che per un canto la forza del corso d'acqua crescendo di 1/17 del suo valore, il coefficiente di rendimento diminuisce di altrettanto, e da 0,799 si riduce a 0,752, e per altra parte la perdita di cui qui si parla riducesi al 49 per %.

Concludendo intanto, e ritornando ai precetti che riguardano la forma da darsi al distributore, io dico che evitare completamente la perdita di lavoro che l'acqua soffre nel passaggio attraverso il medesimo è impossibile, sarà anzi cotesta sempre una delle più gravi. Unicamente si dovranno

tentare tutti i mezzi disponibili per ridurla. Questi sono: evitare nella condotta che precede i canali distributori le sezioni troppo piccole che renderebbero sensibile la perdita per attrito, ed i cambiamenti bruschi di grandezza che produrrebbero cambiamenti nella velocità e quindi urti intestini; venendo poi ai canali distributori propriamente detti, farne l'ingresso per quanto sia possibile a foggia di imbuto e con direzione verticale, l'estremità inferiore inclinata sotto l'angolo conveniente che si troverà dal calcolo del motore e conservare la continuità nel passaggio da una direzione all'altra. Del resto l'altezza verticale dei canali sarà quasi sempre sufficiente ancorchè di solo un decimetro o due, la curva direttrice potrà pigliarsi arbitrariamente.

19. Resta a dirsi delle loro dimensioni e del numero dei medesimi. Due sono le cagioni che determinano ordinariamente a sostituire una turbine a distribuzione parziale a quelle di distribuzione totale. La prima quando la portata essendo variabile, ovvero essendo variabile la quantità di lavoro da eseguirsi nella officina, si vuole con un solo motore, e conservando sempre una velocità di reggime, soddisfare a tutte le esigenze. La seconda quando avendosi molta caduta e poca quantità d'acqua disponibile, le luci del distributore ed i vasi del motore verrebbero ad avere dimensioni troppo piccole se si volesse somministrare ad un tempo acqua su tutta la circonferenza. Si nell'una che nell'altra ipotesi sarà a provvedersi che le dimensioni dei canali distributori non diventino nè tanto piccole da essere facilmente ostruite per poco che l'acqua sia torbida, ovvero quanto meno da dar luogo a notevole attrito, nè per contro siano tanto grandi che non costringano i fili-fluidi a piegarsi, ed a pigliare la direzione voluta allorchando li abbandonano per recarsi nel motore. È tuttavia evidente che la teoria non ci può guari soccorrere nella determinazione di cotali limiti, ed io qui unicamente ricorderò il calcolo citato al num. 8 per dimostrare che la larghezza dei canali nel senso del raggio non è troppo grande quando giunge ad $\frac{1}{5}$ del raggio stesso. Stando adunque alla pratica, noto come Girard abbia preso sovente questa larghezza fra $\frac{1}{7}$ e $\frac{1}{8}$ del raggio e la distanza fra l'uno e l'altro dei diaframmi piuttosto minore che maggiore di questa. Gli altri costruttori poi parmi che abbiano a un dipresso seguito la medesima regola. Del resto è importante il ritenere che quando si voglia poter chiudere all'uso tutte le luci del distributore, ed all'uso aprirle tutte, siccome la porta che verrà a chiuderle passeggiando orizzontalmente sovra le medesime, quando sono tutte aperte starà sovra quella parte di zona dove esse non sono, così le luci dovranno nel loro complesso occupare piuttosto meno che più della mezza circonferenza; laonde dicendo Q la massima portata disponibile, r il raggio medio, ρ la frazione di raggio medio che è la larghezza delle luci nel senso del raggio stesso, σ la frazione di cui sarà necessario aumentare la lunghezza occupata dal complesso delle luci nel senso della circonferenza per poter dare all'ingresso delle medesime la forma di imbuto, e per tener calcolo della grossezza dei diaframmi dovrà essere:

$$\frac{\rho \pi r^2}{1 + \sigma} V_0 \text{ sen } \varphi > Q,$$

ineguaglianza da cui dati ρ , σ e Q si ricaverà un limite per r , poichè φ verrà determinato dalle condizioni di cui dirò dopo parlando del motore. È evidente che dove questa ineguaglianza ci conducesse ad un valore di r troppo grande, si potrà stando nei limiti di $\frac{1}{5}$ e di $\frac{1}{8}$ modificare d'alquanto il valore di ρ ; se poi diventasse r troppo piccolo, si darà alla lunghezza complessiva dei canali distributori una lunghezza minore della mezza circonferenza.

Poste le basi da cui si derivano le dimensioni dei condotti ed il raggio del motore (avvertendo rispetto al raggio ciò che diremo ancora in seguito), veniamo al numero dei distributori. Se la cagione che ci indusse a scegliere una turbine a distribuzione parziale sia la seconda delle due più sopra enunciate, cioè la picciolezza della portata, nessun altro criterio ci condurrà alla determinazione del numero dei distributori, eccettuato quello che abbiamo detto superiormente circa alla necessità di inflettere i fili-fluidi in modo che tutti

sgorghino dal distributore prossimamente sotto l'angolo φ ; che se la scelta sia stata originata dalla necessità di impiegare differenti portate, ovvero di sopperire con una velocità a un dipresso sempre la stessa a diverse quantità di lavoro, allora sarà anche da vedersi quante diverse di queste quantità di lavoro si vogliono ottenere, o quante diverse portate si vogliono impiegare, e stabilire in correlazione a queste il numero dei distributori. Nell'aprire questi condotti sulla base del cilindro ricevitore dell'acqua sogliono i costruttori radunarli in due archi diametralmente opposti, e fermare il loro coperchio in modo che vengano aprendosi a due a due, uno da una parte l'altro dall'altra, e certo è che la turbine trovasi così meglio equilibrata: ciò non di meno Girard osservò con molto giudizio che se gli orifici siano aperti tutti da una sola parte, il coefficiente di rendimento aumenta di un cotal poco e la ragione risulta chiara da quello che ho detto superiormente al num. 7.

20. Vengo al motore. Le dimensioni da darsi alle luci d'ingresso nei vasi che lo compongono sono determinate per quello che già si è detto, essendochè la larghezza nel senso del raggio vuol essere superiore a quella che si è data al distributore di una quantità minima, cioè solo di tanto quanto si giudicherà necessario, affinché tutta l'acqua sgorgata entri nel motore, e nulla se ne disperda; e la distanza fra palmetta e palmetta è quella stessa che intercede fra i diaframmi del distributore. L'altezza del motore è già stabilita al num. 18, resta a determinarsi la curva direttrice delle palmette, e soprattutto la inclinazione che debbono avere i suoi latercoli estremi colla circonferenza delle due basi, vale a dire gli angoli θ ed ε .

Riflettiamo che le perdite di lavoro che si fanno nel motore sono essenzialmente rappresentate da tre termini:

$$\Pi \frac{W^2}{2g}; \quad \Pi \frac{v^2 \text{sen}^2 \varepsilon}{2g}; \quad \Pi \frac{(r\omega - v_1 \cos \varepsilon)^2}{2g}$$

Di questi tre il secondo potrà bensì essere ridotto a valor minimo, annullato completamente non potrà essere. Converterà dunque vedere se si possano rendere contemporaneamente nulli gli altri due, e questo ridotto ad entità tollerabile, e che possiamo preventivamente imporci. Per rendere nullo il terzo dei termini sovra riferiti conviene porre l'equazione $r\omega = v_1 \cos \varepsilon$. Ricavando da questa v_1 avremo $v_1 = \frac{r\omega}{\cos \varepsilon}$, e

per tanto $v_1 \text{sen} \varepsilon = r\omega \text{tang} \varepsilon$. Ora supponendo che ω sia conosciuto dalla natura dell'opificio, poichè si conoscerà quale sia il numero dei giri che converrà meglio che il motore compia per ogni unità di tempo, si potrà determinare la $\text{tang} \varepsilon$ per guisa che $\frac{r^2 \omega^2 \text{tang}^2 \varepsilon}{2g}$ diventi inferiore a quella

quota-parte della caduta che tolleremo che si perda teoricamente mentre l'acqua attraversa il motore, sarà dunque così l'angolo ε determinato e rimarrà ridotto a zero l'ultimo termine dei tre surriferiti. Per altra parte quando si voglia che nel moto dell'acqua nell'interno dei vasi del motore sia conservata sempre piena la sezione trasversale del vaso, senza che abbia a succedere nessun ritardamento od ingorgo, sarà necessario che il prodotto della velocità v_1 , per la lunghezza dell'arco occupato dal complesso delle luci e che si disse a al num. 6, per il seno dell'angolo ε e per la lunghezza detta δ_1 al num. 8 dia la portata Q . Sarà dunque:

$$r\omega a \delta_1 \text{tang} \varepsilon = Q.$$

Quest'equazione si cambia nella

$$\rho r^2 \omega a \text{tang} \varepsilon = Q$$

se si supponga che la larghezza della ruota nel senso del raggio rimanga la stessa per tutta la altezza della ruota. Combinando quest'equazione con quella che si ottiene uguagliando

$$\frac{r^2 \omega^2 \text{tang}^2 \varepsilon}{2g}$$

alla perdita d'altezza che ho detto potersi stabilire come tollerabile, ne verrà una condizione fra la lunghezza a ed il raggio r che dovrà pure essere soddisfatta.

Rimontando ora dalla velocità v_1 che si è superiormente

determinata alla velocità v_0 si costringerà questa a soddisfare all'equazione

$$\frac{v_0^2}{2g} = \frac{U^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} - h_2,$$

e di più si piglierà l'angolo θ uguale all'angolo ψ e tutti due dati dalla equazione della continuità che sarà:

$$v_0 \delta \sin \theta = v_1 \delta_1 \sin \varepsilon$$

se δ_1 sia differente da δ , ovvero

$$v_0 \sin \theta = v_1 \sin \varepsilon$$

se sia $\delta_1 = \delta$.

Per tal modo, e purchè si abbia pure $V_0 \sin \phi = v_0 \sin \theta$, si otterrà $W = 0$, e per tanto anche nulla la perdita dovuta all'urto dell'acqua nell'ingresso del motore.

Risulta da quanto siam venuti discorrendo sin qui che possono con criterio ed in seguito a ragioni plausibili determinarsi: il raggio r della ruota, gli angoli ϕ , θ ed ε , sempre un limite in più della lunghezza d'arco a , il numero dei canali distributori, il numero delle palmette della ruota. Quanto alla natura delle curve direttrici di queste palmette non credo di dover aggiungere altre parole a quelle che ho dette al num. 3 circa all'armarne il centro con una contro-palmetta per conservare una certa costanza nella velocità relativa, e al num. 19 circa alla continuità della curva direttrice dei diaframmi distributori. Sogliono i costruttori fare l'una e l'altra con curve policentriche, e siano pure se questo facilita la costruzione.

Quanto alla campanulatura, cioè alla differenza fra δ_1 e δ , il farla o non farla dipende secondo me dalla perdita

$$\frac{r^2 \omega^2 \tan^2 \varepsilon}{2g}$$

che si vuol tollerare.

Riducendola molto dovrà farsi ε molto piccolo, e sarà necessario compensare la picciolezza del prodotto $v_1 a \sin \varepsilon$ con allargare δ_1 , se si soffre una perdita alquanto maggiore forse si potrà conservare $\delta_1 = \delta$. Parmi sempre pericoloso, checchè ne dica il Girard, eccedere in cotesto allargamento, ed è appunto a questo eccessivo allargamento per un canto, ed alla troppo vicinanza fra la base inferiore del distributore, e la superiore del motore, li quali difetti ravviso nelle turbine provvistemi dalla casa Ansaldo e C^a, ch'io ho detto doversi attribuire il minore coefficiente di rendimento che esse hanno somministrato.

NOTIZIE

Gli accidenti ferroviarii in Germania nel 1875. — Dal resoconto ufficiale della rete tedesca all'infuori perciò della rete bavarese, risultano essere accaduti nel 1875:

755 sviamenti o scontri di convoglio in viaggio;

1376 sviamenti o scontri nelle stazioni;

1250 altri accidenti di diversa natura, i quali furono causa di interruzione di servizio regolare.

In tutto si ebbero a deplorare 509 persone morte e 1545 più o meno gravemente ferite.

Si ha in media 1 viaggiatore ucciso su 11,402,067 viaggiatori, ed 1 ferito su 2,443,300.

La proporzione degli accidenti per rispetto al numero dei treni è di 1 su 5,394 per convogli di viaggiatori, e di 1 su 2,290 per convogli-merci.

Infine si ha una disgrazia su 3,362,280 chilometri percorsi.

Il tunnel sotto la Manica. — In una lettera del prof. Coladon di Ginevra, membro della Commissione internazionale per il tunnel sotto la Manica si legge che i sondaggi e la perforazione effettuati vicino al mare, all'ovest di Calais, continuano ad essere favorevoli alla riuscita futura del tunnel sotto-marino. Si comincerà fra breve un altro pozzo più vicino a Calais; frattanto il foro della sonda praticato sino a più di 100 metri di profondità, sopra circa 30 centimetri di diametro, non ha dato, a tale profondità, che un litro e un terzo d'acqua per minuto secondo.

I pozzi artesiani in Algeri. — Il sig. Ville, Ispettore generale delle miniere ad Algeri ha presentato una statistica di tutti i pozzi artesiani forati in quella colonia. Risulta che nelle tre provincie di Algeri, Orano e Costantina il numero dei pozzi presentemente ultimati è di 613 e raggiungerebbero insieme uniti una lunghezza complessiva di oltre a 26 chilometri. La loro profondità è molto variabile a seconda dei luoghi. In generale essi raggiungono i 100 metri; in un solo sarebbesi tentato di andare più oltre ed avrebbesi raggiunto con enormi spese la profondità di 596 metri ma senza grande effetto utile. Esso avrebbe tuttavia servito a porre in rilievo un fatto abbastanza importante della fisica terrestre. L'aumento di temperatura al crescere della profondità sarebbesi trovato essere di un grado su m. 17,55 a vece di un grado ogni 30 m., siccome ordinariamente erasi finora constatato. Nissuna circostanza locale parrebbe possa prestarsi alla spiegazione del fatto.

La spesa totale per codesti pozzi artesiani sarebbe stata di 2,500,000 lire, ossia essa può essere valutata al prezzo medio di L. 95 per metro corrente. Codesta spesa sarebbe però molto minore ove non entrasse in calcolo quella per il pozzo a profondità eccezionale della provincia di Orano, di cui si è fatto cenno.

NECROLOGIA.

Il generale Castellazzi. — Addì 24 agosto cessava di vivere il comm. Giovanni Castellazzi, maggior generale del Genio militare, comandante in 2° dell'Accademia militare di Torino, e professore straordinario di architettura nella Scuola di applicazione degli Ingegneri civili al Valentino.

Nato a Sarirana nel 1824, studiò matematiche a Torino, e si dimostrò valente nell'arte dell'ingegnere.

Nel 1849 abbracciò la carriera del Genio militare, ebbe parte cospicua nella erezione delle fortificazioni di Casale.

Nel 1855 fu nominato direttore dei lavori del corpo di spedizione in Crimea, e l'ospedale di Kadikeui, da lui improvvisato durante la guerra, destò l'ammirazione degli alleati.

Nel 1859 ebbe la perigliosa missione di minare i ponti d'accesso al Piemonte per ritardare l'invasione nemica.

Abilissimo ingegnere militare, ed esimio cultore dell'arte architettonica, ideò ottimi tipi di fabbricati militari, i quali servono tuttora di norma nel servizio del Genio, ed eresse numerosi edifizii, insigni monumenti di scienza, congiunta a profondo senso pratico, e di gusto squisito.

Basti citare fra tutti il quartiere della Cernaia a Torino, che per l'interno ordinamento è uno dei più comodi e salubri alloggiamenti militari, e per estetica imponenza è tra i migliori monumenti architettonici della città di Torino.

La sua valentia nell'architettura gli valse dapprima la carica di relatore della Commissione incaricata di studiare i progetti di carceri cellulari da erigersi nelle città di Genova e di Torino, — e successivamente quello assai più oneroso di relatore della Commissione incaricata di studiare i modi pel trasporto della capitale da Torino a Firenze.

Nel 1864 ebbe missione di visitare i principali stabilimenti militari d'Europa, le cui principali città prese a studiare non solo sotto l'aspetto militare, ma eziandio dal lato artistico. Nè solo all'estero, ma più specialmente in Italia viaggiò, con amorosa cura tutta studiandola come militare ed artista, e compilando un *album* ricco di memorie e disegni.

Nel 1866 ebbe il grado di colonnello, e comandò il Genio del primo Corpo d'armata. Nella giornata di Custoza prese parte alla mischia, e fu miracolo se restò illeso, tanti furono i proiettili che gli fischiarono intorno.

Fu nel 1869 incaricato della direzione degli studi nell'Accademia militare di Torino, e qui nell'alta missione di dirigere l'educazione dei giovani destinati alle armi speciali, emersero più che mai le preziose qualità della mente, e del suo gran cuore.

La sua passione per gli studi architettonici era tale che mentre aveva la carica di direttore dell'Accademia militare acconsentiva a coprire quella non meno difficile e faticosa di professore d'architettura alla Scuola di applicazione degli Ingegneri civili.

Quivi ispirandosi alle virtù insuperabili dell'illustre e compianto suo predecessore e maestro, il prof. Carlo Promis, cui più d'ogni altro il Castellazzi aveva imparato a stimare ed amare, attese con molto zelo all'insegnamento pratico dell'architettura, non altramente corrisposto che dalla diligenza e dall'amore dei suoi allievi, i quali lo avevano in concetto di padre affettuoso non solo, ma di uomo di genio, di pratica abilità, attivo ed energico, di fermo e sincero carattere.

Il Castellazzi diè tosto opera assidua a raccogliere e pubblicare i disegni dei diversi progetti di edifizii che il Promis aveva egli stesso disegnato e proposti ad esempio nelle scuole pratiche di architettura dell'Università di Torino e della Scuola degli

Ingegneri. E compose un'opera di 120 eleganti tavole di disegno corredate da breve testo esplicativo, con 50 diversi progetti di edifizî del genere di quelli che più frequentemente occorrono in pratica, come case da pignone e private, villini, chiese, palazzine, stazioni ferroviarie, caserme e simili. Ingegneri e costruttori approfittano largamente di quei felici riparti di piante, e di quei pregevoli motivi di decorazione che il Promis aveva escogitato in vista dei bisogni sociali moderni, e tenendo conto della natura dei materiali economici di cui si fa impiego quasi esclusivo nella moderna arte di fabbricare.

BIBLIOGRAFIA

I.

Tavole tacheometriche dell'ingegnere Vincenzo Soldati. Torino, 1876. — Abbiamo ricevuto dall'egregio autore un esemplare di questa importante pubblicazione, fattasi per iniziativa e col concorso della Società degli ingegneri e del Municipio della città di Torino.

I lettori di questo periodico già conoscono il programma particolareggiato di queste tavole, che ebbimo cura di pubblicare fin dall'anno scorso a pag. 3 e 4 di questo periodico. Ed ora siamo lieti di poter dire che il medesimo è stato molto lodevolmente adempiuto, e che l'opera è riuscita per eleganza estrinseca, nitidezza di cifre, e comodità di ricerche pari alla sua importanza. Né il suo prezzo di lire 50 sembrerà punto elevato a chi sa quanto disimpegno, quanta economia di personale e quanta sicurezza di risultati offrano le tavole tacheometriche in sostituzione delle scale logaritmiche per tradurre in disegno qualsiasi rilievo fatto coi metodi speditivi e razionali di celerimensura.

L'egregio ingegnere Vincenzo Soldati ha reso a' suoi colleghi un gran servizio, e noi siamo certi che questa sua pubblicazione originale, che non ha ancora nulla di simile né in Italia, né presso le altre nazioni ove la celerimensura è più in fiore, e per la quale non risparmiò tempo, fatiche e spese, varrà almeno al suo autore la gratitudine e la lode più sincera di quanti riconoscono in lui uno de' più distinti cultori della geometria pratica, ed uno de' più abili e più precisi operatori di campagna.

II.

Condizioni di stabilità della tettoia della stazione di Arezzo. — Memoria di G. B. Rombaux, ingegnere-capo del mantenimento e sorveglianza delle ferrovie romane. Roma, tip. e lit. del *Giornale del Genio civile*, 1876.

Codesta dottissima memoria è stata pubblicata a poco a poco nel *Giornale del Genio civile*; ma infine fu riunita in un bel volume di 324 pagine, e 5 tavole litografate; e tale appunto a noi pervenne in dono dall'egregio autore. Essa è destinata a por termine a tutte le controversie a cui il calcolo delle condizioni di stabilità della tettoia d'Arezzo aveva dato luogo fra i diversi ingegneri; procedendo dal semplice al complesso per vie piane e bene indicate si fa chiaramente vedere la identità dei risultati ai quali si giunge applicando diversi metodi di calcolo, semprechè l'applicazione loro sia fatta a dovere.

Chi desidera apprendere il modo di servirsi del principio di elasticità, ed applicarlo al calcolo di stabilità di prismi sorretti da uno o più appoggi, e successivamente vedere di quale giovamento e di quanta eleganza esso sia nei casi più complessi che si presentano in pratica, quali, ad esempio, la tettoia d'Arezzo, ricorra senz'altro alla pubblicazione dell'ingegn. Rombaux.

Quanto poi alla centina della stazione d'Arezzo, è noto come essa appartenga al genere di quelle così dette a falce, e come essa sia stata costituita di due soli poligoni riuniti da saette, e formanti elementi quadrilateri, i quali non adempivano per giunta alle volute condizioni di indeformabilità. Inquantochè i due poligoni non erano poligoni funicolari rilegati uno stesso sistema di forze, ossia presentanti una medesima *retta d'unione*. (Vedi in questo periodico le regole pratiche di *statica grafica* a pag. 55, num. 13, fig. 23 e 24).

L'aggiunta ad ogni quadrilatero della diagonale tirante, o di quella spingente, o di tutte due ad un tempo formanti crociera, erano i mezzi di consolidamento più ovvii e sui quali in genere concordavano le proposte di quanti ingegneri presero a divertirsi intorno a codesta questione.

L'ingegnere Rombaux seppe più di qualsiasi altro trattare il problema sotto tutti gli aspetti, e portarlo alla fine. Essendochè quanti lo avevano preceduto si erano di preferenza fermati sulla soluzione delle diagonali tiranti, siccome quelle che si presentavano di addizione più facile, e più leggiadre d'aspetto.

Ma l'egregio ingegnere avendo osservato che l'aggiunta delle diagonali tiranti accrescevano le già grandi tensioni del poligono delle catene, conformemente a quanto avevamo pure noi stessi calcolato, dimostrò come i loro sforzi riuscissero invece minori colle diagonali spingenti; e queste fossero da adottarsi per il consolidamento della centina; — infine consigliò, pure come noi, il rinforzo dei fianchi in vista d'un eventuale sovraccarico.

Questi risultati sono veramente tali da togliere i dubbi emessi dal Consiglio superiore dei lavori pubblici, e da ispirare la più ampia confidenza nella stabilità della costruzione.

III.

Le ferrovie ad aria compressa. — Progetto dell'ingegnere Luciano Quaranta (con 5 tavole). Milano, 1876.

Codesto progetto, o per dir meglio, codesto sistema di ferrovia ad aria compressa, che il suo inventore ha pubblicato nel giornale *Il Politecnico* di Milano, si presenta, teoricamente parlando, assai commendevole; inquantochè colla disposizione di un tubo lungo tutta la strada dal quale a brevi intervalli può avere luogo la presa dell'aria motrice, e di due altri tubi nei quali l'aria stessa è introdotta a muovere gli stantuffi propulsori, e col ben studiato corredo di valvole ed altri accessori, si rimedia a molti inconvenienti pei quali la propulsione atmosferica dei convogli, ad onta delle tante invenzioni proposte ed attuate, non ebbe mai vero successo industriale.

Il sistema è ben descritto e le ragioni tecniche ed economiche sono svolte con criterio. Le cinque grandiose tavole di disegno dimostrano molta pratica nell'arte del disegno meccanico, e tutti i particolari vi sono studiati in modo inappuntabile, e come se il sistema fosse già stato eseguito.

Dinanzi a tanto buon volere, non ci sarebbe possibile non augurare di cuore all'autore, nel ringraziarlo del suo cortese omaggio, un'occasione propizia per fare in Italia, o fuori, una prova del proposto sistema.

IV.

Tavole dell'importo approssimato delle opere d'arte minori per progetti stradali dell'ingegnere E. Benedetti, vice-direttore dell'esercizio delle ferrovie meridionali a Messina. Roma, 1876.

Ringraziamo l'autore di averci fatto omaggio di quest'opuscolo, e ci congratuliamo con lui per aver avuto il coraggio e la pazienza di riassumere in poche tavole, a forza di coefficienti, il costo approssimato delle opere d'arte minori per progetti stradali, ossia degli acquedotti e ponticelli da m. 0,50 sino a m. 5 di luce e di altezze variabili.

Sulla pratica utilità di queste tavole, ci è arra la pubblicazione fattane dal *Giornale del Genio civile*, e noi le terremo sempre più di valore approssimato al giusto, di quanto possano essere i valori arbitrari, che ad esse opere si danno nei progetti di massima; ritenendo per fermo che questi calcoli e queste tavole non servirebbero per i progetti definitivi specialmente in montagna e nei terreni di forte pendio trasversale, come pure lo dice l'autore che ha preso per modello il terreno del fondo quasi in piano, o tale almeno da compensare la maggiore profondità a valle colla minore altezza a monte della centrale dell'opera; inoltre l'autore ha supposto che il suo modello debba avere i finimenti con muri d'ala a vece dei muri andatori o di testa.

In tale intendimento l'autore ha cominciato con esporre i dati statici, di cui si è servito per calcolare le dimensioni dell'opera in rapporto alla sua luce in larghezza ed altezza; e qui non è fuori proposito di far notare come le spessezze dei volti siano piuttosto maggiori che minori del necessario, specialmente nelle minime luci, per le quali taluni poco previdenti osano proporre volti di spessezza appena di centimetri tredici in acquedotti di 0,40, di 0,50, di 0,80 e di 1 metro di luce; come pure vorremmo che fossero aboliti tutti gli acquedotti inferiori a m. 0,50 di larghezza, perchè la speranza in più di un luogo ha fatto vedere che in occasione di temporali funzionano poco, e sono talvolta otturati; anzi nessun acquedotto nuovo dovrebbe mai farsi minore di m. 0,60 di larghezza per dare più pronto sfogo alle acque dei temporali, e poterlo percorrere in caso di bisogno.

Troviamo ingegnose tutte le formole adottate per ridurre all'unità di misura lineare della sezione tutte le quantità metriche dell'opera per cui si sono separate quelle interne costanti dalle altre esterne variabili, e resa così possibile l'applicazione delle tavole al caso che la strada passi in sensibile rialzo sull'acquedotto, e questo debba farsi più lungo di quanto sia la larghezza della strada che vi deve transitare sopra; come pure le diverse specie di lavoro, mediante opportuni coefficienti, si sieno ragguagliate alla muratura ordinaria, e dal prezzo di questa sola si sia ricavato il costo totale dell'opera.

Le tavole sono di due sorta; le une sono fatte per unità lineare della larghezza di qualunque strada; le altre sono fatte per una strada della larghezza di m. 5,50; e mediante le avvertenze suggerite dall'autore nella spiegazione annessa, possono servire per qualunque dimensione e prezzo, compresi fra due contenuti nelle tavole, e per qualunque altro caso speciale ordinario, e nei limiti contemplati dall'autore della memoria.

V.

Relazione della Commissione provinciale di Novara sul tracciato più conveniente per congiungere Genova colla ferrovia del Gottardo. — Novara, 1876. — La Commissione era composta dei consiglieri provinciali: Generale Giuseppe Piacenza, ing. Giuseppe Serazzi ed ing. prof. Giovanni Curioni, *relatore*, e fu molto sollecita e precisa nell'adempimento del suo mandato. Essendosi pubblicata la elaborata relazione di oltre a 32 pagine di stampa, qui ne riassumiamo in breve i principali concetti.

1. La scelta della linea internazionale, che secondo il concetto delle Convenzioni di Berna del 3 luglio 1871 e 23 dicembre 1873, dovrà riunire la rete ferroviaria italiana colla linea del Gottardo, è tuttora da fissarsi in modo definitivo. Ma fra i tanti progetti che i capitalisti ed i corpi morali interessati si affrettarono ciascuno dal proprio punto di vista a presentare ed a patrocinare presso il governo italiano, la Relazione riconosce e fa toccar con mano come egregiamente risponda allo spirito delle Convenzioni di Berna, ed agli *interessi generali* dell'Italia, della Svizzera e della Germania, quel progetto appunto che, più di ogni altro, collima cogli interessi particolari del Piemonte.

Nell'articolo 4 della prima Convenzione è semplicemente stabilito che l'Italia costruirà una ferrovia sulla *sponda sinistra* del Lago Maggiore, la quale congiunga la rete svizzera sulla frontiera *presso Pino*, con uno dei punti della rete italiana, posti sulla ferrovia diretta per Genova; ma le parti contraenti assumono l'impegno di fare il possibile perchè le linee d'accesso alla rete del Gottardo siano corrette nel senso del *massimo raccorciamento*. Anche la seconda convenzione accenna alla linea sulla riva sinistra del Lago Maggiore, là ove fissa (art. 2° e 3°) la stazione internazionale di Luino.

L'idea di una linea sulla sponda sinistra del Lago Maggiore fu sempre di guida al Governo nello stabilire le succennate Convenzioni; così la pensarono pure le diverse Commissioni tecniche governative, state nominate a partire dal 1860 in poi, e quella del 1872 in ispecie, che concretava il lavoro di tutte; e nelle ultime decisioni state prese dal Consiglio superiore dei lavori pubblici intorno all'importante questione dell'unione di Genova col Gottardo, primeggiò appunto l'idea di una linea, che cominciando al confine svizzero presso Pino, venendo a Luino, e conservandosi tutta od in parte sulla sponda sinistra del lago, tendesse a Sesto-Calende per raccordarsi poi alla linea Novara-Arona.

2. Senonchè appena si ebbe conoscenza delle convenzioni di Berna, le rappresentanze provinciali e comunali lombarde cominciarono a darsi moto, e presentare dapprima il progetto di una linea da Mortara a Luino per Abbiategrasso, Gallarate e Gemonio; ma codesto progetto essendo troppo lungi dal soddisfare alle condizioni del minimo percorso fra Genova ed il Gottardo, e presentando troppo gravi anomalie altimetriche da poter essere tollerate in una linea internazionale, e riuscendo infine enormemente dispendioso per il poco conto in cui sarebbero tenuta la linea già in esercizio di Alessandria-Novara-Arona, fu quasi abbandonato dagli stessi suoi autori.

3. L'ingegnere Castelli preferì senz'altro dimostrare impossibile ogni allacciamento della stazione di Sesto-Calende colla linea Novara-Arona studiando e presentando otto tracciati diversi e tutti naturalmente impossibili. Come poi questi otto tracciati lo potessero autorizzare a pronunciare la condanna per tutti gli altri tracciati possibili, ben non sappiamo; mentre è certo che il buon progetto di massima dell'ingegnere Vincenzo Soldati, di Torino, e la bella relazione a stampa che accompagna il progetto medesimo, dimostrano con esattezza ed evidenza superiori ad ogni elogio la possibilità e la somma convenienza di tale allacciamento, ove scelsi a punto di raccordo la stazione di Bellinzago. E così l'egregio ingegnere Soldati poté presentare alla Commissione provinciale di Novara, dalla quale avevano ricevuto incombenza, una linea comodissima, in condizioni planimetriche ed altimetriche veramente adatte ad una linea internazionale, e che inoltre attraversa località e terreni da non poter a meno che riescire stabile e duratura.

4. Anche gli ingegneri della Banca di costruzioni di Milano, presentarono il loro progetto, da Novara a Luino per Varallo-Pombia, Sesto-Calende, Gemonio e la Val Cuvia.

Or questo progetto non sarebbe accettabile appunto nella parte che si riferisce alla discesa dalla stazione di Varallo-Pombia a

Sesto-Calende a cagione di un andamento planimetrico troppo sinuoso e di pendenze non compatibili in una linea internazionale. Sarebbero perciò studiata una variante in cui al punto di distacco dalla linea Novara-Arona presso a Varallo-Pombia si sostituisce quello a Borgo Ticino; ma si giunse ad un tracciato egualmente incompatibile.

Nè migliore sorte può dirsi toccare alla seconda variante, colla quale gli stessi ingegneri si sono proposti di evitare la Val Cuvia. Il complesso dei due tronchi Gemonio-Laveno e Laveno-Luino costituirà sempre un tracciato vizioso per una ferrovia da Genova al Gottardo, in quanto che obbliga a salire sino a Gemonio ad un'altezza relativamente grande per poi precipitare a Laveno, mentre questo paese assai facilmente si può guadagnare con un tracciato *in riva al lago* senza innalzamenti inutili, costosi ed onerosi per l'esercizio.

5. L'ingegnere Paolo Marzagora fu più ardito ancora, e partendo dall'idea di utilizzare tutta la ferrovia già in esercizio da Genova ad Arona, manifestò la grandiosa idea di costruire sul lago Maggiore un gigantesco ponte in ferro a travate rettilinee, riunendo Arona ad Angera, e di portare così la strada a sboccare sul territorio lombardo fra Angera e Taino.

La lunghezza dello straordinario ponte sarebbe di 1600 metri; vi sarebbero alcune travate giranti per lasciar libera la navigazione, e le pile più alte dovrebbero raggiungere il fondo del lago a 32 metri di profondità.

L'ingente spesa del ponte, l'inconveniente per la navigazione, e l'obbligo di servirsi d'una linea d'esercizio assai costoso a motivo del suo innalzamento fino alla stazione di Varallo-Pombia per quindi ridiscendere ad Arona con una pendenza relativamente grande, consigliano ad abbandonare l'idea.

6. Un progetto assai bene studiato, sempre avuto riguardo alla zona in cui l'autore si prefisse per le sue viste particolari di rimanere, è quello dell'ingegnere Luigi Tatti. Ei parte da Novara e si dirige per Gallarate al Ticino, che attraversa a Turbigo; raggiunta felicemente la sponda lombarda piega verso Gallarate, e va al confine svizzero svolgendosi per intero sul territorio lombardo. Il progetto è ben studiato; e se questa linea presenta alcuni svantaggi, fra i quali quello di un esercizio onerosissimo per i continui saliscendi delle livellette, tuttochè siano contenute nei limiti voluti, ciò non dipende certo dalla mancanza di abilità dell'ingegnere, bensì dalla natura della zona su cui si volle condurre il tracciato.

7. La linea studiata dalla Banca di costruzioni di Milano abbiamo visto che segue solo parzialmente la riva sinistra del lago Maggiore; quella dell'ingegnere Tatti la segue appena fra Luino e Pino; epperò oltre agli accennati inconvenienti, le due linee non sono affatto in armonia collo spirito delle citate convenzioni di Berna, mentre senza essere di alcun vantaggio per gli interessi generali della nazione, potrebbero, col tempo, riuscire di qualche scapito agli interessi del Piemonte.

La Commissione governativa del 1872 aveva fatto anzi particolari raccomandazioni perchè si investigasse, se non era possibile una linea che al disopra di Sesto-Calende costeggiasse il lago Maggiore per quasi tutta la sua lunghezza.

L'ispettore del Genio civile, sig. comm. Rappaccioli, in seguito al parere emesso dal Consiglio superiore il 20 passato novembre, non tralasciò di esaminare minutamente, e con quell'acume che gli è proprio, le condizioni tecniche ed economiche di una linea lacuale, e non poté a meno di riconoscerla, siccome quella, che sotto ogni riguardo, merita di essere preferita.

Questa linea, passando per Sesto-Calende, deve dirigersi verso Ispra e portarsi quindi a Laveno, a Porto, a Luino ed a Pino; ed in questo percorso, la linea non deve abbandonare il lago Maggiore fuorchè di quel tanto che è necessario per evitare i colli calcari isolati di Angera, di Ispra e fors'anco di Porto.

L'ottimo studio dell'ingegnere Soldati sul distacco a Bellinzago per il tratto da Bellinzago a Sesto-Calende completa la buona idea, e l'indicata linea lacuale, oltre di presentarsi come la più adatta a soddisfare a tutte le esigenze di una ferrovia internazionale, di molto avvantaggerebbe i paesi riverani, e segnatamente i centri più popolati, quali Arona, Pallanza, Intra, Angera, Laveno e Luino.

Facciamo voti che questa linea, la quale non ha d'uopo della perspicacia di tanti ingegneri, nè dello studio di tante varianti ma che si presenta invece anche all'occhio profano, e per chi ha solamente un po' di conoscenza delle località, come la più naturale e la più adatta alle buone esigenze di una via internazionale, sia definitivamente la prescelta; e segnatamente ralleghiamoci che queste conclusioni suggerite puramente dagli interessi generali dell'Italia, si trovino in buona armonia cogli interessi particolari del Piemonte, essendochè in argomento d'importanza internazionale tanto grande, quanto la ferrovia che dal porto di Genova è diretta alla Svizzera ed in Germania, dovrebbe sempre tacere ogni spirito di municipalismo.

Fig. 1^a

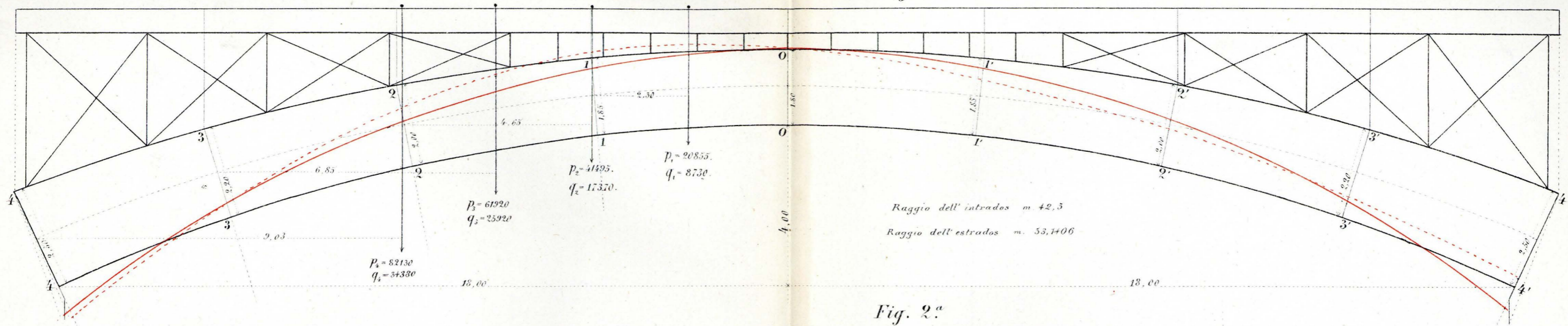


Fig. 2^a

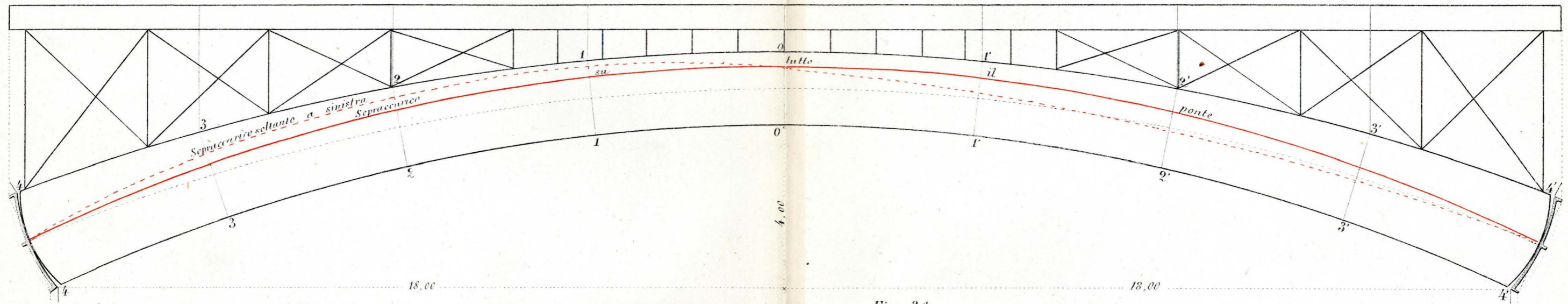
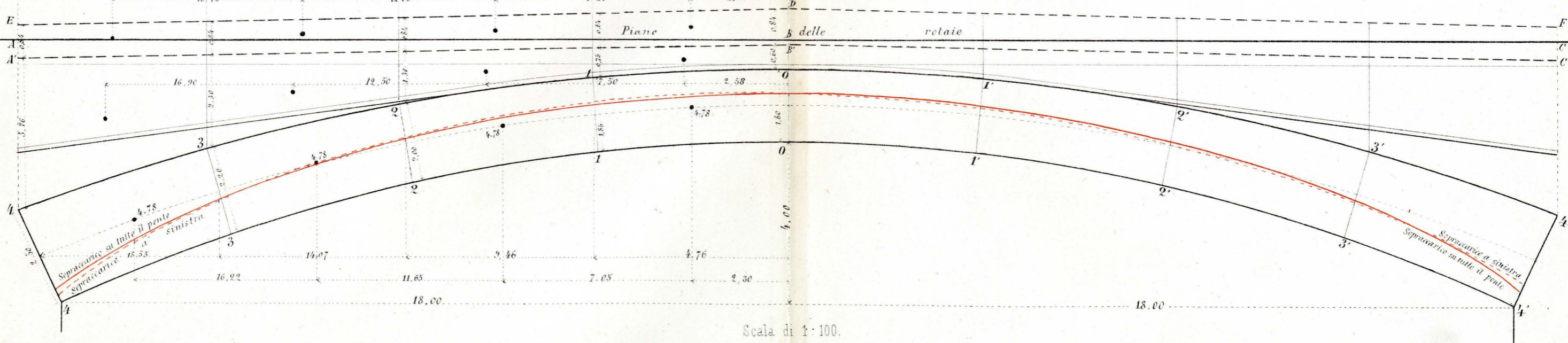
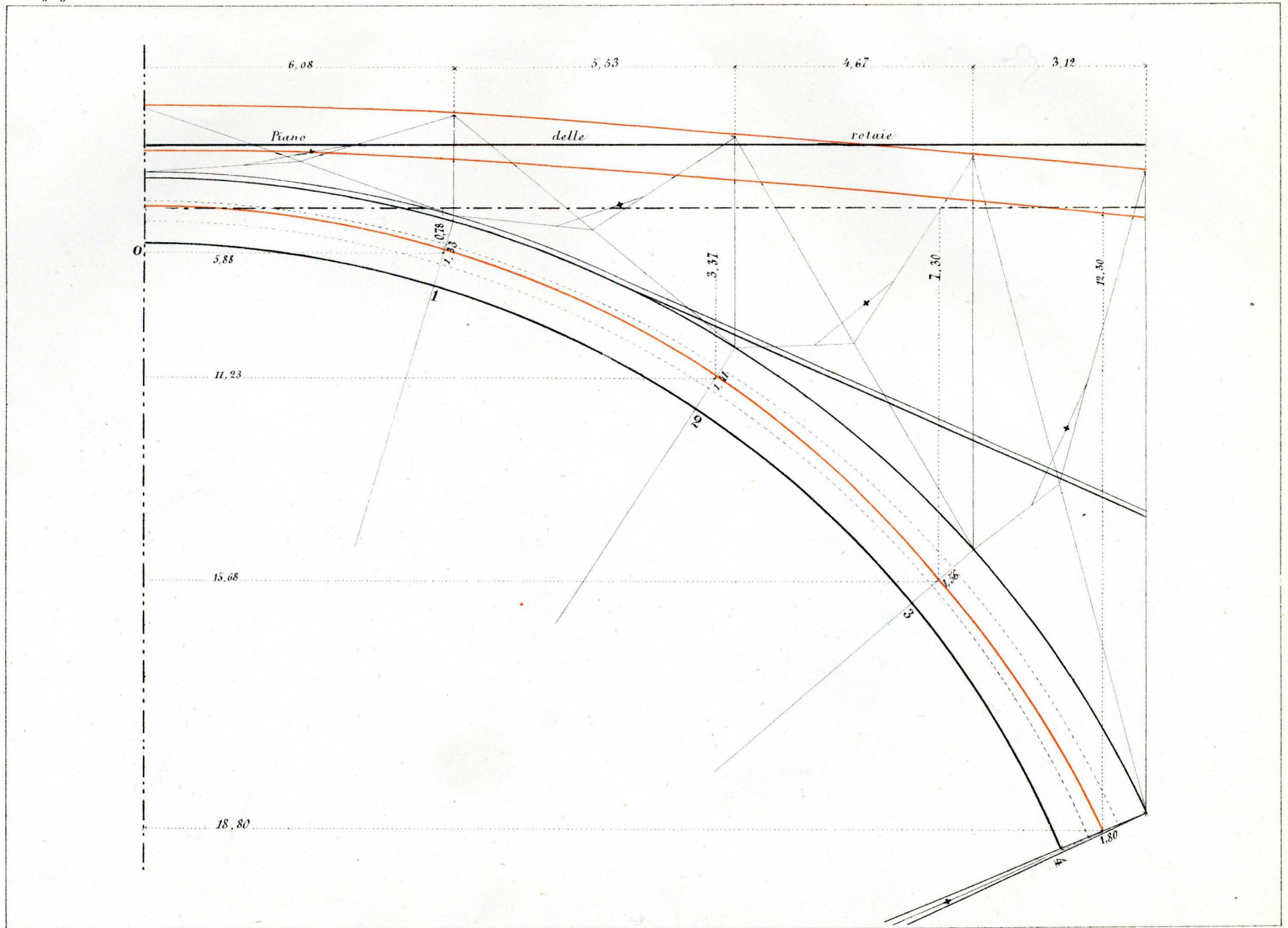


Fig. 3^a



Scala di 1:100.



Proprietà Artistica-Letteraria

Tip. Lit. Camilla e Bertolero

ESEMPI PER IL CALCOLO DEGLI ARCHI METALLICI E DELLE VOLTE MURALI

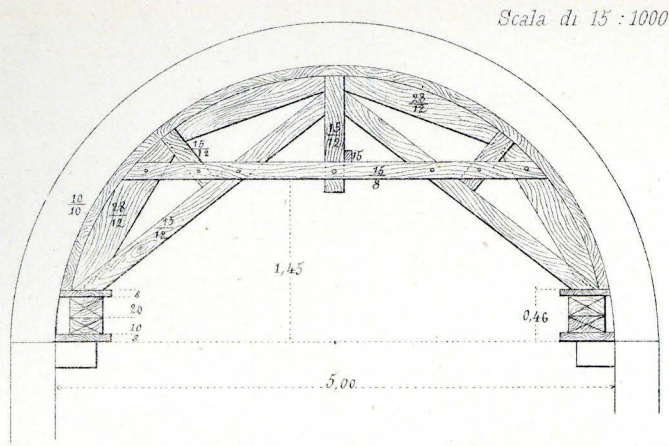
di A. Castigliano Ingegnere delle Ferrovie dell'Alta Italia

(Tav. II^a)

Fig. 1

Per Archi di 5^m di luce

m. cubi
 Cubatura di una centina (larice) ... 0,442
 Lungarine di concatenamento ... 0,054
 Panconi (0,40 x 0,08) e canci
 di disarmo (Quercia) ... 0,864

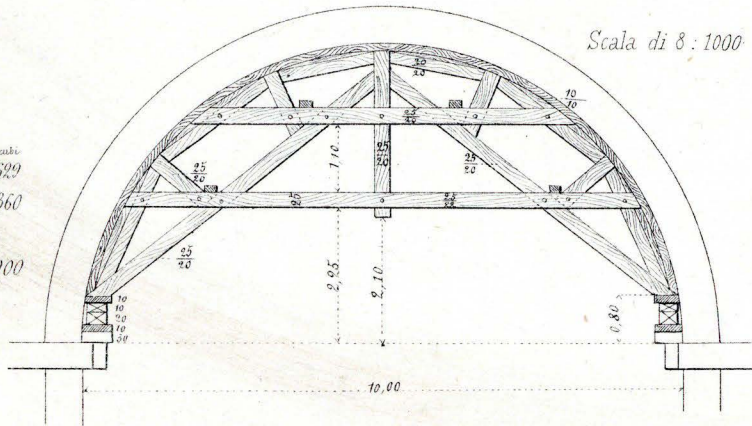


Scala di 15 : 1000

Fig. 2.

Per Archi di 10^m di luce

m. cubi
 Cubatura di una centina (larice) ... 2,629
 Lungarine di concatenamento ... 0,360
 Panconi (0,45 x 0,10) e canci
 di disarmo (Quercia) ... 0,900

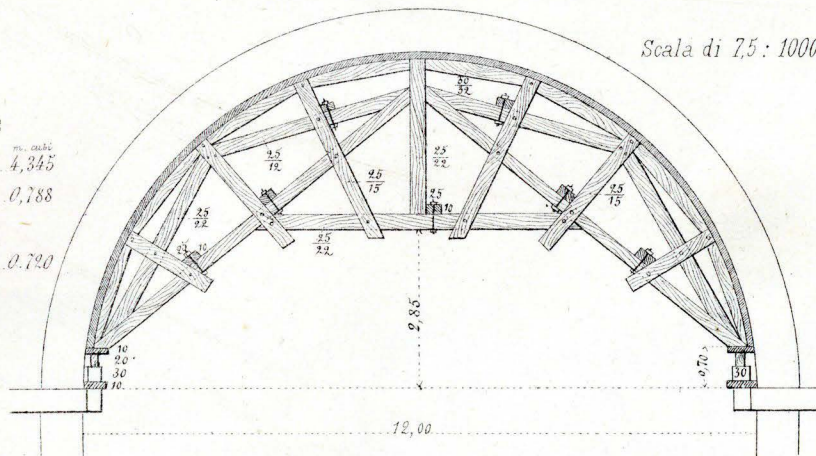


Scala di 8 : 1000

Fig. 3

Per Archi di 12^m di luce

m. cubi
 Cubatura di una centina (larice) ... 4,345
 Lungarine di concatenamento ... 0,788
 Panconi (0,40 x 0,10) per gli
 apparecchi di disarmo (Quercia) ... 0,720

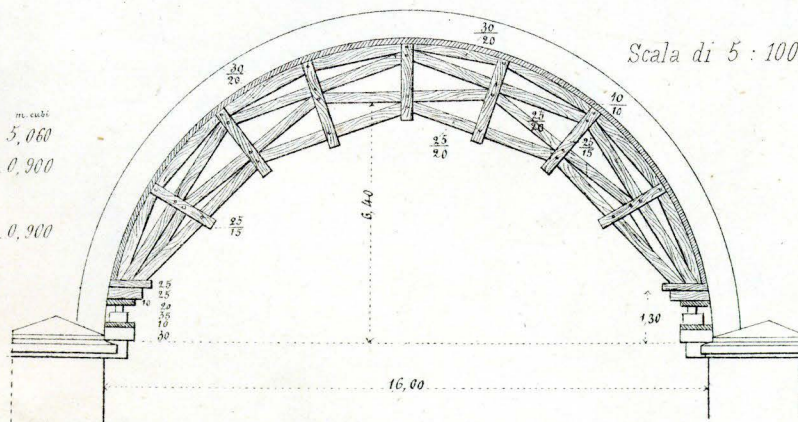


Scala di 7,5 : 1000

Fig. 4.

Per Archi di 16^m di luce

m. cubi
 Cubatura di una centina (larice) ... 5,060
 Lungarine di concatenamento ... 0,900
 Panconi (0,50 x 0,10) per gli
 apparecchi di disarmo (Quercia) ... 0,900



Scala di 5 : 1000

Proprietà Anst. Gio. Lottarova

Tip. Lit. Camilla e Bertolero.

TIPI DI CENTINE PER ARMATURA DEGLI ARCHI

Impiegati dalla Società ferroviaria di Parigi a Lione ed al Mediterraneo.