

## L'INGEGNERIA CIVILE

E

## LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE

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

## IDRAULICA PRATICA

SULLE OSSERVAZIONI ATMOMETRICHE  
E SULL'USO CHE PUÒ FARNE L'INGEGNERE.

Nota dell'Ing. GIOVANNI CUPPARI.

È risaputo da tutti i pratici come sieno difficili le determinazioni delle perdite per evaporazione nelle questioni, in cui si tratta di ricercare le portate dei corsi d'acqua, desumendole dalle osservazioni meteorologiche del bacino idrografico in esame. Gli osservatorii non forniscono generalmente che i dati dell'evaporazione *dallo specchio d'acqua e non dal terreno*; mentre una gran parte dell'acqua sottratta al recipiente deve la sua scomparsa, dal bacino, all'evaporazione dal terreno. Entro di questo s'infiltra, durante le piogge, una quantità d'acqua, la quale (per non citare che gli elementi più importanti) è tanto maggiore, quanto più notevoli sono la pioggia caduta e la permeabilità del suolo e quanto meno sensibile è il declivio. Tali lame d'acqua sotterranee, a poco a poco, se non sopraggiungono altre piogge, vanno a sparire, non solo per l'azione dell'effiltrazione nei canali, ma altresì per quella dell'evaporazione. Soltanto finchè ha luogo la pioggia, o fino a poco dopo, può accadere che l'evaporazione abbia luogo da *uno specchio d'acqua*, il quale appartiene a quella sottilissima lama che scorre, o si sofferma, alla superficie. Indi ha luogo l'evaporazione dal terreno; e non è d'uopo spiegare come questa avvenga in circostanze molto diverse da quelle dell'altra.

Alcuni osservatorii hanno perciò degli apparecchi per misurare l'evaporazione da terreni di varia costituzione, con vegetazione o senza. I pluviometri danno l'acqua che piove: la variazione del peso dei cassoni, nei quali trovasi il terreno da sperimentare, dà, tenuto conto dell'acqua piuvuta, la misura di quella evaporata.

Non è facile avere ordinarie osservazioni atmometriche non affette da cause perturbatrici dipendenti dallo strumento o dalla sua collocazione: finora poi è stato addirittura impossibile trarre utilità sensibile dai risultati degli altri evaporimetri, per quante speranze siensi concepite e per quanti sforzi sieno stati fatti onde ricondurli, per mezzo di ingegnose disposizioni, a trovarsi in condizioni simili a quelle della natura. Queste difficoltà hanno fatto sì che siensi accese, rimanendo insolute, le più vive contese in tanti progetti di canali di scolo, di esaurimenti artificiali, di derivazioni d'acqua, di luci di ponti, ecc. Basti accennare alle vivaci discussioni sorte ultimamente a proposito dell'acquedotto di Milano e delle acque del Brembo. Mentre l'illustre prof. Stoppani valutava che il 130 per mille andasse perduto per evaporazione nel percorso di un certo tratto, la Commissione tecnica, nominata dalla Deputazione provinciale di Bergamo, sosteneva che la perdita non toccasse nemmeno il 26 per mille.

Le osservazioni atmometriche, che ora vanno facendosi dalle numerose stazioni meteorologiche governative, con metodi e strumenti che sempre più tendono a essere per-

fezionati e uniformi, varranno tra poco a dare un'idea, almeno approssimata, dell'evaporazione dallo specchio d'acqua in molte regioni italiane. Ma, anche avuto questo materiale, ed ammesso pure che sia tale da potere rappresentare l'evaporazione dagli specchi d'acqua, quali sono in pratica, cioè la cosiddetta evaporazione *lacustre*, non perciò potrà valersene l'ingegnere nella maggior parte dei casi che gli si presentano.

Negli studi di canali di scolo, ad esempio, varranno a determinare la perdita per evaporazione dallo specchio d'acqua dei fossi di ogni specie, ma pel terreno rimarrà l'oscurità: e poichè la superficie di questo supera generalmente il 90 0/10 del totale, il risultato finale sarà sempre troppo incerto.

Da molti, e per gran tempo, è stato ritenuto di potere applicare i dati degli atmometri ordinarii per tutta la superficie del bacino. A dir vero, ero rimasto ancor io sedotto dalla lusinghiera idea che si potesse presto giungere a trarne un utile partito, almeno con procedimenti empirici, ed in tal senso mi ero espresso in uno scrittarello, pubblicato cinque anni or sono. Ma ultimamente è stato provato, in modo che mi sembra inoppugnabile, che, attribuendo a tutta l'area una evaporazione uniforme e pari a quella dello specchio d'acqua, si giunge a valori di evaporazione totale molto più forti del vero. Ciò è risultato chiaramente nei bacini che hanno per unico mezzo di scolo l'azione delle macchine idrofore, le quali si prestano a computi molto più approssimati e più facili di quanto possa aversi nei casi di efflusso naturale.

Il comprensorio dell'ex-lago di Haarlem ha dato luogo recentemente a molti studi. La vasta estensione, la presenza di pluviometri e atmometri disseminati entro il bacino stesso, l'essere le macchine elevatorie delle pompe aspiranti di andamento ben conosciuto, continuamente verificato e giorno per giorno registrato, e la perfetta direzione tecnica, infine, sono tutte circostanze tali da attribuire la maggior fede ai risultati ottenuti. Eppure, la difficoltà intrinseca del problema, unita anche all'esistenza di una forte infiltrazione dall'esterno, hanno impedito di scuoprire una legge sicura sia pure empirica e per quel bacino soltanto.

L'ultimo lavoro pubblicato su questo argomento è quello che trovasi inserito negli *Atti dell'Accademia Reale delle Scienze di Amsterdam* per l'anno 1885. Ne è autore un distintissimo scienziato olandese, l'ing.-capo G. van Dienen, il quale ha tentato una via assai diversa da quella per lo innanzi seguita. Egli ha osservato che la superficie del terreno non evapora per tutta la sua estensione che quando piove, e dopo la pioggia, fino a che l'acqua non è discesa nel suolo al disotto di quella tale profondità, che le impedisce di risalire per capillarità, e mantenere uniformemente bagnata la superficie. Inferiormente a quel livello, che nei terreni del *polder* di Haarlem ritiene a m. 0,32 sotto il piano di campagna, e a m. 0,68 sopra al livello medio delle acque dei fossi di scolo, l'ing. van Dienen nota come non possa aver luogo evaporazione che per l'area, la quale



entro la terra è occupata, su una sezione orizzontale qualunque, dall'acqua, e che ritiene di un terzo della totale. Tale rapporto è un valore medio fra quelli determinati per varie specie di terreno e stati rinvenuti oscillanti fra il 23 e il 44 0/10. A questa superficie *ridotta* egli applica il coefficiente di evaporazione ottenuto dagli atmometri ordinari, mentre calcola a parte l'evaporazione superficiale, e questa vuole proporzionale alla pioggia. Egli distingue fra la *capacità evaporatrice*, rappresentata, per così dire, dal *coefficiente atmometrico*, o evaporazione nell'unità di tempo dall'unità di superficie, e l'*evaporazione effettiva*, che ha luogo dal terreno, solo quando la pioggia gli dà, o gli ha dato, la materia evaporabile. Negli osservatorii, dice l'ing.-capo van Diesen, allorchè l'acqua è finita, se ne versa di nuova; e così si ha ogni giorno una misura di evaporazione. Ma, in natura, se manca un consimile versamento, e se la terra è addirittura secca, a nulla giova che l'osservatorio dia alte cifre di evaporazione.

Sviluppando queste considerazioni e chiamando:

W la superficie dello specchio d'acqua nei canali di ogni specie contenenti le acque proprie del bacino;

L la superficie della terra all'asciutto;

r l'altezza di pioggia caduta in un certo tempo;

u l'altezza di evaporazione da uno specchio d'acqua nello stesso tempo;

U il volume totale evaporato nel tempo medesimo; l'ingegnere van Diesen arriva alla relazione:

$$U = u \left( W + \frac{1}{3} L \right) + \frac{2}{3} x \frac{2}{3} x r L,$$

dove  $x$  è la parte proporzionale della pioggia che ammette si evapori alla superficie.

Ben si vede come si pongano le ipotesi seguenti:

1<sup>a</sup> Che l'area totale vada distinta in due parti;

2<sup>a</sup> Che indipendentemente dalla pioggia evaporino sempre lo specchio d'acqua dei fossi W e quello sotterraneo  $\frac{1}{3} L$ ;

3<sup>a</sup> Che la evaporazione delle altre due terze parti,  $\frac{2}{3} L$ , sia proporzionale alla pioggia, non al coefficiente evaporimetrico  $u$ .

Le prime due ipotesi discendono assai chiaramente dalle premesse. Quanto alla terza, che dà nell'espressione di U il secondo termine, non si ravvisa, a dir vero, una giustificazione molto persuasiva. Non si può negare che la quantità evaporata in un certo tempo debba dipendere anche da  $r$ , ma non si capisce perchè debba essere escluso  $u$ , e parrebbe che la formola empirica destinata a rappresentare l'entità del fenomeno dovesse per quel secondo termine contenere come variabili la  $r$  e la  $u$  insieme e combinate in una tale funzione che divenisse zero allorchè una sola qualunque delle variabili fosse nulla. Difatti, se è vero che non può aversi evaporazione senza *materia da evaporare*, è pur vero che altrettanto accade se non vi ha la *potenza evaporatrice*, numericamente rappresentata da  $u$ ; mentre va osservato che la  $r$  e la  $u$ , se non sono due variabili addirittura indipendenti, pure è lecito di considerarle pressochè come tali. Con quella formola sorgerebbe il timore che in parte si rinnovasse un errore che prima trovavasi commesso in molti progetti: cioè quello di *commisurare* la perdita per evaporazione alla quantità di pioggia caduta, valendosi di un determinato coefficiente di proporzionalità. L'ing. van Diesen cita il fatto che talvolta la evaporazione dallo specchio d'acqua è maggiore durante la pioggia che sotto i raggi del sole a cielo sereno, mentre generalmente si ritiene l'opposto. Sarà benissimo che ciò accada talvolta, ma in ogni modo il coefficiente atmometrico dipende da un grandissimo numero di elementi, fra i quali il valor della pioggia ha effetto, comparativamente, appena sensibile.

Il chiarissimo autore non dissimula le incertezze del problema, ma si compiace, ed a buon diritto, che i risultati nel caso del *polder* di Haarlem ritornino con altri riscontri. Egli ha applicato la sua formola a tre periodi lunghi rispettivamente 2205, 2192 e 386 giorni, e se ne è valso per determinare la quantità media giornaliera della infiltrazione che dall'esterno subisce quel bassissimo bacino.

Ma basteranno queste riprove avute in un solo caso speciale? Oltre che deesi tener presente che *trattasi di lunghissimi periodi*, tutti *al disopra di un anno*. Ora, tranne che a determinare l'infiltrazione dall'esterno, la quale varia solo col dislivello fra le acque esterne e le interne, a che cosa può giovare una regola che vuole così lunghi periodi? Come valersene per determinare le *portate massime*, che nella pratica hanno tanto maggiore interesse delle portate totali corrispondenti a periodi di anni?

Ho troppa temerità certamente nell'esporre questi dubbi, ma non so resistere ad un bisogno, che è quasi direi della coscienza mia, di contribuire per quanto posso a stabilire ciò che vi è di assodato in tali studi. Per ora parmi non sia assicurato altro fatto che la esagerazione dell'evaporazione calcolata supponendo applicabile a tutta la superficie di un comprensorio il coefficiente atmometrico dedotto dallo specchio d'acqua. Un progetto di prosciugamento che si fondasse strettamente su tale base, senza avere largheggiato da altre parti nel predisporre la potenza dei mezzi di scolo, dovrebbe condurre a delusioni fatali.

Ecco l'unico ammaestramento che può accettarsi, e pur troppo è sconsigliato, ma non perciò mi sembra meno utile a tenersi presente. Se nel paese dove più che in ogni altro sono sviluppate le osservazioni meteorologiche e dove la misura delle acque smaltite è tanto comune da formare un capitolo indispensabile per ogni resoconto annuale di qualunque consorzio idraulico, non si è potuto trarre sicuro e generale partito dalle osservazioni atmometriche, e si è dovuto riconoscere la fallacia di metodi già invalsi, ritengo che a più forte ragione dobbiamo guardarcene noi per tutti gli studi di portate di corsi d'acqua.

In un caso solo parmi possano essere di giovamento le osservazioni atmometriche ordinarie, e perciò è su questo che reputo non del tutto inutile il riferire alcune considerazioni che sono sorte nella mia mente in una recente occasione offertami dalla professione. Questo caso è quello dei serbatoi artificiali, che oggi vengono così spesso proposti per fornire l'acqua richiesta dall'agricoltura, dall'industria e dall'igiene.

(Continua).

## COSTRUZIONI STRADALI

### I DUE NUOVI PONTI COSTRUITI SUL MALONE E SULL'ORCO PER LA STRADA PROVINCIALE DA TORINO A MILANO.

Appunti dell'Ing. LANINO LUCIANO.

(Veggansi le Tav. V, VI e VII)

(Continuazione e fine).

19. Volendo applicare il procedimento testè descritto al caso particolare dell'arco, secondo il quale sono foggiate le vòlte dei ponti sull'Orco e sul Malone, considereremo, come è d'uso, una lunghezza di vòlta limitata, nel senso della generatrice, ad un metro, e supporremo diviso in 6 parti eguali l'asse dell'arco, cioè la curva mediana fra quelle di intradosso e di estradosso.

Conducendo per i punti di divisione dell'asse altrettanti piani normali all'asse medesimo, i quali, per la poca di-



versità degli angoli, che misurano l'ampiezza delle due curve, potranno pure considerarsi come normali all'intradosso (\*) e prolungando questi piani fino all'incontro della linea di estradosso; e quivi ripiegandoli verticalmente in alto e protendendoli fino alla superficie superiore limitante il carico della vòlta, avremo divisa la massa totale dell'arco e del sopraccarico in 6 parti, delle quali potremo calcolare esattamente i pesi in funzione degli elementi numerici, che ci sono forniti dalla configurazione geometrica della massa medesima.

Questi elementi sono riassunti nello specchio seguente:

(\*) Nello sviluppo dei calcoli, si terrà tuttavia conto dell'inclinazione effettiva dei giunti, esattamente normali all'intradosso.

ELEMENTI	Curva d'intradosso	Curva d'estradosso	Curva d'asse
$\frac{1}{2}$ corda (c) . . . . .	10 <sup>m</sup> ,00	10 <sup>m</sup> ,5456	10 <sup>m</sup> ,2728
Saetta (f) . . . . .	2 <sup>m</sup> ,20	2 <sup>m</sup> ,06	2 <sup>m</sup> ,13
Raggio ( $r = \frac{c^2 + f^2}{2f}$ ) . . . . .	23 <sup>m</sup> ,8273	28 <sup>m</sup> ,0226	25 <sup>m</sup> ,835
Angolo colla verticale del raggio, condotto alla linea d'imposta ( $\sin \varphi = \frac{f}{r}$ ) . . . . .	24° 48' 53" .28	22° 6' 22" .38	23° 25' 48" .60
$\frac{1}{2}$ sviluppo (s) . . . . .	10 <sup>m</sup> ,32	"	10 <sup>m</sup> ,565
Sviluppo parziale fra due sezioni ( $l = \frac{s}{6}$ ) . . . . .	1 <sup>m</sup> ,72	"	1 <sup>m</sup> ,761
Grossezza dell'arco alla chiave		$e = 1,04$	
" " alla imposta		$e' = 1,30$	

20. — Se ora si riferisce ciascuna delle due curve, d'asse e di estradosso, ad un sistema proprio di assi coordinati ortogonali, così disposti, che l'uno (quello delle ordinate) segua all'ingiù la direzione verticale del giunto di chiave, e l'altro (quello delle ascisse) coincida colla tangente (oriz-

zontale) alla curva, nel punto culminante di questa, si possono determinare le coordinate dei punti d'incontro di ciascuna curva colle linee di giunto, o sezioni dell'arco; i valori di queste coordinate sono registrati qui appresso:

N° d'ordine dei giunti o sezioni	CURVA D'ASSE			CURVA D'ESTRADOSSO		
	Angoli $\omega$	Ascisse $\alpha = \rho \sin \omega$	Ordinate $\beta = \rho(1 - \cos \omega)$	Angoli $\Psi$	Ascisse $R \sin \Psi$	Ordinate $R(1 - \cos \Psi)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0	0° 0' 0"	0,00	0,00	0° 0' 0"	0,00	0,00
1	3° 54' 18". 10	1,76	0,06	3° 40' 13". 85	1,79	0,06
2	7° 48' 36". 20	3,51	0,24	7° 20' 36". 29	3,58	0,23
3	11° 42' 54". 30	5,25	0,54	11° 1' 57". 98	5,36	0,52
4	15° 37' 12". 40	6,96	0,95	14° 42' 21". 16	7,11	0,91
5	19° 31' 30". 50	8,63	1,49	18° 23' 59". 22	8,85	1,43
6	23° 25' 48". 60	10,27	2,13	22° 6' 22". 38	10,55	2,06

NB. I valori consegnati nella colonna (3) servono al calcolo delle distanze  $d$ , che figurano nella successiva Tabella A); quelli della colonna (4) entrano come fattori nelle espressioni dei momenti di flessione, esposte nella Tabella B); quelli delle colonne (6) e (7) servono al calcolo delle aree A, che rappresentano i pesi (Tabella A)).

21. — Dobbiamo ora procurarci i valori dei pesi, che gravitano sopra i successivi giunti dell'arco.

Assumendo per unità il peso  $\pi$  del metro cubo della muratura, che può ritenersi, in media, di chilogrammi 2200, tanto per la parte in mattoni (vòlta), quanto per quello in pietrame (rinfiacco), ed applicando, per semplicità di calcolo, e con ipotesi favorevole alla stabilità, questo stesso valore al peso del metro cubo del carico permanente, costituito da materie ghiaiose consolidate, e limitato superiormente dal piano stradale, che passa a metri 0,46 sopra il colmo dell'estradosso; e rappresentando finalmente coll'ulteriore altezza di  $\frac{600}{2200} = 0^m,27$  il sopraccarico accidentale, supposto di chilogr. 600 per metro quadrato di via, la linea superiore di carico resta determinata dalla orizzontale  $\overline{HK}$  condotta all'altezza  $\overline{CH} = 0,73$  sopra la chiave dell'estradosso; l'area  $\overline{BH H_n C_n B_n}$ , risulta proporzionale al peso  $P_n$  complessivo delle porzioni d'arco, di carico e di sopraccarico, che gravitano sul giunto corrispondente inferiore  $B_n C_n$ , ed il suo valore numerico A vale  $\frac{P_n}{\pi}$ .

Tanto il valore di quest'area, quanto la posizione del suo centro di gravità (o, più semplicemente, della verticale,

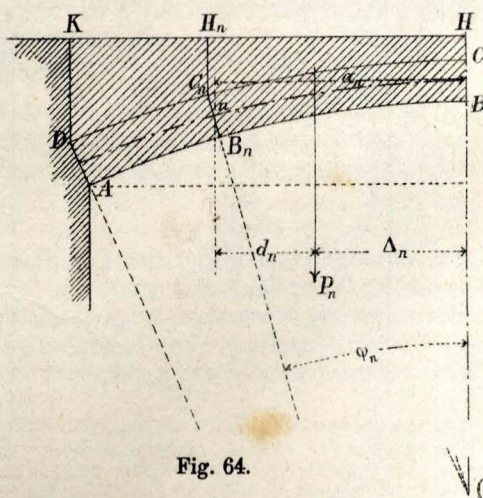


Fig. 64.

che passa per questo centro) rispetto al centro di figura  $n$  del giunto  $B_n C_n$ , si ottengono esattamente dalla considerazione del trapezio  $\overline{O H H_n C_n}$  e del settore  $\overline{O B B_n}$  e dei rispettivi momenti di queste due figure rispetto alla verticale  $\overline{O H}$  (fig. 64).

Si forma così la seguente



TABELLA A) delle aree che rappresentano i pesi, e dei loro momenti.

N° d'ordine dei giunti	Aree $A = \frac{P}{\pi}$	Distanze dei centri di gravità delle aree A		Momenti delle aree A rispetto ai centri di figura dei giunti $(A \times d)$
		dalla verticale passante per la chiave dell'arco ( $\Delta$ )	dai centri di figura dei giunti $d = (\alpha - \Delta)$	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	3,18	0,89	0,87	2,77
2	6,58	1,84	1,67	10,99
3	10,41	2,78	2,47	25,71
4	14,92	3,81	3,15	47,00
5	20,32	4,91	3,72	75,59
6	26,74	6,04	4,23	113,11

22. Possiamo ora comporre le espressioni del momento di flessione  $M_n$ , della pressione normale  $N_n$  e dello sforzo di taglio  $S_n$ , per tutti i giunti o sezioni considerate, applicando le formule (8) (9) e (10) e mantenendo la semplificazione di calcolo, già adottata nel determinare i momenti dei pesi  $P_n$ , e consistente nel supporre divisi per  $\pi = 2200$  i valori delle forze; per cui i valori numerici, che troveremo in seguito per le incognite  $M$  e  $Q$ , e per le altre quantità analoghe  $M_n N_n$  ed  $S_n$ , dovranno poi da ultimo moltiplicarsi per questo fattore  $\pi = 2200$ , che provvisoriamente consideriamo eguale ad 1.

La seguente Tabella (B) riassume i risultati della applicazione delle formule (8), (9) e (10) alle singole sezioni trasversali dell'arco.

TABELLA B) dei momenti di flessione, delle pressioni normali e degli sforzi di taglio, espressi in funzione delle incognite M e Q.

N° d'ordine dei giunti	Inclinazione dei giunti alla verticale $\phi$	Momenti di flessione $M_n = M - Q\beta + P_n d_n$	Pressioni normali $N_n = P_n \sin \phi + Q \cos \phi$	Sforzi di taglio $S_n = P_n \cos \phi - Q \sin \phi$
0	0° 0' 0"	$M_0 = M$	$N_0 = Q$	$S_0 = 0$
1	4° 8' 88"	$M_1 = M - 0,06 \cdot Q + 2,77$	$N_1 = 0,2293 + 0,9974 \cdot Q$	$S_1 = 3,1717 - 0,0721 \cdot Q$
2	8° 16' 17".76	$M_2 = M - 0,24 \cdot Q + 10,99$	$N_2 = 0,9466 + 0,9896 \cdot Q$	$S_2 = 6,5115 - 0,1439 \cdot Q$
3	12° 24' 26".64	$M_3 = M - 0,54 \cdot Q + 25,71$	$N_3 = 2,2367 + 0,9766 \cdot Q$	$S_3 = 10,1669 - 0,2149 \cdot Q$
4	16° 32' 35".52	$M_4 = M - 0,95 \cdot Q + 47,00$	$N_4 = 4,2483 + 0,9586 \cdot Q$	$S_4 = 14,3024 - 0,2847 \cdot Q$
5	20° 40' 44".40	$M_5 = M - 1,49 \cdot Q + 75,59$	$N_5 = 7,1757 + 0,9356 \cdot Q$	$S_5 = 19,0110 - 0,3531 \cdot Q$
6	24° 48' 53".28	$M_6 = M - 2,13 \cdot Q + 113,11$	$N_6 = 11,2224 + 0,9077 \cdot Q$	$S_6 = 24,2711 - 0,4197 \cdot Q$

23. — Per ultimo, dobbiamo procurarci i valori delle aree  $\Omega_n$  delle singole sezioni di giunto e quelli dei rispettivi momenti d'inerzia  $I_n$ . Siccome noi consideriamo una lunghezza di volto eguale all'unità, così rappresentando con  $b_n$  l'altezza di un giunto qualunque, avremo:

$$\Omega_n = b_n \times 1$$

$$I_n = \frac{b_n^3 \times 1}{12}$$

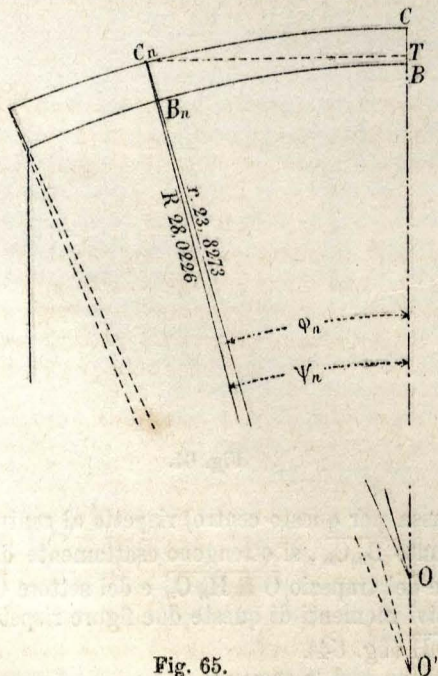


Fig. 65.

Il valore di:

$$b_n = \overline{B_n C_n} = (\overline{O C_n} - r) \quad (\text{vedi fig. 65})$$

si ottiene facilmente ed in modo esatto, per qualsiasi giunto, combinando insieme le due relazioni:

$$\overline{C_n T} = R \sin \psi_n$$

$$\overline{C_n T} = (r + b_n) \sin \phi_n$$

dalle quali ricavasi:

$$b_n = R \frac{\sin \psi_n}{\sin \phi_n} - r.$$

Segue la

TABELLA C) delle aree  $\Omega$  delle sezioni di giunto e dei relativi momenti d'inerzia  $I$ .

N° d'ordine dei giunti	Aree $\Omega = b \times 1,00$	Momenti d'inerzia $I = \frac{b^3}{12}$	N° d'ordine dei giunti	Aree $\Omega = b \times 1,00$	Momenti d'inerzia $I = \frac{b^3}{12}$
0	$\Omega_0 = 1,040$	$I_0 = 0,093751$	4	$\Omega_4 = 1,156$	$I_4 = 0,128734$
1	$\Omega_1 = 1,047$	$I_1 = 0,095644$	5	$\Omega_5 = 1,221$	$I_5 = 0,151693$
2	$\Omega_2 = 1,069$	$I_2 = 0,101801$	6	$\Omega_6 = 1,300$	$I_6 = 0,183083$
3	$\Omega_3 = 1,099$	$I_3 = 0,110614$			

24. Sostituendo nelle formule (6) e (7) le espressioni di  $M_n, M_1, M_2, \dots$  e quelle di  $N_0, N_1, N_2, \dots$  date dalla Tabella (B) ed i valori di  $\Omega_0, \Omega_1, \Omega_2, \dots$  e di  $I_0, I_1, I_2, \dots$  registrati nella Tabella (C), si ha:

$$\sum \frac{M^2}{I} = \frac{1}{3} (155,67 M^2 - 92,44 \times 2 M Q + 4602,80 \times 2 M + 109,17 Q^2 - 5540,45 \times 2 Q + 259955,20)$$

$$\sum \frac{N^2}{\Omega} = \frac{1}{3} (15,16 Q^2 + 47,45 \times 2 Q + 1188,76)$$



Ricomponendo, con queste due espressioni in M e Q, la formula generale del lavoro di deformazione dell'arco, si ha:

$$L = \frac{1.761}{2E} \frac{1}{3} (155.67 M^2 - 92.44 \times 2 M Q + 4602.80 \times 2 M + 124.33 Q^2 - 5493 \times 2 Q + 261143.96). \quad \dots(12)$$

Facendo le *derivate* di questa espressione, rispetto alle due incognite M e Q, ed eguagliandole a zero, si ottengono le due equazioni:

$$\begin{aligned} 155.67 M - 92.44 Q + 4602.80 &= 0 \\ -92.44 M + 124.33 Q - 5493.00 &= 0 \end{aligned}$$

dalle quali ricavasi:

$$\begin{aligned} M &= -5.97 \\ Q &= 39.74. \end{aligned}$$

Il valore di M risultando negativo, se ne conclude che la spinta orizzontale alla chiave dell'arco è applicata al di sopra della metà del giunto.

25. Conoscendosi ora i valori numerici di M e di Q, si possono determinare, mediante le funzioni di queste due

quantità registrate nella Tabella (B), i valori numerici dei momenti di flessione, delle pressioni normali, e degli sforzi di taglio per tutte le sezioni dell'arco, che si sono prese a considerare.

Dividendo poi i momenti di flessione per le pressioni normali corrispondenti, si ottengono le distanze dai centri di figura delle sezioni ai punti d'applicazione delle rispettive pressioni, e si trovano così i punti di passaggio della *curva delle pressioni* nei singoli giunti.

Finalmente, si otterranno i valori della pressione massima e minima, alle estremità di ciascun giunto, mediante la formula:

$$K = \frac{N_n}{Q_n} \pm \frac{M_n}{I_n} \times \frac{b_n}{2} \quad \dots(13)$$

la quale esprime l'ipotesi che, nella deformazione dell'arco, ogni sezione trasversale si conservi piana e normale all'asse.

Nel fare questi calcoli, occorre tener conto del fattore  $\pi = 2200$ , del quale si è fatto sin qui astrazione, e che rappresenta il peso medio del metro cubo della muratura.

I risultati finali sono registrati nel seguente quadro:

N° d'ordine dei giunti	Momenti di flessione in chilogrammi	Pressioni normali in chilogrammi	Sforzi di taglio in chilogrammi	Distanze dei centri di pressione dai centri di figura	Pressione per m. q. (in chilogrammi)	
					all' intradosso	all' estradosso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0	$M = -5.97 \times 2200 = -13134$	$Q = 39.74 \times 2200 = 87428$	$S_0 = 0$	m. -0,15	11176	156948
1	$M_1 = -5,58 \times 2200 = -12276$	$N_1 = 39,87 \times 2200 = 87714$	$S_1 = 0,31 \times 2200 = 682$	-0,14	16566	150986
2	$M_2 = -4,52 \times 2200 = -9944$	$N_2 = 40,27 \times 2200 = 88594$	$S_2 = 0,79 \times 2200 = 1738$	-0,11	31658	134178
3	$M_3 = -1,72 \times 2200 = -3784$	$N_3 = 41,04 \times 2200 = 90288$	$S_3 = 1,63 \times 2200 = 3586$	-0,04	63228	101068
4	$M_4 = +3,28 \times 2200 = +7216$	$N_4 = 42,38 \times 2200 = 93236$	$S_4 = 2,99 \times 2200 = 6578$	+0,08	113058	48246
5	$M_5 = +10,41 \times 2200 = +22902$	$N_5 = 44,35 \times 2200 = 97570$	$S_5 = 4,98 \times 2200 = 10956$	+0,23	169004	-9126
6	$M_6 = +22,49 \times 2200 = +49478$	$N_6 = 47,29 \times 2200 = 104038$	$S_6 = 7,60 \times 2200 = 16720$	+0,47	255662	-95590

26. Esaminando le risultanze di questo quadro, si scorge:

a) (colonna 5<sup>a</sup>). Che la spinta orizzontale, alla chiave dell'arco, risulta applicata a poco meno dei  $2/3$  del giunto, partendo dall'intradosso;

b) (id.). Che la curva delle pressioni si mantiene dentro il *terzo medio* dell'arco, dalla chiave fin presso al penultimo giunto considerato, dove essa ne esce per avvicinarsi all'intradosso, dal quale, nel giunto d'imposta, essa più non dista che di m. 0,18, cioè di  $1/7$  circa dell'altezza del giunto. (Questi due primi risultati concorderebbero colle conclusioni di Dupuit, accennate al N. 9 del presente paragrafo);

c) (colonna 6<sup>a</sup>). Che la pressione massima, la quale si verifica, come era prevedibile, all'intradosso del giunto d'imposta, risulta di chilogrammi 25,56 per centimetro quadrato, valore certamente molto elevato, ma tuttavia compatibile col grado di resistenza stato sperimentato nei materiali adoperati alla costruzione della *vôlta*, i quali non si infransero che sotto un carico dieci volte superiore per i mattoni isolati, e sei volte maggiore per i mattoni stessi sovrapposti con interposizione di malta (v. Cap. IV, N. 3);

d) (colonna 7<sup>a</sup>). Che, presso l'imposta, la pressione diventa negativa, cioè si converte in tensione, la qual cosa non deve sorprendere, sapendosi come, negli archi in muratura molto depressi, si producano quasi sempre, presso alle imposte, piccole screpolature, le quali, partendo dall'estradosso, si internano più o meno nella *vôlta*, senza tuttavia comprometterne la stabilità (\*). Anche ai ponti sull'Orco e

sul Malone si manifestarono indizi di tali fessure, accompagnati da alcune leggiere scrostature superficiali nelle teste dei mattoni situati all'intradosso, che furono poi rimossi e sostituiti con altri;

e) (colonna 4<sup>a</sup>). Che il massimo sforzo di taglio S si verifica nel giunto d'imposta, in chilogrammi 16720. La pressione normale N risultando ivi di chilogrammi 104038, se poniamo l'equazione:

$$n S = f N$$

nella quale n è il coefficiente di stabilità, ed f il coefficiente d'attrito, che, per la muratura dell'arco, spianata con speciale diligenza, assumeremo eguale a soli 0,60, troviamo:

$$n = 3,8.$$

Occorrerebbe quindi (senza tener conto della resistenza di coesione) uno sforzo tangenziale circa quattro volte maggiore dell'effettivo, per provocare lo scorrimento nel giunto.

27. Il Castigliano, nelle applicazioni da esso fatte della sua teoria alle *vôlte murarie*, volle anche determinare il

dimostrano che quivi una parte della grossezza dell'arco rimane inerte, per cui bisognerebbe correggere i risultati ottenuti per i giunti 5 e 6, sostituendo in questi all'*estradosso reale* un'altra curva di *estradosso virtuale*, la cui posizione si potrebbe determinare per via di approssimazioni successive, cercando anzitutto, per ciascuno dei suddetti giunti, il valore di b che nella formula (13) corrisponde a  $K = 0$ , e rifacendo quindi da capo tutti i calcoli determinativi delle quantità M, Q,  $M_s$ ,  $M_e$ ,  $N_s$ ,  $N_e$ , in base ai nuovi valori di  $b_s$ ,  $b_e$ ,  $Q_s$ ,  $Q_e$ ,  $I_s$ , ed  $I_e$ ; e ripetendo, ove occorra, la prova tanto che basti.

Ci è sembrato sufficiente, per lo scopo della presente Memoria, l'accennare semplicemente a questa ripresa del procedimento analitico, senza svilupparlo.

(\*) Le screpolature, manifestatesi verso l'estradosso presso le imposte,



coefficiente medio E di compressibilità della muratura, servendosi della formola:

$$y_0 = \frac{l}{E} \left( \frac{1}{3} \sum \frac{M_n}{I_n} \alpha_n + \frac{1}{3} \sum \frac{N_n}{\Omega_n} \sin \omega_n \right) \quad (14)$$

nella quale  $y_0$  rappresenta l'abbassamento dell'arco sotto il disarmo, cioè lo spostamento verticale che, nella corrispondente deformazione dell'arco, subisce il centro di figura della sezione di chiave; le notazioni  $M_n, N_n, \Omega_n, I_n, l, \alpha_n, \omega_n$ , hanno qui gli stessi significati rispettivamente loro attribuiti nelle formole e nelle tabelle precedenti, con questa differenza per altro, che il momento di flessione  $M_n$  e la pressione normale  $N_n$  in una sezione qualunque  $n$ , si riferiscono, non più allo stato definitivo della costruzione, completato coll'aggiunta del carico permanente e del sopraccarico accidentale, ma bensì alla condizione transitoria, nella quale l'arco si trova al momento del disarmo; per cui, essendo in questo caso più piccoli i valori correlativi dei pesi  $P_n$  e della spinta orizzontale  $Q$ , anche i valori di  $M_n$  e di  $N_n$ , che sono funzioni di queste forze, risultano minori di quelli consegnati nel quadro finale del N. 25.

Rifacendo i calcoli nell'ipotesi testè accennata, e sostituendo nella formola (14) i nuovi valori risultanti per  $M_n$  ed  $N_n$  nelle singole sezioni dell'arco, coll'avvertenza

che, nello sviluppo delle funzioni  $\sum \frac{M_n}{I_n} \alpha_n$  e  $\sum \frac{N_n}{\Omega_n} \sin \omega_n$ ,

i due termini  $\frac{M_0}{I_0} \alpha_0$  ed  $\frac{N_0}{\Omega_0} \sin \omega_0$  scompaiono per essere  $\alpha_0 = 0$  e  $\sin \omega_0 = 0$ ; e sostituendo infine nella formola stessa il valore di  $y_0$  misurato direttamente all'atto del disarmo, se ne ricava il valore di E, cioè del coefficiente medio di compressibilità della curvatura dell'arco.

Ma questo valore non può essere accettato senza riserva; o, per lo meno, esso non sembra potersi egualmente applicare alle condizioni ulteriori dell'arco dopo il suo assettamento; e ciò per la ragione che, disarmandosi ordinariamente le volte, quando le malte non hanno ancor fatta presa, e quindi conservano un certo grado di pastosità, queste, sotto l'azione delle pressioni, che si sviluppano durante il disarmo, non si mantengono assolutamente ferme a posto, e possono rifluire parzialmente a completare l'otturamento degli interstizi, imperfettamente con esse riempiti all'atto della costruzione; dal che nascono complicazioni, le quali rendono meno attendibile il risultato del calcolo dianzi accennato.

28. Verificate così le condizioni della stabilità propria dell'arco, rimangono da esaminarsi quelle dei suoi piedritti.

Nei sostegni intermedi, o *pila*, è da considerarsi soltanto la resistenza alla pressione verticale, poichè le arcate adiacenti, coi relativi carichi, sono, rispetto a questi piedritti, in condizioni di simmetria perfetta, e l'influenza dei sopraccarichi eventuali, inegualmente distribuiti sopra di esse, è trascurabile di fronte al peso proprio della costruzione; per cui non possono prodursi squilibri apprezzabili nelle due spinte laterali ed opposte.

Il peso totale, che gravita sulla base di una pila, nel suo piano di distacco dalla fondazione, e che si compone del peso proprio del piedritto e di quelli delle due mezze arcate adiacenti, coi relativi carichi permanenti, e compreso il *maximum* del sopraccarico accidentale, risulta di chilogrammi 1229580 (1); esso si distribuisce sopra una superficie di mq. 22,40, e corrisponde così a chilogrammi 5,49

(1) Questo peso si riferisce al ponte sull'Orco, dove è maggiore l'altezza delle pile dalla risega di fondazione al piano d'imposta degli archi, le altre dimensioni essendo identiche nei due ponti.

per centimetro quadrato; tutte queste cifre si riferiscono alla sola parte rettangolare della pila, essendosi fatta astrazione dai rostri nel considerare tanto il peso, quanto la superficie di base.

Il risultato è evidentemente rassicurante, specialmente nelle ottime condizioni di resistenza sperimentate nei mattoni, coi quali le pile vennero costruite.

Al piano di sovrapposizione della muratura in calcestruzzo sulle palafitte di fondazione, il peso complessivo della pila (compresi i rostri) e dei carichi ond'essa è gravata, risulta di chilogrammi 1513361 (1), e distribuendosi sopra una superficie di mq. 55 circa, corrisponde a soli chilogr. 2,75 per centimetro quadrato.

29. Nei piedritti estremi, o *spalle*, occorre considerare non solo la resistenza alla pressione verticale, ma anche quelle al rovesciamento per rotazione ed allo scorrimento orizzontale.

Il peso complessivo della spalla sopra fondazione e della mezza arcata adiacente, coi relativi carichi e sopraccarichi, è di chilogrammi 1133936, e la superficie della sezione orizzontale di stacco della spalla stessa dalla sua fondazione è di mq. 44, intendendosi queste due cifre limitate entrambe alla porzione di spalla, che rimane compresa fra i due piani verticali e paralleli determinati dalle fronti degli archi.

La pressione verticale, che si trasmette alla base della spalla nel piano della risega di fondazione (esclusa la sporgenza di questa), risulta quindi di chilogrammi 2,58 per centimetro quadrato, cioè minore della metà di quella trovata per le pile; ed un risultato analogo si avrebbe per la pressione trasmessa alla base della fondazione in calcestruzzo.

30. Per verificare la stabilità della spalla contro la spinta orizzontale  $Q$  prodotta dall'arcata adiacente, cerchiamo quale sia il minimo multiplo di  $Q$ , capace di rompere l'equilibrio del sistema, provocando lo scorrimento del piedritto nel piano della sua sezione più pericolosa, ovvero la rotazione di esso intorno allo spigolo esterno della sua base (vedi la fig. 66 nel testo).

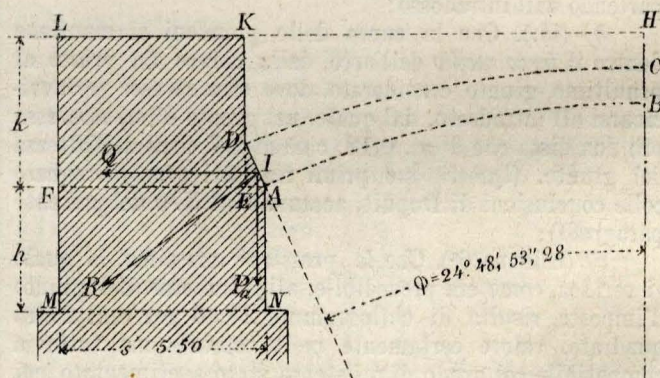


Fig. 66.

31. Considerando in primo luogo il caso del rovesciamento, le forze sollecitanti sono:

a) La pressione  $R$  risultante sul giunto d'imposta, e quivi applicata nel punto I, la cui posizione venne determinata ai precedenti N. 25 e 26; questa pressione si risolve nelle due componenti  $Q$  e  $P_a$ , la prima delle quali (spinta orizzontale dell'arco) agisce, rispetto all'asse di rotazione

(1) Questo risultato si riferisce al Malone, dove il peso risulta maggiore per la maggior altezza del basamento in calcestruzzo.



**M**, con braccio eguale ad  $(h + \overline{AI} \cos \phi)$ ; la seconda (peso della mezz'arcata col relativo carico e sopraccarico) agisce con braccio eguale ad  $(s - \overline{AI} \sin \phi)$ , essendo  $s$  la grossezza della spalla ed  $h$  la sua altezza compresa fra la risega di fondazione e l'imposta dell'arco; il valore di  $Q$  venne determinato al N. 24; quello di  $P_a$  è rappresentato dall'area  $A_6$  della tabella (A) del N. 21;

b) Il peso  $P_s$  della spalla e del corrispondente sopraccarico; il quale (trascurando, per maggior semplicità di calcolo, il piccolo prisma triangolare  $ADE$ ) si compone di due parti, cioè:  $FAMN = (s \times h)$ , che agisce con

braccio  $\frac{s}{2}$ , ed  $FELK = (s - \overline{AD} \sin \phi) k$ , che agisce

con braccio  $\frac{s - \overline{AD} \sin \phi}{2}$ .

L'equazione di equilibrio fra i momenti di queste forze, introducendo la considerazione di un *multiplo* di  $Q$ , per la stabilità dell'equilibrio stesso, è pertanto la seguente:

$$n Q (h + \overline{AI} \cos \phi) = P_a (s - \overline{AI} \sin \phi) + \frac{s^2 h}{2} + \frac{(s - \overline{AD} \sin \phi)^2}{2} k.$$

onde ricavasi:

$$n = \frac{2 P_a (s - \overline{AI} \sin \phi) + s^2 h + (s - \overline{AD} \sin \phi)^2 \cdot k}{2 Q \cdot (h + \overline{AI} \cdot \cos \phi)}$$

Nel nostro caso, sostituendo i valori numerici:

$$\begin{aligned} P_a &= 26.74 & s &= 5.50 & AD &= 1.30 \\ Q &= 39.74 & h &= 3.20 (*) & AI &= 0.18 \\ \phi &= 24^\circ, 48', 53'', 28 & k &= (f + e + 0.73) = 3.97 \end{aligned}$$

si trova:  $n = 1.63$

cioè la stabilità della spalla, per rapporto al rovesciamento, risulterebbe garantita contro una spinta ipotetica, il cui valore superasse di circa due terzi quello della spinta effettiva.

Il valore, testè trovato per  $n$ , può forse apparire alquanto scarso, se lo si confronta colle indicazioni, che si trovano in alcuni trattati e prontuarii. Così ad esempio lo Scheffler consiglia, per questo coefficiente  $n$ , valori variabili, secondo i casi, fra 2 e 3; ma poi registra nelle stesse tavole, dalle quali sembra aver tratti gli elementi per tale conclusione, diversi esempi di ponti esistenti da lungo tempo, nei quali il valore di  $n$  non solo discende molto al di sotto del *minimum* ch'egli propone, ma si avvicina quasi all'unità. Fra i suddetti esempi, ve ne sono tre, che, per le condizioni loro, hanno analogia col nostro caso, come si scorge dal seguente specchietto comparativo:

PONTI	Costruttori	Data della costruzione	Corda $2c$	Saetta $f$	Rapporto $\frac{f}{2c}$	Grossezza della vòlta		Grossezza delle spalle $s$	Spinta orizzontale $\frac{Q}{\pi}$	Valore del coefficiente $n$
						alla chiave $e$	all'imposta $e'$			
Ponte sull'Oise a Pont St-Maxence.	Perronet	1784	23.40	2.11	0.09	1.46	1.46	5.85	45.95	1.31
Ponte sul Loing a Nemours . . . . .	Perronet e Boistard	1805	16.25	0.97	0.06	0.97	0.97	5.20	29.57	1.13
Ponte sull'Ougnon a Pesme . . . . .	Bertrand	1772	14.14	1.23	0.087	1.23	1.23	4.03	20.07	1.49
Ponti sull'Orco e sul Malone . . . . .	—	1886	20.00	2.20	0.111	1.04	1.30	5.50	39.74	1.63

32. La sezione orizzontale della spalla, nella quale potrebbe avvenire più facilmente lo scorrimento della parte superiore sull'inferiore, per effetto della spinta orizzontale dell'arcata adiacente, è evidentemente quella, che corrisponde alla base dei cuscinetti d'imposta, cioè a m. 0,36 sotto la linea di distacco della vòlta in mattoni dai cuscinetti stessi.

L'attrito, che quivi si oppone a tale scorrimento, è espresso da  $f(P_a + P'_s)$  essendo:

$P_a$  il solito peso della mezza-arcata (compreso il sopraccarico);

$P'_s$  il peso proprio della porzione di spalla, che trovasi al disopra del piano di scorrimento, coll'aggiunta del relativo sopraccarico;

$f$  il coefficiente d'attrito, che, per la muratura della spalla, assai meno regolarmente spianata, si può assumere eguale o per lo meno prossimo all'unità.

Ponendo quindi l'equazione

$$m Q = f(P_a + P'_s)$$

e sostituendo i valori numerici, troviamo:

$$m = 1.20$$

valore più che sufficiente per la stabilità dell'opera, quando si consideri che, nello esprimere le condizioni d'equilibrio, si è fatto del tutto astrazione dalla coesione delle malte, dalla contospinta delle terre e dalla presenza dei muri di ritorno a tergo della spalla.

NOTA.

**Sul rifiuto dei pali.**

(Vedi Cap. V, N. 2).

Nelle costruzioni fondate su palafitte in legname, ha molta importanza, per la stabilità e per l'economia dell'opera, la determinazione preventiva del numero e delle dimensioni dei pali, in relazione al carico totale, che essi devono sorreggere, ed al *rifiuto relativo* della loro infissione, che è quella quantità lineare piccolissima, della quale il palo affonda ancora nel terreno sotto la percossa del maglio, al momento in cui se ne cessa la battitura, regolata da condizioni determinate di peso della massa percuziente e di altezza della sua caduta.

Nei Capitolati d'appalto, si suole quasi sempre prestabilire questo *rifiuto*; ma spesso avviene che, senza aver prima istituito alcun espe-

(\*) Questo valore di  $h$  corrisponde al ponte sull'Orco, dove essendo maggiore tale altezza, le spalle si trovano in condizione meno favorevole.



rimento di prova, si prefiggano per esso limiti troppo rigorosi, i quali poi all'atto pratico non si possono raggiungere senza sfiarare e indebolire e talvolta anche spaccare i pali; e quando, per evitare questi inconvenienti, si arresta la battitura prima di aver raggiunto il limite fissato, l'esecutore dell'opera rimane incerto sulla sufficienza del numero dei pali determinato dall'autore del progetto.

Le accennate prescrizioni dei Capitolati sono poi in generale assai variabili, tantochè quello stesso limite di rifiuto, che trovasi in alcuni di essi riferito ad un solo colpo del maglio, figura in altri per una intera serie di 10, di 20 e perfino 30 colpi.

Queste dissomiglianze si spiegano in parte colla varietà delle formole, che si trovano nei manuali pratici, alcune delle quali, applicate a casi identici, conducono a risultati molto diversi; ma avviene altresì che di queste formole si faccia talvolta un uso meno razionale, invertendo i termini della questione, che la formola è destinata a risolvere.

Importa quindi di farsi un concetto chiaro e preciso del problema, il quale è d'altronde semplicissimo, e consiste nel determinare il numero e le dimensioni dei pali occorrenti a sorreggere una data costruzione, in funzione del peso di questa, che è dato dal progetto, e della resistenza, che il terreno oppone alla penetrazione, la quale si deve determinare sperimentalmente, caso per caso, infiggendo pali di prova.

Il problema è risolto nel senso dell'equilibrio semplice, quando siasi ripartito il peso proprio della costruzione e quello dei sopraccarichi eventuali in modo che sopra ciascun palo graviti un carico non eccedente il limite di resistenza del legno, e tale che, aumentato del peso proprio del palo stesso, risulti non superiore alla resistenza opposta dal terreno.

Il problema stesso è poi risolto praticamente quando il carico, come sopra determinato, siasi convenientemente ridotto, in modo da assicurare non solo lo stato momentaneo dell'equilibrio, ma ancora la durevole stabilità di questo.

La resistenza, che il terreno oppone all'affondamento di un palo, varia in generale colla profondità di esso, e nei casi ordinari cresce con questa; è dimostrato dall'esperienza che tale aumento di resistenza è indipendente, o non dipende che in minima parte dall'attrito laterale delle terre contro la superficie del palo, ed è invece essenzialmente dovuto alla maggior compattezza, che il terreno va acquistando col crescere della profondità, per la pressione crescente esercitata dagli strati superiori. È superfluo avvertire che qui intendiamo di fare astrazione da quei casi speciali e tuttavia non infrequenti, nei quali, per eccezionali condizioni costitutive del terreno, si incontrano, a profondità anche ragguardevoli, strati assai meno resistenti di quelli che li precedono; poichè, in questi terreni, alle fondazioni su palafitte in legname, la cui lunghezza non può oltrepassare certi limiti, si devono sostituire altri sistemi più adatti a raggiungere un appoggio stabile a profondità considerevoli, attraversando gli strati meno resistenti.

Qui ci limitiamo a considerare il caso, più comune, di un terreno posto nelle condizioni ordinarie di un alveo di fiume o di torrente, costituito da materie incompressibili, quali sono le ghiaie e le sabbie, e non escavabile dalle acque che a profondità limitate: in questi casi le palificate sogliono adoperarsi, come si fece appunto per i due ponti contemplati nella presente Memoria, non per la necessità di procurare alle fondazioni una base più resistente alla pressione verticale, ma unicamente per metterle al coperto dagli scalzamenti superficiali del fondo. In un terreno di questa natura, l'affondamento di un palo procederà dapprima, sotto le percosse del maglio, con facilità, la quale andrà man mano scemando, fino a ridurre la penetrazione del palo a pochi centimetri per ogni serie o *volata* di un numero più o meno grande di colpi.

Quando si è raggiunto questo limite, conviene talvolta sospendere la battitura e lasciare per qualche tempo il palo in riposo; ripresa l'operazione, se non si ottiene un affondamento maggiore, si può ritenere di aver raggiunto un rifiuto sufficiente; tuttavia, ove si tratti d'un palo di prova, converrà sempre proseguire la battitura, per accertarsi della possibilità o meno di ridurre il rifiuto ad un limite minore (senza guastare il palo) e rendersi conto della maggiore spesa occorrente per ciò ottenere; e così poter verificare, mediante opportuni confronti, se non torni invece più conveniente, per l'economia della spesa, l'ammettere un rifiuto meno rigoroso, diminuendo proporzionatamente il carico sui singoli pali, coll'aumentare d'alquanto il numero di questi.

Il rapporto fra il carico, di cui si può gravare un palo in modo permanente, ed il rifiuto al quale venne arrestata la sua infissione, si può determinare analiticamente col seguente procedimento.

Chiamando  $Q$  il carico sul palo e  $p$  il peso proprio di quest'ultimo, la resistenza verticale opposta dal terreno alla penetrazione sarebbe rappresentata da  $(Q + p)$ ; ma siccome il valore di  $p$  è in generale piccolissimo e trascurabile in confronto di quello del carico  $Q$ , così si può assumere questa stessa quantità  $Q$ , quale rappresentante ad

un tempo e il limite di carico sovrapponibile e la reazione o resistenza del terreno.

Rappresentiamo ancora

con  $P$  il peso del maglio;

»  $h$  l'altezza della sua caduta;

»  $e$  il rifiuto relativo del palo, cioè il suo affondamento sotto l'ultimo colpo del maglio;

»  $g$  la gravità terrestre.

La massa del maglio, cadendo dall'altezza  $h$ , acquista la velocità  $\sqrt{2gh}$  e la forza viva  $\frac{P}{g} \times 2gh$ ; subito dopo la percossa, il sistema composto dal maglio e dal palo scende verticalmente con una velocità che diremo  $u$ . Facendo astrazione dall'elasticità dei due corpi, questa velocità può determinarsi ponendo, per il principio della conservazione delle quantità di moto, l'eguaglianza:

$$\frac{P+p}{g} u = \frac{P}{g} \sqrt{2gh}$$

dalla quale ricavasi:

$$u = P \frac{\sqrt{2gh}}{P+p}$$

Ma nell'urto si consuma una parte del lavoro potenziale  $P h$  sviluppato dal maglio nella caduta, e questa perdita di lavoro è rappresentata dalla metà della differenza fra le forze vive del sistema, prima e dopo l'urto, e conseguentemente espressa da:

$$\frac{1}{2} \left( \frac{P}{g} 2gh - \frac{2P^2 h}{P+p} \right) = \frac{P \cdot p \cdot h}{P+p}$$

Il resto del lavoro  $P h$  produce l'effetto utile della penetrazione, che è misurato da  $Q \times e$ .

Avremo quindi l'equazione d'equilibrio:

$$P \cdot h = \frac{P \cdot p \cdot h}{P+p} + Q \cdot e$$

dalla quale ricavasi:

$$Q = \frac{P^2 h}{(P+p)e}$$

Questa espressione corrisponde allo stato d'equilibrio; per la stabilità il valore di  $Q$  dovrà essere convenientemente ridotto, ponendo:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{P^2 h}{(P+p)e} \quad (1)$$

In Olanda, dove le fondazioni su pali sono comunissime per ogni sorta di costruzioni, si assume ordinariamente  $n = 6$ ; in Germania ed in altri paesi  $n = 4$ .

La formola (1) della quale abbiamo data testè la genesi razionale, è quella stessa che trovasi registrata in vari manuali pratici col nome di formola di Woltmann. Essa serve a determinare il valore di  $Q$ , cioè del carico massimo sovrapponibile al palo, conoscendo il rifiuto  $e$ , ottenuto in determinate condizioni di infissione del palo stesso, cioè corrispondente a determinati valori di  $P$ ,  $p$  ed  $h$ ; ma non può essere invertita per determinare *a priori* il rifiuto, assumendo valori arbitrari per  $Q$ , come si fa talvolta in pratica, risolvendo questa od altre formole analoghe, rispetto ad  $e$ , e considerando così come un'incognita determinabile analiticamente la quantità, che nelle suddette formole rappresenta il dato sperimentale.

Nel determinare il limite di carico sovrapponibile al palo, bisogna poi tener conto, oltrecchè del rifiuto, anche della sezione trasversale del palo stesso; ossia, in altri termini più appropriati, questa sezione vuol essere proporzionata al carico; e siccome, per altra parte, ad evitare ogni pericolo di inflessione del palo sotto le percosse del maglio, il rapporto fra il suo diametro e la sua lunghezza non può discendere sotto un certo limite, che è determinato dall'esperienza, così la sezione del palo viene ad essere funzione ad un tempo della lunghezza e del carico, le quali quantità sono entrambe funzioni del rifiuto.

Ordinariamente il diametro varia fra  $\frac{1}{24}$  ed  $\frac{1}{18}$  della lunghezza; il valore limite della sezione è dato da:

$$S = \frac{Q}{R}$$

essendo  $R$  il carico massimo per unità superficiale compatibile colla stabilità; questo carico limite si suole ordinariamente assumere di chilogrammi 500000, ossia di chilogrammi 50 per centimetro quadrato di sezione; per pali di poca lunghezza si può giungere anche ai 60 chilogrammi.



## COSTRUZIONI METALLICHE

### DEI PONTI GIREVOLI IN GENERALE

#### E DI QUELLO RECENTEMENTE COSTRUITO PER L'ARSENALE DI TARANTO

Veggansi le Tavole X a XII del 1887

(Continuazione).

#### VII. — Notizie storiche sui principali ponti girevoli.

Era nostra intenzione di ultimare questo studio sui ponti girevoli con uno sguardo storico sul loro sviluppo, cominciando dall'origine e seguendoli nelle loro trasformazioni e nei loro perfezionamenti fino al giorno d'oggi. Ma appena intrapreso il lavoro ci accorgemmo che esso presentava delle difficoltà grandissime e non superabili nel breve tempo di cui potevamo disporre per lo studio nostro e in una piccola provincia dove è impossibile ricorrere ad una biblioteca qualsiasi.

Infatti le notizie relative ai ponti costruiti prima del 1824 sono rarissime e assai incomplete; quelle invece riguardanti i ponti costruiti posteriormente, rare dapprima, diventano poi così numerose da non potervi tener dietro. Anche l'ing. Rziha, che nella sua relazione sull'Esposizione di Vienna, relativa alle costruzioni di ferrovie, ha provato di dare questo cenno storico, si è limitato ad una enumerazione di moltissimi ponti girevoli costruiti. Tuttavia ci è sembrato di qualche utilità il raccogliere gli elementi principali riguardanti i ponti girevoli esistenti, e perciò l'abbiamo fatto raggruppandoli nei prospetti qui annessi; siccome però non è possibile di riunire tutte le notizie che possono interessare senza allungare di troppo questa memoria, così abbiamo indicato, per ogni singolo ponte dove ci era noto, la fonte a cui ciascuno potrà attingere maggiori schiarimenti.

I primi ponti girevoli furono costruiti in Olanda, nel Belgio e in Inghilterra, dove si sviluppò prima che altrove la rete delle vie d'acqua e i lavori nei porti di mare. Essi erano di legno: il solo materiale che in quell'epoca, in cui non si pensava ancora alle costruzioni metalliche, si prestasse per questo genere di manufatti. Nel 1804 Walter progettò il primo ponte girevole metallico, costruito in Inghilterra; nel 1812, anche sul continente (Antwerpen) si ricorse al ferro; fatti i primi passi, non c'era più ragione di arrestarsi, e dappertutto si imitarono queste due costruzioni.

Dapprima però il legno ebbe ancora sempre la prevalenza, ma esso non permetteva, coi sistemi seguiti, di scavalcare luci di grande portata; e poi la sua durata era molto limitata, le spese di manutenzione considerevoli. Cosicché poco a poco andò scomparendo, facendo posto alla ghisa ed al ferro. Senza ripetere le cose già dette precedentemente sull'uso di questi due metalli, diremo solo che il ferro ebbe il sopravvento, e giustamente, poichè per la sua leggerezza relativa e resistenza eguale, permette di assegnare ai ponti delle dimensioni che non si possono raggiungere, o difficilmente, colla ghisa. Ciò mostra che i ponti girevoli tendevano ad assumere delle proporzioni sempre più grandiose; ed è su questa via che anche l'acciaio venne a fare un'efficace concorrenza al ferro, specialmente nei porti di mare, dove le larghezze richieste pel passaggio dei grossi legni sono considerevoli e il traffico continuo e concentrato sopra pochi punti, richiede molta celerità nei movimenti di chiusura e di apertura.

In America troviamo uno sviluppo analogo alquanto posteriore a quello manifestatosi in Europa, ma in cambio sopra proporzioni più vaste e più grandiose; le soluzioni dei

vari problemi sono più ardite, l'esecuzione più pratica, com'era del resto richiesto dalle condizioni locali; i fiumi presentano dovunque delle larghezze non conosciute in Europa; il legname abbonda in quantità straordinaria; il senno pratico degli Americani non si sgomenta dinanzi a nessuna questione, e perciò troviamo ivi uno sviluppo rapido; a lato al ferro, il legname non abbandonò il campo: gli fece anzi una concorrenza pericolosa; e infatti troviamo dei ponti girevoli di legno con travature di oltre 90 metri di lunghezza.

Benchè sembri più naturale che un ponte giri sostenuto sopra un perno, che è l'immagine materiale dell'asse di rotazione, e per conseguenza questo genere di ponti avrebbe dovuto avere maggiore sviluppo nei primordi, pure le cose non andarono in questo modo. Per vero, nei ponti di legname si fece sopportare al perno una parte della travatura; ma presto la difficoltà di mantenere in equilibrio una travatura sopra un unico perno e di farla girare facilmente vincendo il grande attrito che un peso così enorme doveva sviluppare, fecero nascere l'idea di sostituirvi una superficie più grande, sulla quale il ponte non fosse soggetto a traballamenti laterali e dove l'applicazione di ruote facilitasse la rotazione della travatura; di qui il sistema della corona di rotelle. Questo è infatti il primo modo secondo il quale furono costruiti i ponti girevoli, e lo troviamo applicato in Inghilterra in tutti i ponti eseguiti in questo secolo e anteriori al 1812, ed in quelli del continente fino al 1853.

Naturalmente che accanto alla corona di ruote si mantenne quasi sempre anche il perno, guida necessaria nel movimento, e però il peso del ponte veniva sopportato interamente o quasi dalle ruote. Queste le troviamo assai numerose nei ponti inglesi, mentre invece in quelli del Belgio sono generalmente ridotte a quattro e talvolta anche a due, il che rendeva più necessaria la presenza del perno.

Però gl'inconvenienti da noi già esposti che presenta il sistema delle corone di rotelle si fecero presto sentire, cosicché divenne un po' più forte il bisogno di sostituirvi in tutto od anche solo parzialmente un perno attivo, ossia che sopportasse pure una parte del peso del ponte.

Già fino dal 1812 l'ing. Teichmann nel suo ponte di Antwerpen mostrò di sentire questo bisogno, assegnando al perno un'altezza alquanto maggiore di quella che gli si dava ordinariamente, con che veniva a fargli sopportare una piccola parte del peso della travatura.

Questo primo passo resta però a lungo senza imitatori; non si era ancora persuasi della necessità di sollevare le rotelle dal grave peso che ne accelerava il consumo e produceva spesso degli abbassamenti nella piattaforma di appoggio, nocivi alla buona manovra del ponte. Solo nel 1853, colla costruzione del ponte di Geeste e nel 1861 con quello del canale principale di Geestemünden, si fece un secondo passo in avanti, sollevando il perno di rotazione mediante cunei, con che si veniva ad alleggerire la corona di rotelle, ma di poco; un carico ancora considerevole gravava sulla medesima.

Bastò questo primo passo però per mostrare i vantaggi inerenti al sistema che faceva gravitare il peso maggiore sopra un perno di rotazione, e gl'ingegneri olandesi furono i primi a costruire ponti nei quali il carico viene sopportato interamente dal perno, lasciando sussistere solo qualche ruota per impedire i traballamenti trasversali. Infatti il ponte di Amsterdam sul canale Righvart presenta uno splendido esempio di questo genere: è in legname, e non vi sono ruote di natura alcuna; la travatura si equilibra pel proprio peso.

Nell'applicazione di questo principio troviamo però pa-



recchi modi, i quali si possono tutti riunire sotto tre categorie uniche che rappresentano, per così dire, le tre soluzioni del problema.

Nella prima troviamo tutta la travatura attorno al perno, quasi colonna *a* (fig. 67 e 70) sulla quale appoggia per mezzo di un cappello; alcune ruote servono di guida durante la rotazione ed impediscono ogni squilibrio nel senso trasversale. Il sistema si presta specialmente per quei ponti dove l'altezza disponibile permette di collocare la via superiormente alla travatura. Il ponte di Oude-Maas presso Dortrecht rappresenta questa costruzione nella sua pienezza. Essa la troviamo pure nei ponti di Oosterdoksluis ed in un altro per strada ordinaria in Amsterdam, e di tutti e due ne abbiamo dato uno schizzo nelle figure 67, 68 e 70.

Nella seconda categoria troviamo il perno molto basso rinchiuso nel masso murario *g* (fig. 69) che gli serve di camera, e la travatura appoggiata interamente nella sua

parte superiore. Delle ruote di sfregamento sono applicate alla superficie del perno, ed impediscono così i traballamenti trasversali. Questo sistema fu proposto da Lüders; si presta specialmente per quei casi in cui la poca altezza disponibile non permette di collocare la strada al disopra della travatura, ma si è obbligati di metterla al basso. Esso fu applicato nel ponte sul Lüm fjord, tra Aalborg e Norre-Sundby in Danimarca, come si vede dalla fig. 69.

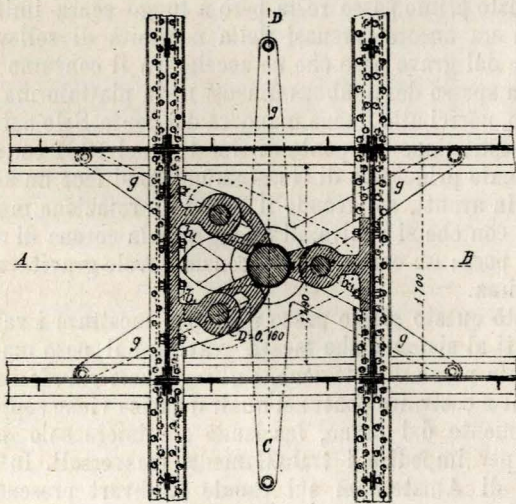
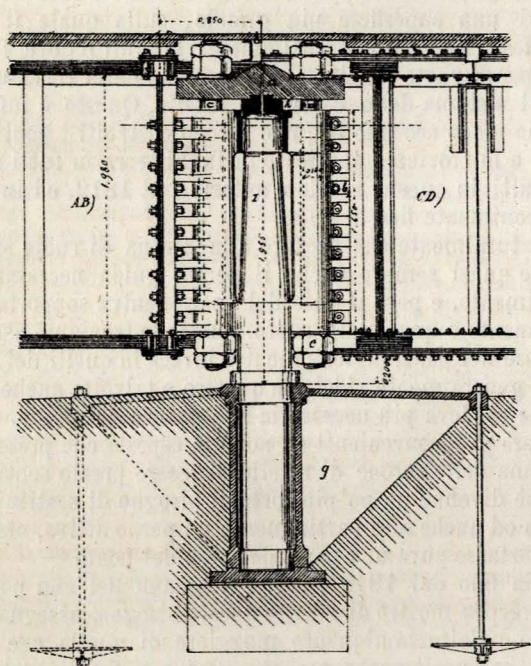


Fig. 67-68. — Ponte girevole di Amsterdam.  
Scala di 1 a 60.

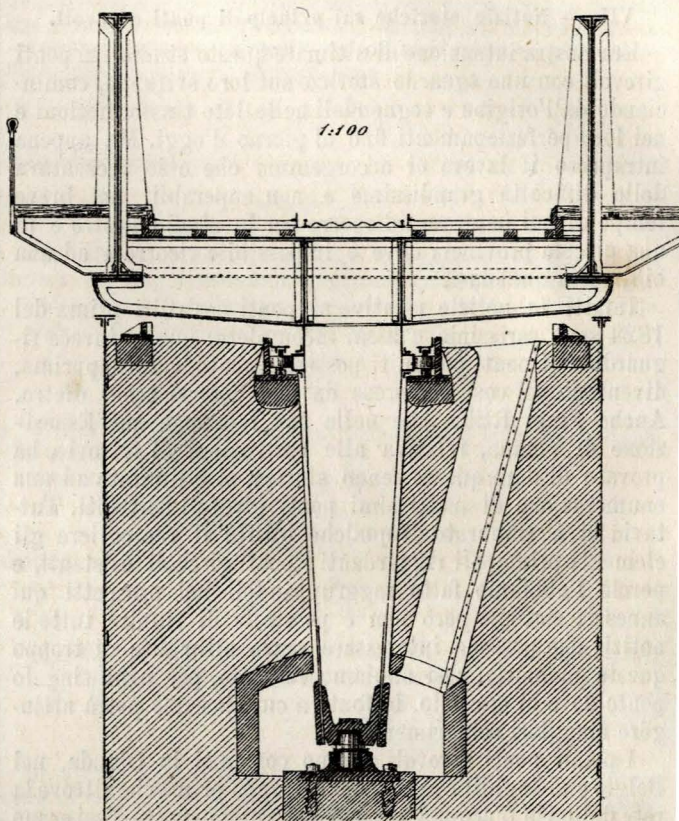


Fig. 69. — Ponte girevole proposto da Lüders.  
Scala di 1 a 100.

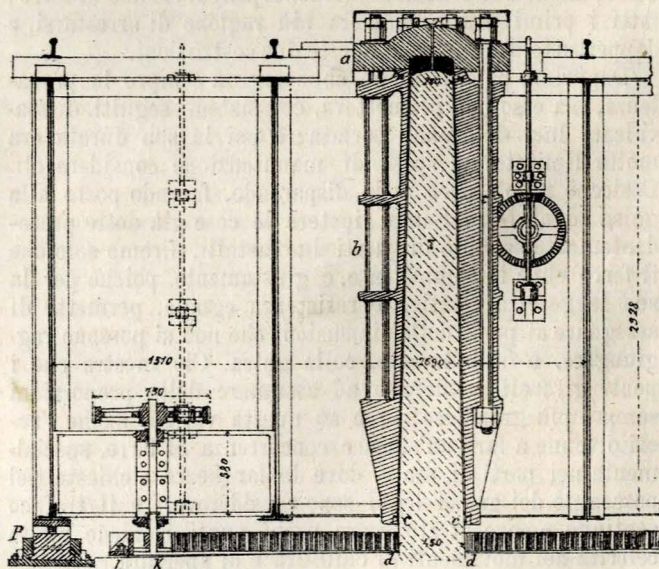


Fig. 70. — Ponte girevole di Oosterdoksluis, Amsterdam.  
Scala di 1 a 50.



La terza soluzione del problema fu trovata da Schwedler, il cui sistema si distingue appunto dagli altri in ciò che il ponte, quando è chiuso, appoggia su tre punti, precisamente come una trave continua. Per aprirlo, si toglie uno dei sostegni, e allora incomincia a bilanciare, finchè va ad appoggiarsi interamente sul perno; in questa posizione, coll'aiuto di ruote di guida, le quali hanno un'importanza secondaria, compie la sua rotazione. Con questo sistema si evita di abbassare gli appoggi da ambo i lati e di elevare il perno, guadagnando un lavoro meccanico di non piccola importanza. Il sistema Schwedler, da noi già descritto più diffusamente, è certo uno dei migliori, e moltissimi ponti furono costruiti col medesimo. Siccome però una parte del peso viene sopportata da ruote, così lo classificammo fra quelli del N. 2, III.

Un'altra classe di ponti girevoli è quella da noi compresa sotto i N. 4 e 5 del N. III (pag. 130 di questo periodico, anno 1887). In essa non solo il perno sopporta tutta la travatura, ma è reso mobile. Il primo ponte di questo genere fu costruito nel 1857, ed è quello sul canale di Trieste. Abbiamo già visto che questa soluzione può ottenersi in tre modi distinti, vale a dire:

a) Il perno viene elevato mediante una vite, indi girato; la travatura naturalmente si alza col perno, e viene mantenuta sospesa da questo finchè l'attrito del perno ha raggiunto una grandezza sufficiente per obbligare il ponte a girare con esso; così si apre il passaggio. Arrivato il ponte nella sua camera, urta contro un ostacolo che gli impedisce di continuare la rotazione; siccome però la vite del perno non si arresta, così il ponte viene elevato ancora di alcuni centimetri, in modo che al momento della chiusura possa arrivare sui suoi supporti con un giuoco di pochi centimetri, i quali permettono di ben guidarlo nella sua posizione prima che si arresti sui suoi appoggi;

b) Una seconda soluzione è quella applicata nei ponti di Vittoria a Leith e di Marcilio, da noi già descritti, dove i due movimenti di sollevamento e di rotazione si effettuano distintamente, il primo di solito con pressione idraulica, il secondo mediante un meccanismo speciale (1873-1874);

c) La terza soluzione consiste nell'applicazione di un sistema di leva pel sollevamento del ponte.

In America non si è passato per tutti questi tentativi; ivi si incominciò più tardi, e si poté trar profitto dei felici risultati ottenuti in Europa; cosicchè non si esitò di adottare l'uno o l'altro dei sistemi accennati, utilizzando e perfezionando le migliori disposizioni.

Giova però osservare che tanto la corona di rotelle, quanto il perno di rotazione non sono che accessori al ponte, meccanismi destinati a toglierlo ed a metterlo a posto; una volta il ponte chiuso, la loro funzione cessa o dovrebbe cessare, poichè sarebbe inutile di far loro sopportare il sovraccarico, pel quale il solo ponte è destinato, essi non sono che organi di manovra. Donde ne vennero i cunei, i martinetti, le binde e i torchi idraulici e tutti quegli altri meccanismi coi quali si assicura al ponte un appoggio stabile e capace di ricevere il peso della circolazione.

Al perno, se è abbastanza robusto, si può far sopportare una parte del peso, ma ciò non è necessario. Ora in questi apparecchi speciali gli Americani seppero trovare dei perfezionamenti tali che i loro ponti si possono considerare fra i migliori. Ivi poi si iniziarono quei ponti, che girando sopra un pilone centrale, aprono e chiudono simultaneamente due luci.

Quest'idea era semplicissima, poichè utilizzava una parte della travata che nei sistemi ordinari serve di contrappeso all'avambraccio, ed assume certe volte lunghezze considerevoli; ora, siccome a ponte chiuso essa serve pure pel

transito, così perchè non dovrebbe coprire una campata reale e permettere il passaggio anche sotto di essa? Bastava per ciò di trasportare il perno o la corona di rotazione dalla spalla sopra un pilone nel mezzo del fiume; allora si rendeva inutile tutto lo spazio e le costruzioni occorrenti sulla spalla per ricevere la coda; la travatura a bracci uguali o no, aprendosi, si dispone nell'asse longitudinale del fiume attraversato, ed a ponte chiuso appoggia colle sue estremità sulle spalle situate sulle due sponde del corso d'acqua, perfettamente come un ponte ordinario.

L'utilità di questo sistema, che le ferrovie evocarono, che all'epoca dei canali non sembrava attuabile, perchè la pila centrale ostruiva il passaggio, fu rapidamente apprezzata anche in Europa, e infatti, essa permette di attraversare larghissimi fiumi o canali: lascia due passaggi liberi, e si presta quindi per una navigazione attiva nelle due direzioni. La spesa poi della seconda travata, come già si disse, è di poco superiore a quella richiesta dalla coda nei sistemi antichi. Il solo caso in cui non conviene è quello di un canale dove la luce esistente è appena sufficiente al bisogno, e non si può restringere con la costruzione di un pilone nel mezzo.

(Continua)

GAETANO CRUGNOLA.

## TECNOLOGIA INDUSTRIALE

### TITOLO DEI FILATI.

#### 1. — Diversi sistemi di titolazione o numerazione dei filati. —

I fili formati con materie tessili si conoscono comunemente sotto il nome di *filati*. Per giudicare della grossezza dei filati se ne cerca la lunghezza dell'unità di peso, che prende il nome di *titolo*.

Essendo quindi:

$l$  la lunghezza

$p$  il peso

$t$  il titolo d'un filato, si avrà:

$$(1) \quad t = \frac{l}{p}.$$

Talvolta per titolo si intende il peso dell'unità di lunghezza del filato. In tal caso chiamando con

$t_1$  il titolo del filato, sarà:

$$(2) \quad t_1 = \frac{p}{l}.$$

Moltiplicando fra loro le espressioni (1) e (2), membro a membro, si ottiene:

$$(3) \quad t \cdot t_1 = 1$$

ossia

$$(4) \quad t = \frac{1}{t_1}$$

cioè i titoli espressi nei due modi sopradetti sono reciproci l'uno dell'altro. Non si scordi tuttavia che per essere ciò aritmeticamente vero bisogna che  $l$  e  $p$  siano espressi nelle stesse unità di misura in tutte le formole surriferite.

Al titolo espresso nel primo modo alcuni danno il nome di *numero*, riservando il nome di *titolo* al risultato della espressione (2). A meno che si avverta in contrario s'intenderà per titolo in quanto si dirà in appresso sempre il risultato della espressione (1).

Da quanto si è detto si ricava che si avranno *diversi sistemi di titolazione o numerazione dei filati* col variare le unità di misura di  $l$  e di  $p$  e coll'adottare l'una o l'altra delle definizioni date pel titolo.

#### 2. — Relazione fra il titolo d'un filato composto di $n$ fili accoppiati ed i titoli dei fili componenti. — Sia:

$T$  il titolo del filato composto di  $n$  fili accoppiati,

$l$  la lunghezza comune di questi fili,

$p^1 p'' p''' \dots p^n$  il peso,

$t^1 t'' t''' \dots t^n$  il titolo di ognuno di essi.



Per l'espressione (1) sarà:

$$(5) \quad T = \frac{l}{p' + p'' + p''' + \dots + p^n}$$

$$t' = \frac{l}{p'}, \quad t'' = \frac{l}{p''}, \quad t''' = \frac{l}{p'''} \dots t^n = \frac{l}{p^n}$$

da cui ricavando i valori di  $p' p'' p''' \dots p^n$  e sostituendo in (5) e riducendo si ottiene:

$$(6) \quad T = \frac{t' \cdot t'' \cdot t''' \dots t^n}{t'' \cdot t''' \dots t^n + t' t''' \dots t^n + \dots + t' t'' t''' \dots t^{n-1}}$$

relazione cercata.

Supponendo che il filato sia composto di due fili accoppiati, allora nella formola (6) facendo  $n=2$  si otterrà:

$$(7) \quad T = \frac{t' t''}{t' + t''};$$

supponendolo invece composto di tre fili, allora nella stessa formola facendo  $n=3$  si avrà:

$$(8) \quad T = \frac{t' t'' t'''}{t'' t''' + t' t''' + t' t''}$$

e così di seguito per altri valori di  $n$  è facile ottenere il valore corrispondente di  $T$ .

In pratica nel caso di due fili ( $n=2$ ) usati per  $T$  prendere il seguente valore:

$$(9) \quad T = \frac{t' + t''}{4}$$

Uguagliando i secondi membri di (7) e (9) si ottiene:

$$\frac{t' + t''}{4} = \frac{t' t''}{t' + t''}$$

da cui riducendo si ha:

$$t' = t''$$

cioè la regola pratica dice la verità solamente quando i titoli dei due fili accoppiati sono eguali. Adottandola si commetterà un errore tanto più grave quanto più sarà grande la differenza fra i detti due titoli.

**3. — Titolo dei filati ritorti.** — Ritorcendo più fili insieme s'ottiene un filo più corto di ciascuno dei fili componenti. Perciò il titolo di un filato ritorto è più basso del titolo del filato accoppiato e composto degli stessi fili del primo. In pratica per ottenere il titolo dei filati ritorti, conoscendo quello dei fili componenti, si calcola il titolo del filato ritorto considerato come accoppiato e si moltiplica il risultato per una frazione, il valore della quale è dato dall'esperienza. Sia adunque:

$\alpha$  un numero minore dell'unità,

$T_1$  il titolo d'un filato ritorto e composto di  $n$  fili,

$T$  il titolo dello stesso filato supposto accoppiato, valore dato dalla

formola (6), sarà:

$$(10) \quad T_1 = \alpha T.$$

*Osservazione.* — È facile dedurre che quando si adotta per titolo la definizione data dalla formola (2) le espressioni (6), (7) ed (8) diventano rispettivamente:

$$(6') \quad T = t' + t'' + t''' + \dots + t^n$$

$$(7') \quad T = t' + t''$$

$$(8') \quad T = t' + t'' + t'''.$$

**4. — Relazione fra i diversi sistemi di titolazione.** — Sia:

$T$  e  $T'$  il titolo d'un filato in due sistemi diversi,

$L$  ed  $L'$  la lunghezza,

$P$  e  $P'$  il peso dello stesso filato espressi nelle unità volute dai due sistemi di titolazione,

$l$  ed  $l'$  la lunghezza in metri dell'unità di misura di  $L$  ed  $L'$ ,

$p$  e  $p'$  il peso in grammi dell'unità di misura di  $P$  e  $P'$ .

Sarà:

$$Ll = L'l'$$

ossia

$$(11) \quad \frac{L}{L'} = \frac{l'}{l}$$

e

$$Pp = P'p'$$

ossia

$$(12) \quad \frac{P}{P'} = \frac{p'}{p}.$$

Si possono ora presentare tre casi:

**1° Caso.** — Supponendo che si abbia

$$T = \frac{L}{P} \quad T' = \frac{L'}{P'}$$

dividendo membro a membro e riducendo si ottiene per le espressioni (11) e (12):

$$\frac{T}{T'} = \frac{LP'}{L'P} = \frac{l'p}{lp}$$

da cui si ha:

$$(13) \quad T = \frac{l'p}{lp} T'.$$

**2° Caso.** — Se poi si ha:

$$T = \frac{P}{L} \quad T' = \frac{P'}{L'}$$

allora dividendo membro a membro si ottiene:

$$\frac{T}{T'} = \frac{PL'}{P'L} = \frac{lp'}{l'p}$$

da cui si ha:

$$(14) \quad T = \frac{l'p'}{l'p} T'.$$

**3° Caso.** — Se infine si ha:

$$T = \frac{L}{P} \quad T' = \frac{P'}{L'}$$

allora moltiplicando membro a membro si ottiene:

$$T \cdot T' = \frac{LP'}{L'P} = \frac{l'p}{lp'}$$

da cui si ha:

$$(15) \quad T = \frac{1}{T'} \frac{l'p}{lp'}.$$

**5. — Relazione fra i titoli ed i diametri dei filati.** — Un filato puossi considerare come un cilindro retto circolare. Supponiamo d'avere due filati per cui siano rispettivamente:

$l$  la lunghezza comune ad entrambi,

$p$  e  $p'$  i pesi,

$t$  e  $t'$  i titoli,

$\delta$  e  $\delta'$  le densità,

$d$  e  $d'$  i diametri della base.

È facile vedere che si avrà:

$$p = \frac{\pi d^2}{4} l \delta$$

$$p' = \frac{\pi d'^2}{4} l \delta'$$

da cui si ricava ricordando la espressione (1):

$$t = \frac{l}{p} = \frac{4}{\pi d^2 \delta}$$

$$t' = \frac{l}{p'} = \frac{4}{\pi d'^2 \delta'}$$

dividendo membro a membro e riducendo si ha:

$$(16) \quad \frac{t}{t'} = \frac{d'^2 \delta'}{d^2 \delta}$$

relazione cercata.

Quando i due filati sono composti della stessa materia ed inoltre l'addensamento, prodotto in essi dalla torsione, puossi ritenere eguale per entrambi, allora si ha:

$$\delta = \delta'$$

e l'espressione (16) diventa:

$$(17) \quad \frac{t}{t'} = \frac{d'^2}{d^2}$$

cioè i titoli dei due filati stanno in tal caso fra loro in ragione inversa dei quadrati dei loro diametri.

Se poi si suppone che il titolo sia dato dall'espressione (2) allora è facile ricavare che le formole (16) e (17) diventano rispettivamente:

$$(16') \quad \frac{t}{t'} = \frac{d^2 \delta}{d'^2 \delta'}$$

$$(17') \quad \frac{t}{t'} = \frac{d^2}{d'^2}$$



cioè in tal caso per  $\delta = \delta'$  si ha che i titoli stanno fra loro in ragione diretta dei quadrati dei diametri.

6. — **Titolo dei tessuti.** — Si chiama *titolo d'un tessuto* il peso dell'unità di superficie di esso. Un tessuto è composto di due serie di fili che s'incrociano ortogonalmente gli uni cogli altri. Una serie costituisce l'*ordito* o la *catena* e l'altra costituisce la *trama*.

La lunghezza di un tessuto è sempre minore della lunghezza della sua catena misurata sull'ordito anche senza computare le perdite inevitabili di questa nel principiare e nel finire il tessuto. Similmente la larghezza (altezza) di un tessuto è sempre minore della lunghezza del filo inserito per ogni trama. La ragione di ciò deve cercarsi nell'accorciamento subito dai fili di catena e di trama per l'intreccio del tessuto.

Chiamiamo ora con

$\mu$  e  $\nu$  due frazioni variabili col titolo dei fili impiegati nella catena e nella trama di un tessuto e coll'intreccio di questo,

$l$  la lunghezza dello stesso tessuto,

$a$  la sua altezza,

la lunghezza iniziale d'ogni filo di catena sarà stata:

$$l(1 + \mu)$$

e quella di ogni filo di trama:

$$a(1 + \nu).$$

I valori di  $\mu$  e di  $\nu$  dovranno essere determinati coll'esperienza.

7. — **Peso della catena di una pezza.** — Sia:

$P'$  il peso della catena di una pezza,

$p' p'' p''' \dots$  il peso rispettivo degli

$n' n'' n''' \dots$  fili, di titolo

$t' t'' t''' \dots$  componenti la catena di un tessuto,

$l$  la lunghezza dello stesso tessuto.

Per la (1) e per quanto sopra si è detto si avrà:

$$p' = \frac{n' \cdot l(1 + \mu)}{t'} \quad t'' = \frac{n'' l(1 + \mu)}{p''}$$

$$t''' = \frac{n''' l(1 + \mu)}{p'''} \dots$$

da cui si ricava:

$$p' = \frac{n' l(1 + \mu)}{t'} \quad p'' = \frac{n'' l(1 + \mu)}{t''}$$

$$p''' = \frac{n''' l(1 + \mu)}{t'''} \dots$$

che sono i pesi parziali dei fili di egual titolo componenti la catena del tessuto. Il peso totale della catena sarà poi evidentemente:

$$(18) \quad P' = l(1 + \mu) \left\{ \frac{n'}{t'} + \frac{n''}{t''} + \frac{n'''}{t'''} + \dots \right\}$$

relazione cercata.

Al risultato, che si ottiene da questa espressione converrà aggiungere il peso della porzione di catena, che in principio ed alla fine della pezza non può essere tessuta. Ciò però non occorre fare se nella stessa espressione invece di  $l(1 + \mu)$  si sostituisce la lunghezza della catena ordita.

8. — **Peso della trama occorrente per una pezza.** — Sia:

$P_1$  il peso della trama occorrente per una pezza,

$p_1 p_{11} p_{111} \dots$  il peso rispettivo degli

$n_1 n_{11} n_{111} \dots$  fili, di titolo

$t_1 t_{11} t_{111} \dots$ , componenti la trama del tessuto per l'unità di lunghezza di esso,

$l$  la lunghezza,

$a$  l'altezza del tessuto.

Avremo per la relazione (1):

$$t_1 = \frac{n_1 \cdot a \cdot l(1 + \nu)}{p_1} \quad t_{11} = \frac{n_{11} \cdot a \cdot l(1 + \nu)}{p_{11}}$$

$$t_{111} = \frac{n_{111} a l(1 + \nu)}{p_{111}} \dots$$

da cui si ricava:

$$p_1 = \frac{n_1 a l(1 + \nu)}{t_1} \quad p_{11} = \frac{n_{11} \cdot a l(1 + \nu)}{t_{11}}$$

$$p_{111} = \frac{n_{111} a l(1 + \nu)}{t_{111}} \dots$$

che sono i pesi parziali dei fili di egual titolo componenti la trama del tessuto.

Il peso totale  $P_1$  della trama sarà poi:

$$(19) \quad P_1 = a l(1 + \nu) \left\{ \frac{n_1}{t_1} + \frac{n_{11}}{t_{11}} + \frac{n_{111}}{t_{111}} + \dots \right\}$$

relazione cercata.

9. — **Peso del filato occorrente per una pezza.** — Sia:

$P$  il peso del filato occorrente per una pezza, avremo:

$$(20) \quad P = P' + P_1$$

in cui i termini del secondo membro sono dati dalle espressioni (18) e (19). Se in queste si fa:

$$l = 1 \quad \text{ed} \quad a = 1$$

e si fa la sostituzione in (20) dei valori di  $P'$  e di  $P_1$  si otterrà l'espressione del *titolo del tessuto*, così:

$$(21) \quad P = (1 + \mu) \left\{ \frac{n'}{t'} + \frac{n''}{t''} + \frac{n'''}{t'''} + \dots \right\}$$

$$+ (1 + \nu) \left\{ \frac{n_1}{t_1} + \frac{n_{11}}{t_{11}} + \frac{n_{111}}{t_{111}} + \dots \right\}$$

Se poi la catena è tutta di titolo  $t'$  e la trama di titolo  $t_1$  allora si avrà:

$$(22) \quad P = (1 + \mu) \frac{n'}{t'} + (1 + \nu) \frac{n_1}{t_1}$$

Se inoltre la catena e la trama sono dello stesso titolo e l'intreccio del tessuto è tale per cui si abbia:

$$n' = n_1 = n \quad \mu = \nu$$

allora sarà:

$$(23) \quad P = 2(1 + \mu) \frac{n}{t}$$

*Osservazione.* — Se per titolo si adotta la espressione (2) allora le formole (18), (19), (21), (22), (23), diventeranno rispettivamente:

$$(18') \quad P' = l(1 + \mu) \left\{ n' t' + n'' t'' + n''' t''' + \dots \right\}$$

$$(19') \quad P_1 = a l(1 + \nu) \left\{ n_1 t_1 + n_{11} t_{11} + n_{111} t_{111} + \dots \right\}$$

$$(21') \quad P = (1 + \mu) \left\{ n' t' + n'' t'' + n''' t''' + \dots \right\}$$

$$+ (1 + \nu) \left\{ n_1 t_1 + n_{11} t_{11} + n_{111} t_{111} + \dots \right\}$$

$$(22') \quad P = (1 + \mu) n' t' + (1 + \nu) n_1 t_1$$

$$(23') \quad P = 2(1 + \mu) n t$$

10. — **Tessuti simili.** — Il numero dei fili di catena o di trama esistenti nell'unità di lunghezza di un tessuto misurata nella direzione della trama o della catena chiamasi *riduzione in catena od in trama* del tessuto stesso. La riduzione in catena usasi indicare con  $R_c$  e quella in trama con  $R_t$ .

Supponiamo di tagliare un tessuto normalmente alla direzione della sua catena o della sua trama. Possiamo indicare come segue la figura, che ci presenterà tale sezione supponendo che i cerchi indichino le sezioni dei fili.



Fig. 71.

Supponiamo che tutti i fili della porzione di tessuto da noi considerata siano composti della stessa materia e siano dello stesso titolo. Ciò posto ne verrà che si potranno immaginare avere lo stesso diametro, che indicheremo con  $d$ .

Ora si chiamano *simili* due tessuti, se il rapporto fra il diametro dei fili componenti la loro catena e la loro trama e la distanza fra gli assi di due fili contigui è eguale per entrambi.

Procuriamo di dare una espressione analitica a tale definizione. Sia:

$l$  una lunghezza di tessuto misurata nella direzione della catena o della trama,

$n$  il numero degli intervalli fra asse ed asse dei fili esistenti nella lunghezza  $l$ . Evidentemente:

$$\frac{l}{n}$$

sarà la distanza esistente fra asse ed asse di due fili contigui. Essendo poi  $d' l' n'$  identici valori per un altro tessuto, ne viene che perchè i due



tessuti siano simili occorre che per le due catene e per le due trame si verifichi l'eguaglianza:

$$\frac{d}{l} = \frac{d'}{l'} \quad \text{ossia:} \quad (24) \quad \frac{dn}{l} = \frac{d'n'}{l'}$$

espressione cercata.

Da essa si ricava:

$$(25) \quad \frac{d}{n} = \frac{d'n'}{nl'}$$

Se si ritiene poi che  $n$  ed  $n'$  indichino il numero dei fili esistenti nella lunghezza  $l$  non si commetterà errore praticamente apprezzabile. Ciò facendo puossi dire che:

$$\frac{n}{l} \text{ ed } \frac{n'}{l'}$$

saranno le riduzioni dei due tessuti, che indicheremo rispettivamente con  $R$  ed  $R'$ . Sarà quindi:

$$\frac{n}{l} = R \quad \frac{n'}{l'} = R'$$

Sostituendo in (25) si ha:

$$(26) \quad \frac{d}{d'} = \frac{R'}{R}$$

Dalla (17) si ha:

$$(27) \quad \frac{d}{d'} = \frac{\sqrt{t'}}{\sqrt{t}}$$

Eguagliando quindi i secondi membri delle (26) e (27) si ha:

$$(28) \quad \frac{R'}{R} = \frac{\sqrt{t'}}{\sqrt{t}}$$

cioè per tessuti simili le riduzioni in catena ed in trama debbono stare fra di loro in ragione diretta delle radici quadrate dei titoli dei filati componenti la stessa catena e trama.

Sia:

$P$  il peso della catena o trama esistente nell'unità di superficie di un tessuto,

$R$  la sua riduzione,

$t$  il titolo del filato di cui la catena è tutta composta.

Siano  $P'$ ,  $R'$  e  $t'$  gli stessi valori per un altro tessuto simile al primo.

Dall'espressione (18) si ricava:

$$P = (1 + \mu) \frac{R}{t} \quad P' = (1 + \mu) \frac{R'}{t'}$$

da cui dividendo membro a membro si ha:

$$(29) \quad \frac{P}{P'} = \frac{R t'}{R' t}$$

Invece di  $\frac{R}{R'}$  sostituendo il valore che si ricava dalla (28) si ottiene riducendo:

$$(30) \quad \frac{P}{P'} = \frac{\sqrt{t'}}{\sqrt{t}}$$

*Osservazione.* — Se per titolo si fosse adottata l'espressione (2), le formole (28) e (30) diventerebbero rispettivamente:

$$(28') \quad \frac{R}{R'} = \frac{\sqrt{t'}}{\sqrt{t}}$$

$$(30') \quad \frac{P}{P'} = \frac{\sqrt{t'}}{\sqrt{t}}$$

TESSUTI QUALUNQUE.

### 11. — Relazione fra i tessuti eseguiti con diverse armature.

— Supponiamo di aver tagliato un tessuto normalmente alla direzione dei fili di catena. (Ciò che diremo per la catena potressi dire egualmente per la trama). La sezione potressi immaginare rappresentata dalla seguente figura nella quale i circoli rappresentano le sezioni dei fili. Ogni filo della catena occuperà uno spazio lineare nella direzione della trama.

Si osservi che il modo d'incrociamiento del filo di trama si ripeterà periodicamente tante volte quante saranno nell'altezza del tessuto le ripetizioni del disegno del tessuto stesso.

Inoltre per il passaggio del filo di trama attraverso i fili di catena occorre uno spazio lineare che intenderassi misurato normalmente alla direzione della catena.



Fig. 72.

Chiamisi ora:

$N$  il numero dei fili compresi in una ripetizione del tessuto,

$n$  il numero dei passaggi dei fili della trama attraverso i fili della catena per ogni ripetizione,

$R$  la riduzione del tessuto in catena,

$s$  lo spazio occupato da un filo di catena,

$s_1$  lo spazio occorrente per il passaggio di un filo di trama attraverso i fili di catena.

Per quanto si è detto lo spazio occorrente per ogni ripetizione del disegno sarà:

$$Ns + ns_1$$

ed il numero delle ripetizioni nell'unità di lunghezza sarà:

$$\frac{R}{N} = \frac{1}{Ns + ns_1}$$

da cui si ha:

$$\frac{Ns + ns_1}{N} R = 1$$

per un altro tessuto si avrà similmente:

$$\frac{N's' + n's'_1}{N'} R' = 1$$

ossia:

$$(31) \quad \frac{Ns + ns_1}{N} R = \frac{N's' + n's'_1}{N'} R'$$

relazione cercata.

Se i tessuti sono tali che:

$$s = s_1 \quad s' = s'_1$$

allora si ottiene:

$$(32) \quad \frac{N + n}{N} s R = \frac{N' + n'}{N'} s' R'$$

Ordinariamente puossi ritenere:

$$\frac{s}{s'} = \frac{d}{d'}$$

essendo  $d$  e  $d'$  i diametri dei fili della catena. Allora sostituendo in (32) si ha:

$$(33) \quad \frac{N + n}{N} d R = \frac{N' + n'}{N'} d' R'$$

Se poi i due tessuti sono formati con fili di eguale materia e titolo, allora ricordando che:

$$\frac{d}{d'} = \frac{\sqrt{t'}}{\sqrt{t}} \quad \text{sarà:} \quad d = d'$$

e l'espressione suddetta diventa:

$$(34) \quad \frac{N + n}{N} R = \frac{N' + n'}{N'} R'$$

Dai ragionamenti fatti agevolmente scorgesi come si possa generalizzare la espressione (31) quando trattasi di un tessuto composto di fili posti a distanza variabile gli uni dagli altri.

Notisi che per le armature fondamentali (tela, saio, raso)  $N$  è eguale al numero dei licci occorrenti per la esecuzione del tessuto ed  $n = 2$  per tutte.

Da quanto si venne esponendo nei due capitoli 10 ed 11 si ricava che, trovata sperimentalmente la riduzione più conveniente per un tessuto di cui si conosca il titolo del filato e l'armatura, agevolmente si può conoscere la riduzione conveniente per qualsiasi altro tessuto formato dalla stessa materia ma con diversa armatura e filato.

Per chi ha familiarità col linguaggio algebrico quanto si venne esponendo è sufficiente per trarre partito delle proprietà dimostrate. Per gli altri occorre mostrare con esempi il modo di adoperare le formole trovate. Ciò farò in una seconda nota.

Coggiola (Novara), 25 aprile 1888.

Ing. FEDELE CERRUTI.



## BIBLIOGRAFIA

## I.

**Ferrovia economica fra Montesilvano e Penne.** — Progetto di massima dell'ingegnere-capo GAETANO CRUGNOLA. — Op. in-8°, di pag. 64 con planimetria, profilo longitudinale e sezioni trasversali tipo. Pubblicato a cura dell'Amministrazione provinciale di Teramo.

Ora che la rete delle strade ferrate primarie si può dire in gran parte ultimata, diviene necessaria o, quanto meno, più giustificata la costruzione di linee di allacciamento destinate a favorire i centri di produzione o di consumo non toccati dalle ferrovie esistenti, ed a collegarli colle più vicine stazioni della rete primaria. Su questo terreno è fuori dubbio che rimane ancora moltissimo a fare per rispondere agli interessi ed alle esigenze dell'industria e del commercio. Ond'è che torna sempre gradito ogni qualvolta n'è dato segnalare l'attività delle amministrazioni locali a questo fine rivolta.

Ed a questo fine risponde la ferrovia economica fra Montesilvano e Penne, studiata dall'ingegnere-capo dell'Ufficio tecnico della Provincia di Teramo.

La linea si staccerebbe a Montesilvano dalla grande arteria Adriatica e andrebbe internandosi nella Provincia per una delle più fertili ed ubertose vallate, riunendo importanti centri, come Cappelle, Collocorvino, Moseuco e Pianella, toccando Loreto Aprutino; per mezzo della stazione di Collatuccio offrirebbe uno sfogo a parecchi Comuni della montagna, e terminerebbe a Penne, capoluogo di Circondario.

La linea, che è a binario ridotto della larghezza di 1 metro, avrebbe la lunghezza di ben 27 chilometri, cioè a dire la stessa lunghezza della strada provinciale attuale; i primi 14 chilometri con salite inferiori al 10 per mille, e gli altri con livellette successivamente crescenti fino al 36 per mille. In questo secondo tratto vi sono pure curve col raggio minimo di 80 metri. Le rotaie sono progettate del peso di Chg. 18,8; le locomotive di 16 tonnellate a vuoto, e 19,5 in servizio.

La linea fiancheggia la strada provinciale per 15 chilometri e mezzo e se ne scosta per 11 chilometri e mezzo circa. La piattaforma stradale non ha che la larghezza di m. 2,50 fra ciglio e ciglio dell'argine in rilevato. Il progetto è stato evidentemente studiato coll'intento di ottenere la massima economia possibile; ed è sotto questo punto di vista che il libro riveste un carattere di generalità tale, da dover essere raccomandato all'attenzione dei colleghi per molti altri consimili casi.

E noi lo raccomandiamo appunto perchè il progetto, sebbene di massima, risulta assai particolareggiato e svolto con ricchezza di dati e di elementi utilissimi a chiunque fosse chiamato a redigere progetti di ferrovie economiche.

G. S.

## II.

**Anwendungen der graphischen Statik, nach Professor Doct. C. CULMANN, bearbeitet von W. RITTER, Professor am Eidgenössischen Polytechnikum zu Zürich.** — Erster Theil: *Die im innern eines Balkens wirkenden Kräfte.* — Mit 65 Textfiguren und 6 Tafeln. — Zurigo, 1888.

« Il trattato più ricco, più originale e più perfetto, sarebbe però » ancora quello di Culmann, se una morte immatura non lo avesse » troppo presto rapito alla scienza, avanti che della seconda edizione egli avesse potuto finire il 2° volume ». Così scriveva nel marzo decorso il senatore Cremona nella sua prefazione alla *Statica grafica* del prof. Saviotti; e giustamente lamentava che un'opera di tanta importanza fosse rimasta incompleta. Ora però, col libro da noi annunciato, questa profonda lacuna sta per riempirsi; infatti esso è la prima delle cinque parti di cui si comporrà il 2° volume della *Statica grafica*, di Culmann, e sebbene quel sommo Maestro più non esista, e con lui anche il concetto fondamentale dell'opera sia svanito giacchè nella sua eredità non si trovarono che frammenti pel 2° volume, senza quel legame che doveva riunirli e dar luce e vita all'insieme, pur tuttavia il prof. Ritter, che fu suo allievo, più tardi assistente ed ora successore nella sua cattedra, e per essere stato lungamente in intimità di studii con lui e pel suo ingegno naturale, saprà certamente continuare

l'opera di Culmann in modo degno di tanto Maestro, sullo stesso piano e cogli stessi principii.

Benchè il libro del prof. Ritter sia in realtà il 2° volume dell'opera magistrale di Culmann, cionullameno il modesto Autore non volle dargli questo titolo e lo chiamò semplicemente: *Applicazioni della statica grafica del prof. Culmann, redatte dal prof. Ritter*; e in questa forma costituiscono un'opera originale, che può stare anche da sè. La scelta del titolo non è però stata fatta a caso, poichè se noi consideriamo il libro del professore Ritter riferendolo alla prima edizione dell'opera di Culmann, esso ne è realmente la 2ª edizione; riproduce parte per parte il classico lavoro del Maestro, rimaneggiandolo da capo a piedi per incorporarvi tutto quanto si è fatto di nuovo da quell'epoca a tutt'oggi. Ma se invece ci riportiamo al primo volume della 2ª edizione, pubblicato da Culmann stesso, troviamo differenze così caratteristiche, come diremo in appresso, che nasce spontaneo il dubbio se questo libro di Ritter sia proprio il 2° volume del trattato di Culmann. Affrettiamoci però, a scanso di malintesi, ad assicurare il lettore che Ritter seppe conservare all'opera l'impronta originale che gli aveva dato il creatore della *Statica grafica*, mantenendola informata ai principii della geometria proiettiva, cosa che molti non han saputo apprezzare, e vollero appoggiarla alla geometria elementare, perdendo così di vista la parte più importante di questa disciplina, quella che costituisce la classicità dell'opera immortale di Culmann.

Le applicazioni della statica grafica verranno pubblicate in 5 volumi, mantenendo la divisione stabilita nella 1ª edizione da Culmann stesso, e cioè:

- 1° Le forze interne di una trave.
- 2° Le travature reticolari.
- 3° La spinta delle terre e i muri di sostegno.
- 4° Travatura continua appoggiata in vari punti.
- 5° Archi.

Di questi 5 volumi il primo è quello di cui abbiamo annunciata la pubblicazione. Esso tratta in quattro capitoli (179 pagine) delle forze interne di una trave e delle deformazioni da esse prodotte. È noto che questa parte della *Statica* offre un campo ristrettissimo all'applicazione dei metodi grafici, e volendo trattare semplicemente problemi che hanno un interesse pratico diretto, poche pagine sarebbero sufficienti. Il prof. Ritter però, non si è accontentato di ciò e sulle orme di Culmann ha preso ad esaminare anche questioni d'ordine elevato, le quali, danno all'opera un interesse scientifico, e non potranno mancare di applicazioni in avvenire.

Nel primo capitolo sviluppa tutte quelle proposizioni della teoria dell'elasticità, che si riferiscono agli sforzi e che formano la base della teoria delle forze interne. Esse furono già date nell'ultimo capitolo del 1° volume (2ª edizione) del trattato di Culmann, ma e il modo come sono riportate qui, e la relazione intima esistente fra esse e gli sviluppi successivi, rendono utilissimo questo primo capitolo. In esso si fa larga applicazione dell'elisse d'inerzia ed è meraviglioso il vedere come questa curva, per se stessa semplicissima, si presti alla rappresentazione delle più importanti leggi dell'elasticità e permetta di studiarle in modo facile e sicuro, quanto sono facili e sicure le proprietà che ad essa si riferiscono.

Nel secondo capitolo l'Autore tratta dell'equilibrio fra le forze esterne e le interne; esamina dapprima quali sono le forze che agiscono sopra una trave, indi come vi si ripartiscono quelle esterne, ammettendo le note ipotesi per rendere determinato il problema; in seguito studia i diversi sforzi che vengono sviluppati dalle forze suddette nell'interno della trave e passa poi a rappresentarli graficamente nel piano, mostrando come essi si trasmettono nella materia; finalmente conchiude collo studio delle forze trasversali che hanno luogo quando la trave si inflette. Dall'esposto si scorge che il capitolo 2° è il più importante per le costruzioni dell'ingegnere, eppure esso non offre un largo campo alle applicazioni dei metodi grafici, o, per meglio dire, nello studio delle questioni che vi si trattano, l'Autore diede sovente la preferenza al calcolo; ma ciò dipende dal fatto che sono semplicissimi i calcoli richiesti e quindi non possiamo che lodare l'Autore per avere saputo mantenere in un limite pratico l'applicazione dei metodi grafici. Tuttavia non si è mancato di accennare ad alcune relazioni geometriche pregevolissime.



Nel terzo capitolo si dà una serie di esempi nei quali sono applicate le proposizioni precedenti; in esso si costruiscono le forze interne per la trave a sezione rettangolare, per la trave callettata a denti, per quella a doppio T, per una rotaia e per una trave di lamiera; si determinano gli sforzi sviluppati nelle gru e negli alberi e si accenna maestrevolmente all'esistenza delle traiettorie interne nelle ossa degli animali, dimostrata già fino dal 1866 da Culmann e dal prof. Meyer Her., e con un'arditezza encomiabile si conchiude che questa legge deve essere generale nella natura e quindi trovarsi anche nelle masse mineralogiche quando sono in preda ad un movimento, come sarebbero i ghiacciai e le grandi frane. Quest'argomento è affatto nuovo, e certamente troverà, per quanto si riferisce al movimento delle terre, uno sviluppo maggiore nel 3° volume dell'opera di Ritter. In questo capitolo le costruzioni grafiche assumono tutta la loro importanza, poichè gli sviluppi relativi alla teoria dell'elasticità sono tutti basati sopra elementi che si ottengono coi metodi della statica grafica, e che qui trovano il loro naturale complemento.

Nel quarto capitolo si esaminano le deformazioni che dentro i limiti dell'elasticità hanno luogo nei corpi cementati da forze esterne; si espongono dapprima le nozioni relative ai coefficienti di elasticità, indi si studiano singolarmente le deformazioni prodotte dall'azione di una forza normale e di una trasversale per poi riunirle e vedere l'effetto della loro azione concomitante. Questo studio conduce all'esame delle deformazioni che hanno luogo in un'asta intera e quivi si manifesta tutta l'importanza della conica alla quale già accennammo, che apparve dapprima come elisse per rappresentare i momenti d'inerzia e centrifugali e che nella teoria dell'elasticità è la sola curva, che rappresenti così felicemente e con tanta semplicità i momenti di secondo ordine riferiti ad assi qualsiasi nel piano, e che mal si potrebbe sostituire con due circonferenze, come si è da taluni proposto di fare. Dalle nozioni esposte era facile il passaggio alla determinazione della curva elastica delle travi rettilinee e quindi alle travi continue. Benchè l'Autore si proponga di trattare quest'argomento in un volume apposito, come apparisce dal programma dato più sopra, pure qui si accenna ad alcune cose che vi si riferiscono, epperò a noi sembra che l'Autore in ciò abbia fatto bene, poichè queste nozioni sono in intima relazione con quelle esposte, e quindi l'averle considerate in questo capitolo torna di grande giovamento per la chiarezza delle medesime, ed anche per meglio comprendere le cose trattate le quali trovano così una immediata applicazione. — Si passa in seguito allo studio della inflessione dei corpi caricati di punta, e da ultimo l'Autore espone alcune considerazioni sul modo di resistere dei materiali da costruzione agli sforzi da cui vengono cementati.

A questo proposito vedemmo con compiacimento che l'Autore ammette pure un modo diverso di resistere nel materiale quando è cementato da forze in direzione obliqua, e che non trova corretto il procedimento comune di scomporle in una forza normale ed in un'altra orizzontale per studiarne separatamente le azioni loro. Una tale considerazione fu da noi già fatta in questo stesso periodico (\*) e ci provammo di risolvere la questione in via teorica; il prof. Ritter ora lamenta che non si possa decidere con esattezza in proposito per mancanza di esperienze sulla resistenza dei materiali, che permettano di stabilire la legge secondo la quale questi resistono nelle diverse direzioni, e come avvengano le deformazioni sotto l'azione simultanea di forze agenti sopra di essi in direzioni perpendicolari fra loro. Ciò nullameno espone preziose considerazioni, che gettano una viva luce sulla questione.

Abbiamo accennato fino dal principio che l'opera di Ritter presenta delle differenze caratteristiche per rispetto alla 2ª edizione del classico libro di Culmann. Infatti, in questo, lateralmente agli sviluppi grafici delle relazioni statiche, Culmann ha trattato dappertutto le stesse questioni analiticamente basandosi sopra i metodi della geometria analitica

(\*) *Costruzioni murali. — Ripartizione degli sforzi nell'interno delle murature assoggettate a spinte oblique.* — Nell' *Ingegneria civile*, anno IX, pag. 116-121; e più tardi nel nostro lavoro: *Sui muri di sostegno e sulle traverse dei serbatoi d'acqua*, Cap. I, § 7 e 8.

moderna e vi diede anzi un'estensione, forse maggiore di quella che sarebbe stata opportuna. Non è quindi a dubitarsi che anche nel secondo volume avrebbe continuato nella stessa via.

Ritter invece soppresse questo parallelismo, e noi, per quanto esso fosse interessante, dobbiamo convenire con lui che non era opportuno in un libro di statica grafica, anzi ne rendeva più difficile lo studio, specialmente nel secondo volume dove le applicazioni devono svolgersi in stretta relazione colle esigenze della pratica. Quindi, se dal lato scientifico il valore del libro può avere diminuito, dal lato tecnico invece ci sembra abbia guadagnato.

Un'altra modificazione introdotta da Ritter è quella relativa alle notazioni, e senza estenderci qui nella descrizione di quelle usate da Culmann e di quelle adottate da Ritter, diremo solo che questi ha voluto mettersi in armonia col rimanente del mondo tecnico, e quindi preferì servirsi delle notazioni comunemente in uso. Per quanto lodevole sia l'intenzione dell'Autore, a noi sembra che in questo punto avrebbe potuto mantenersi alle notazioni di Culmann, poichè, sebbene poco usate, pure sono famigliari a tutti i discepoli di quel sommo e sono moltissimi; d'altra parte noi siamo persuasi che dopo la pubblicazione dell'opera di Ritter, tali notazioni avrebbero certamente preso maggior piede presso la generalità dei tecnici.

Nel resto però il libro di Ritter è opera degna del suo predecessore, e come tale deve a quella far seguito; esso è basato sulle stesse fondamenta e non è disceso di vari gradini, come pur troppo si è fatto in moltissimi dei libri pubblicati sulla statica grafica, nei quali, col pretesto di rendere più intelligibile questa disciplina, si è abbandonata la geometria proiettiva per appoggiarsi alla geometria elementare, con che la statica grafica perde la parte sua più importante, quella che sola le permette di trattare le più alte quistioni dell'ingegneria, e da cui ebbe l'impronta caratteristica e geniale, che permise di elevare a disciplina un complesso di metodi semplicemente geometrici.

Astrazione fatta del merito scientifico, il libro di Ritter ne ha un altro grandissimo che contribuirà a dargli quella popolarità che mancò all'opera del Maestro; esso è scritto in modo chiarissimo, con stile aggradevole, facile a leggersi; le cose più difficili sono esposte logicamente dalle più semplici alle più complesse, e riescono intelligibili senza uno studio profondo, cosicchè non dubitiamo punto che il suo libro sarà ben accetto a tutti quelli che si diletano di statica grafica e completerà degnamente l'opera di Culmann.

Teramo, li 21 luglio 1888.

GAETANO CRUGNOLA.

### III.

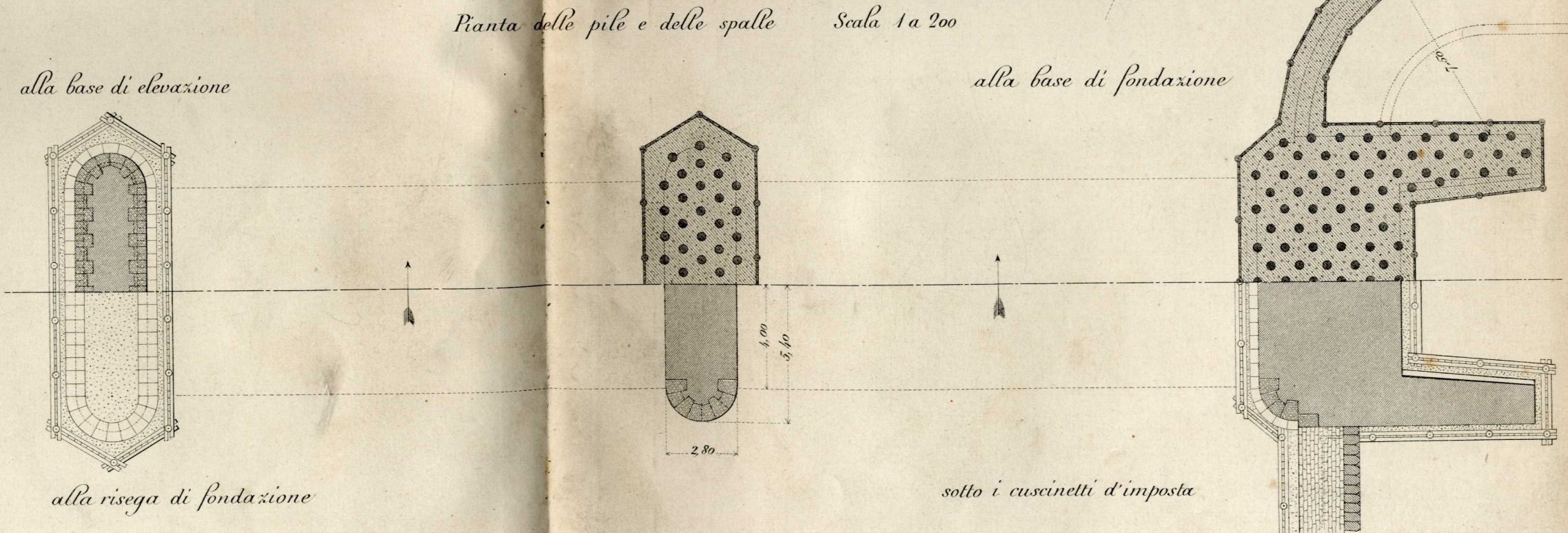
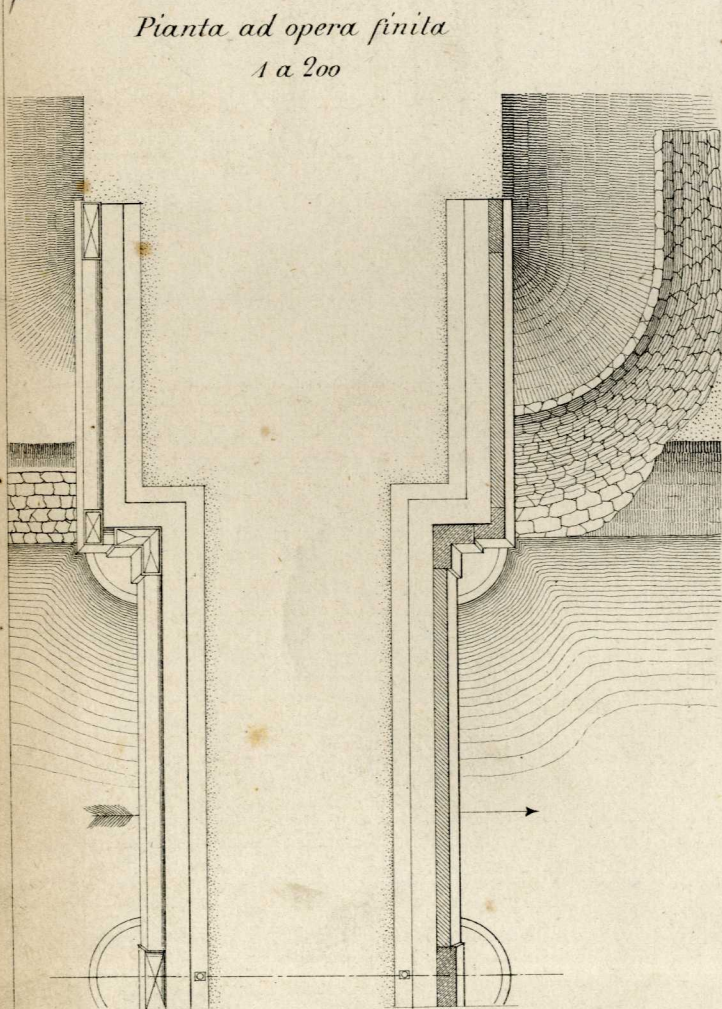
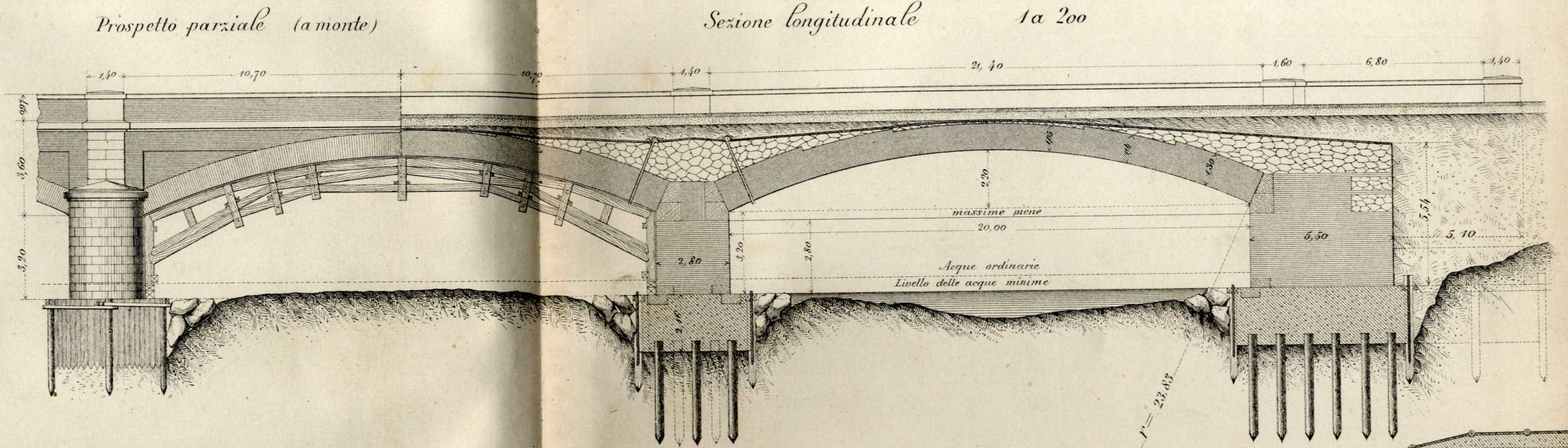
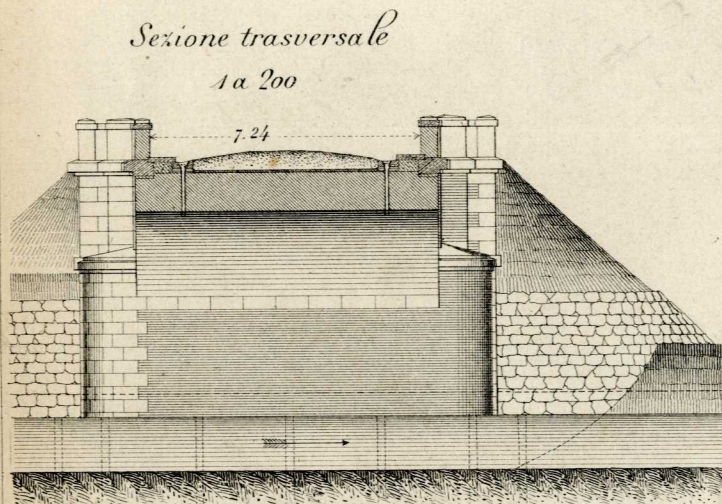
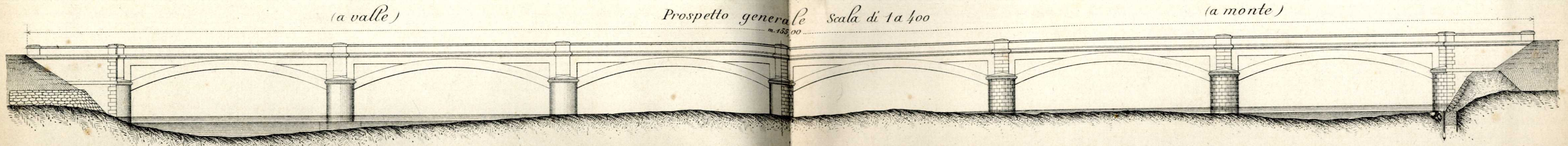
**Sul calcolo delle deformazioni dei sistemi articolati.** — Nota dell'ing. ELIA OVAZZA, assistente nella R. Scuola d'applicazione per gli Ingegneri di Torino. — Op. in-8°, di pag. 20. — Estr. dagli *Atti della R. Accademia delle Scienze di Torino*, 8 aprile 1888.

Il professore Mohr, di Dresda, trattando nel *Civilingenieur* del 1887, del moto di una figura piana sul suo piano con legge qualunque, accennò alla opportunità di studiare l'argomento della deformazione dei sistemi elastici partendo dalle teorie cinematiche del moto composto.

E l'ing. Ovazza, seguendone il consiglio, prende a considerare il caso di un sistema articolato piano costituito da aste prismatiche unite a cerniera, e non deformabile che in seguito a deformazioni prodotte alle aste da forze applicate ai nodi; costruisce il diagramma degli spostamenti dei singoli nodi del sistema, secondo quanto fu prima esposto dal Williot nel 1877. Poi osservando che tale costruzione grafica obbliga alla ricerca simultanea di tutti quanti questi spostamenti, e che nelle applicazioni pratiche importano in generale soltanto le proiezioni in direzione determinata degli spostamenti di certi nodi, occupasi di trovare tali proiezioni in modo diretto; egli giunge così a risultati che concordano con quelli trovati per altre vie dal Müller-Breslau nel 1886 e dal Winkler nel 1881 e così pure arriva al noto principio di Maxwell sulla reciprocità degli spostamenti, del quale l'autore intende far uso in altro prossimo suo lavoro per la determinazione delle frecce statiche e delle frecce dinamiche delle travi reticolari da ponte e per altre applicazioni.

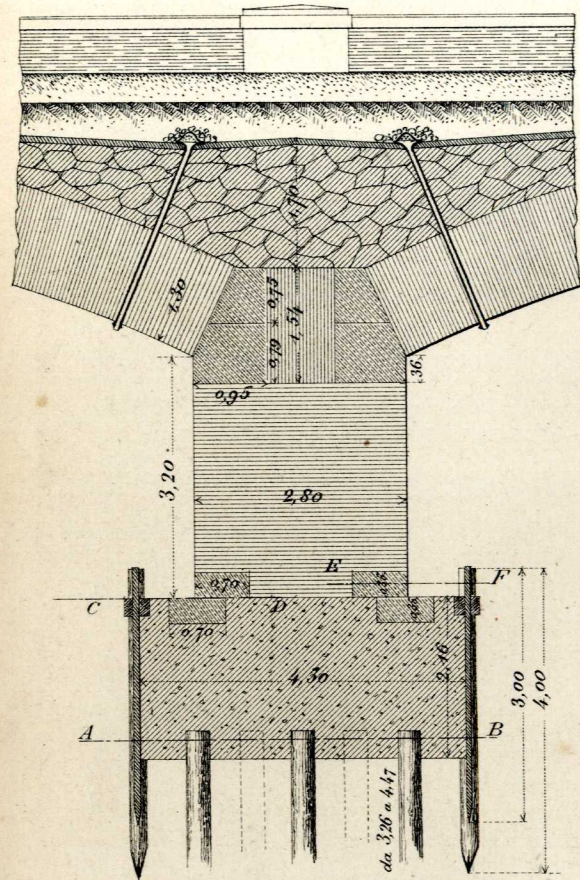
G. S.



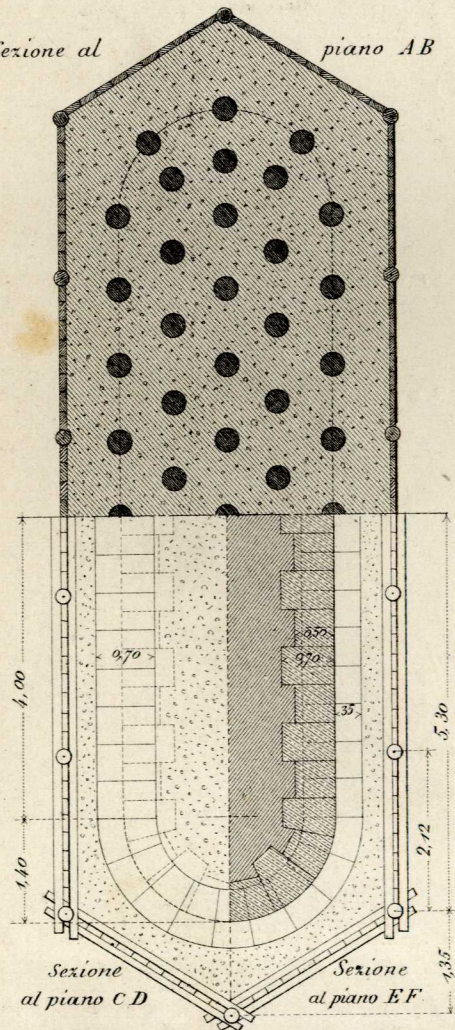




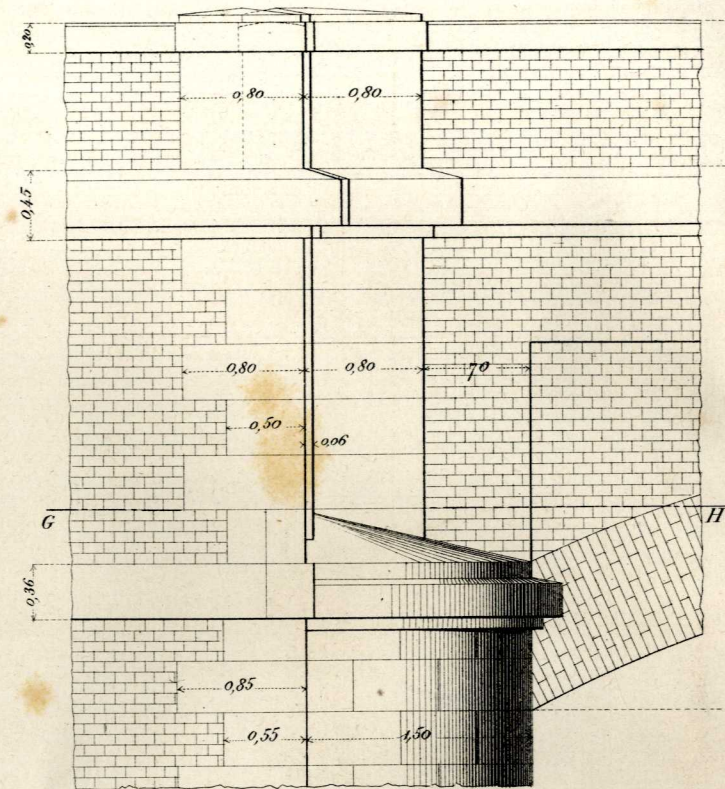
Particolari di una pila. Scala di 1 a 100



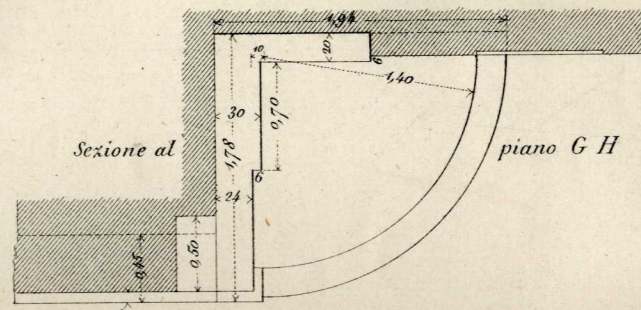
Sezione al piano AB



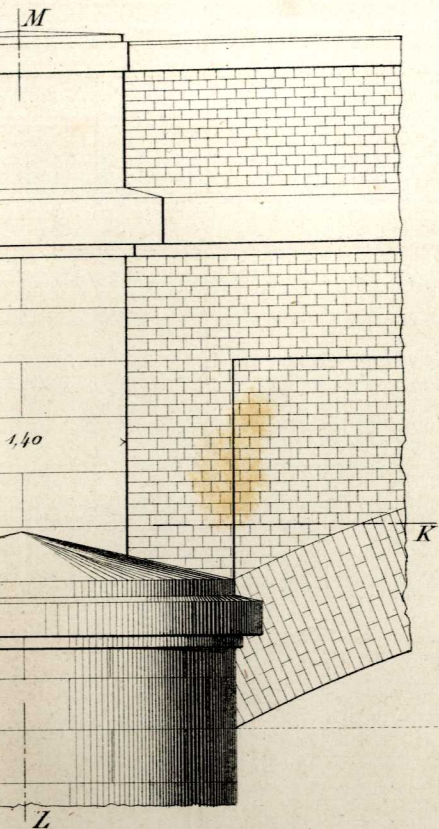
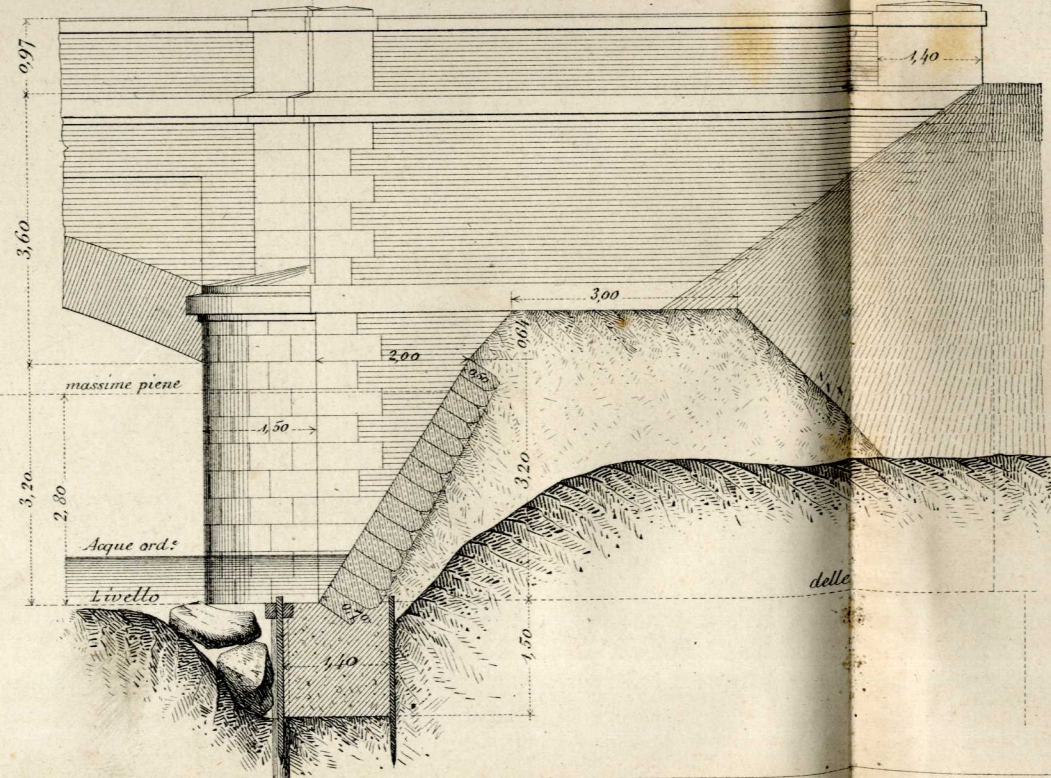
Particolari del prospetto a monte. Scala di 1 a 50



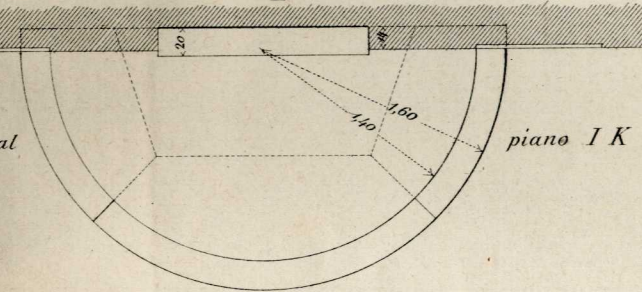
Sezione al piano GH



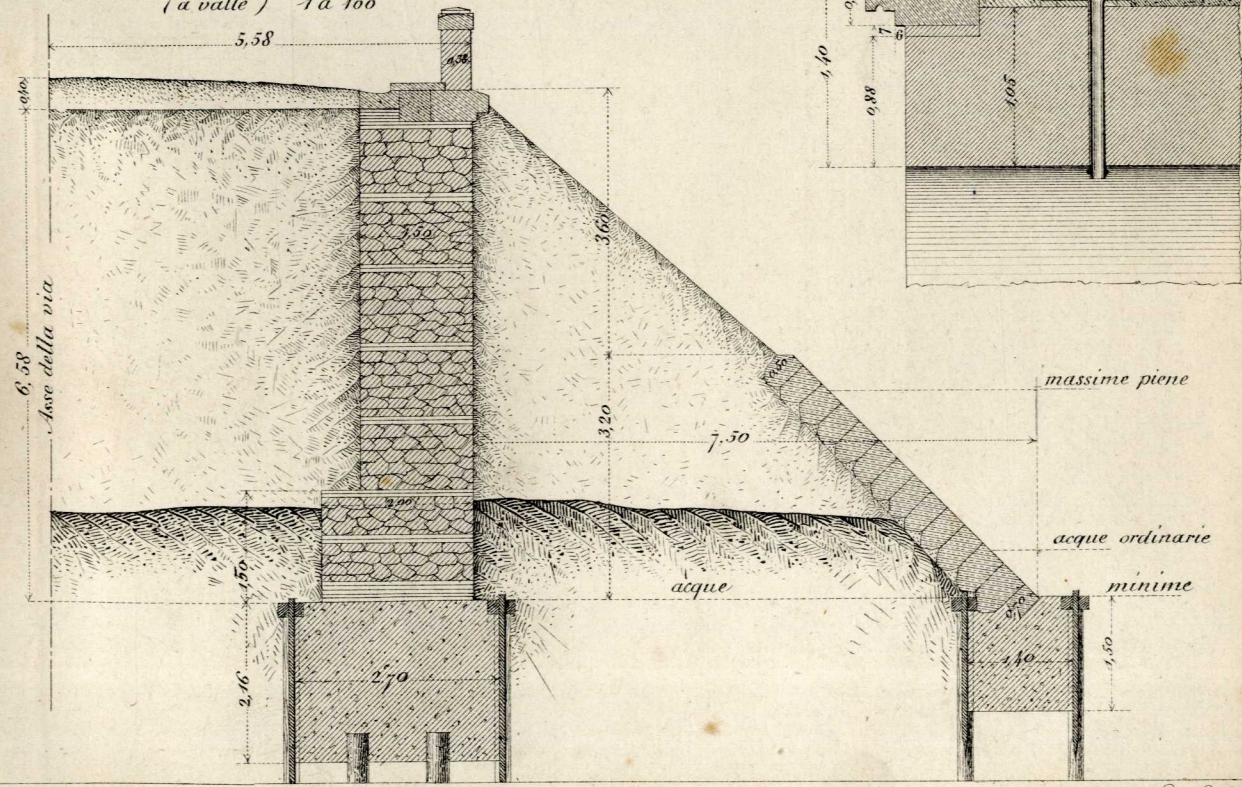
Sezione trasversale dell'argine (a monte) 1 a 100



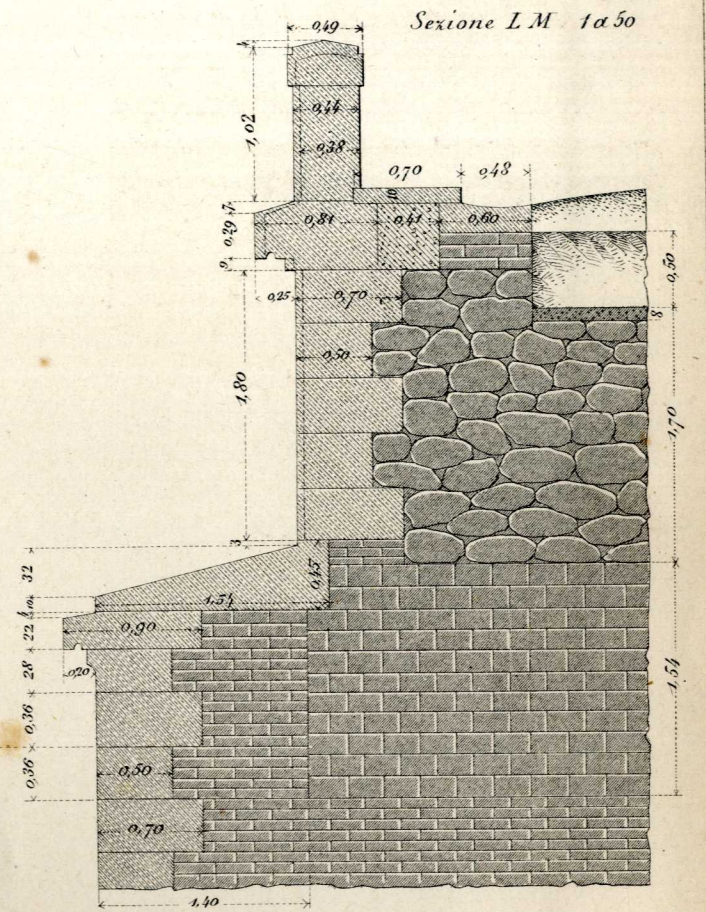
Sezione al piano IK



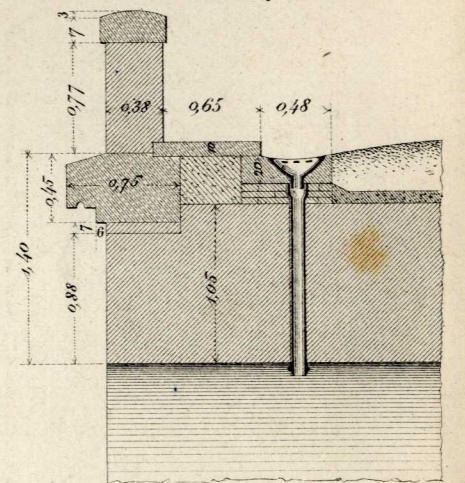
Metà sezione a largo di una spalla con quarto di cono (a valle) 1 a 100



Sezione LM 1 a 50



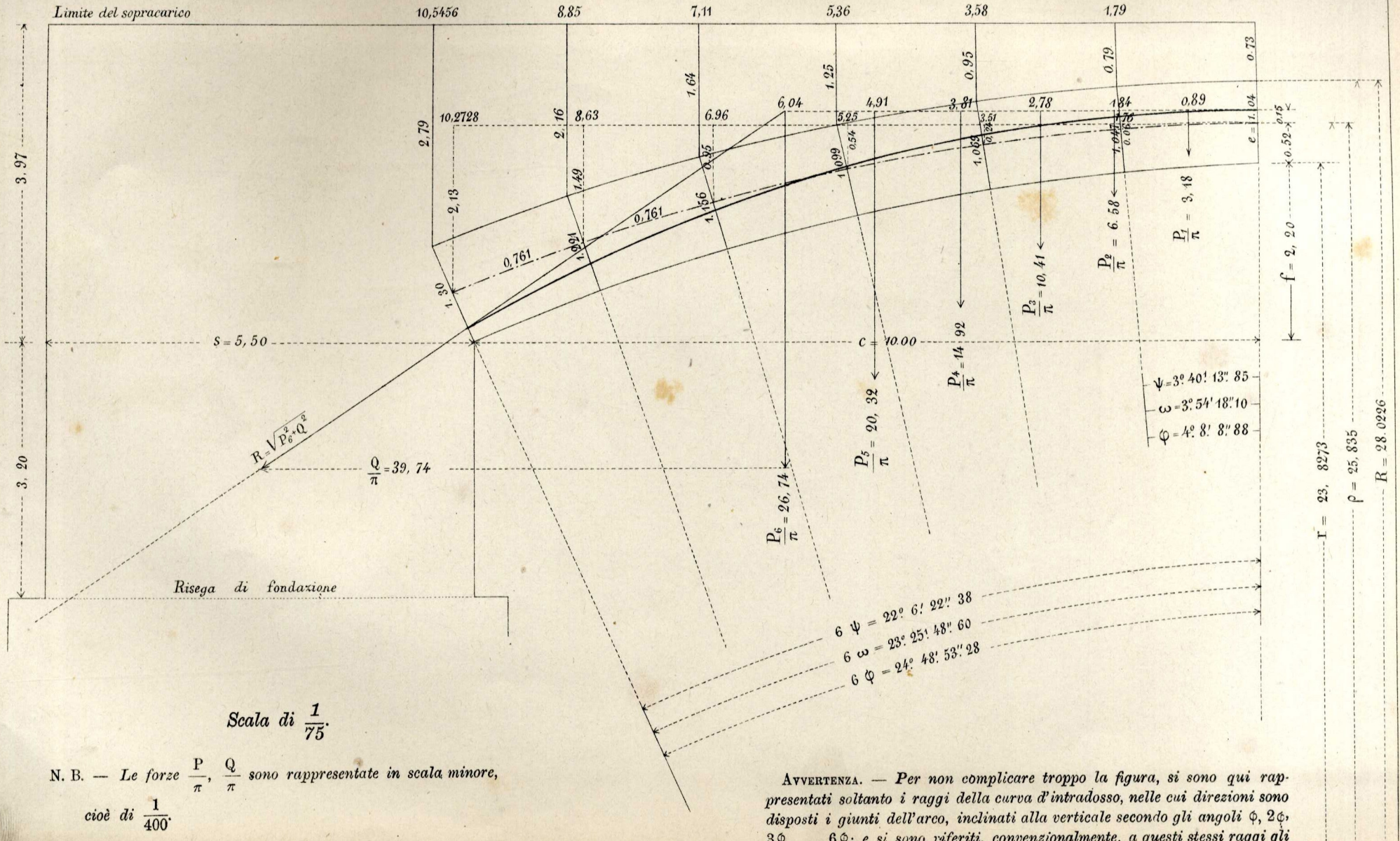
Particolare alla chiave degli archi 1 a 50



massime piene

acque ordinarie minime





Scala di  $\frac{1}{75}$ .

N. B. — Le forze  $\frac{P}{\pi}$ ,  $\frac{Q}{\pi}$  sono rappresentate in scala minore,  
cioè di  $\frac{1}{400}$ .

AVVERTENZA. — Per non complicare troppo la figura, si sono qui rappresentati soltanto i raggi della curva d'intradosso, nelle cui direzioni sono disposti i giunti dell'arco, inclinati alla verticale secondo gli angoli  $\phi$ ,  $2\phi$ ,  $3\phi$ , ...  $6\phi$ ; e si sono riferiti, convenzionalmente, a questi stessi raggi gli angoli  $\psi$  della curva d'estradosso, e gli angoli  $\omega$  della curva d'asse.



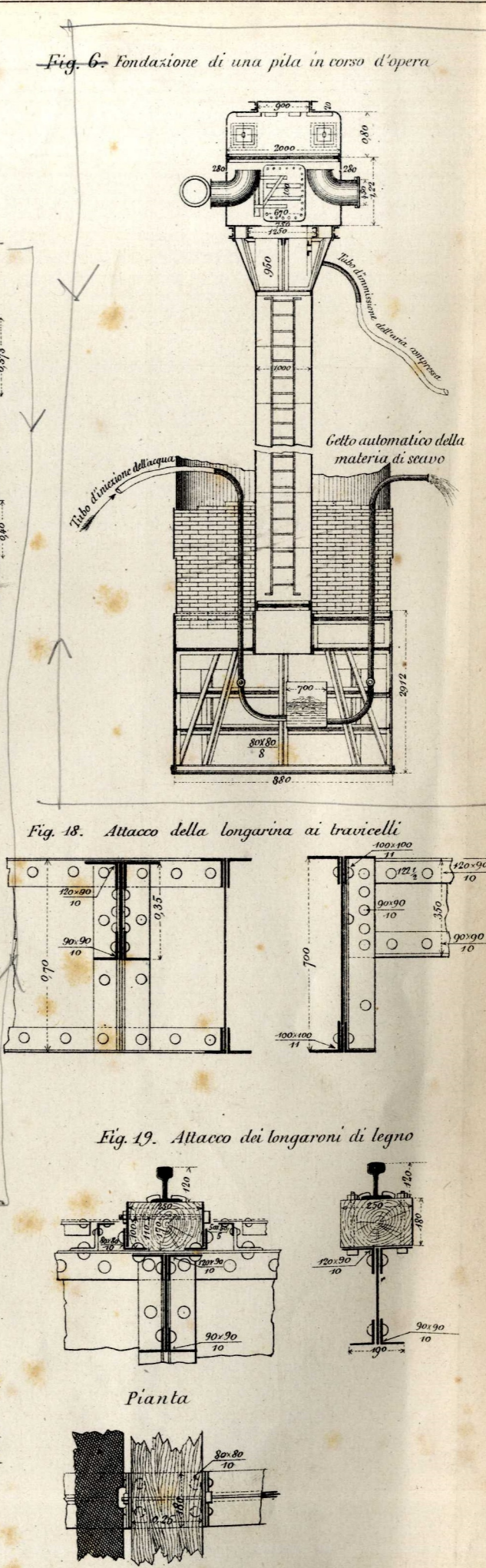
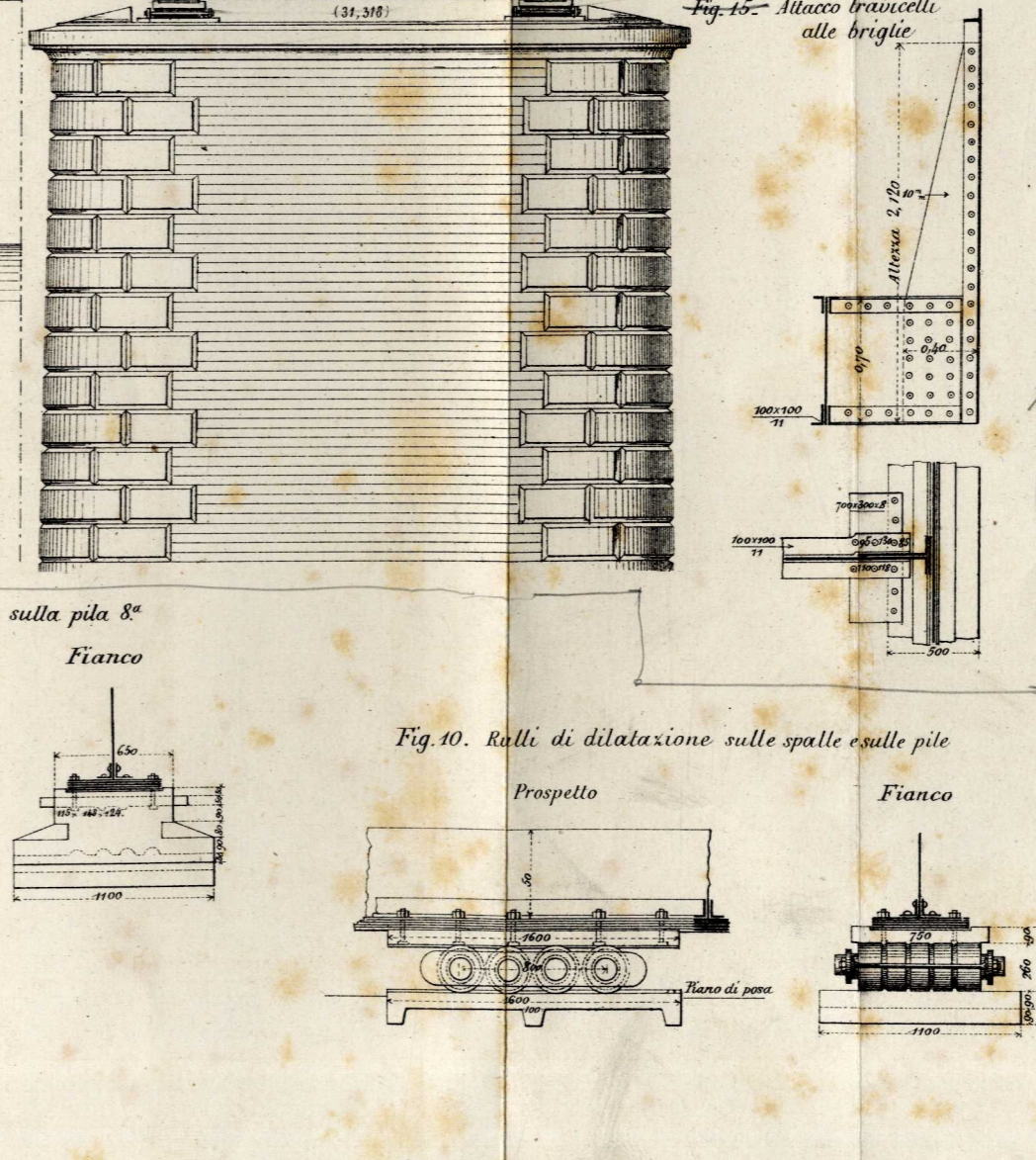
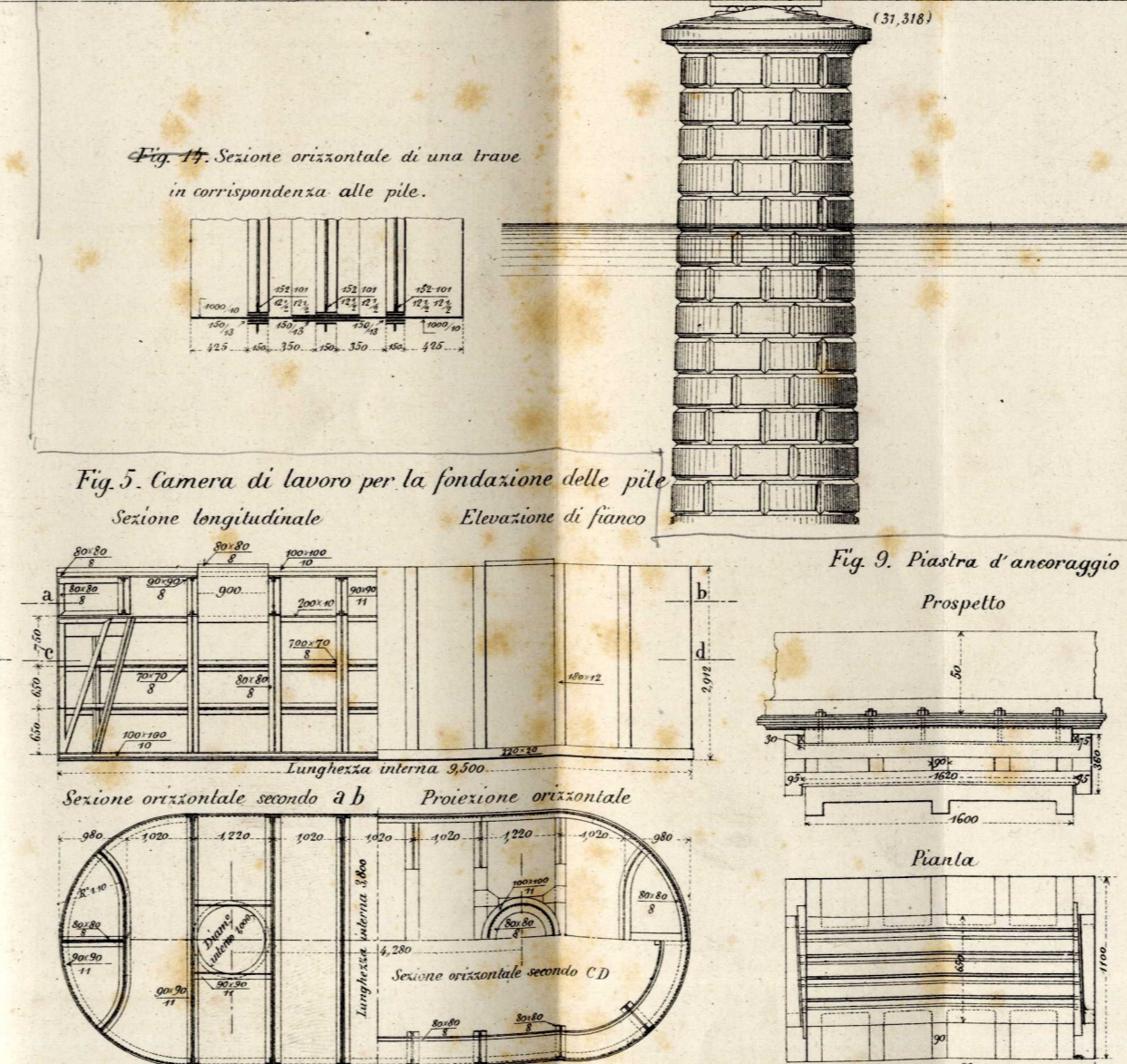
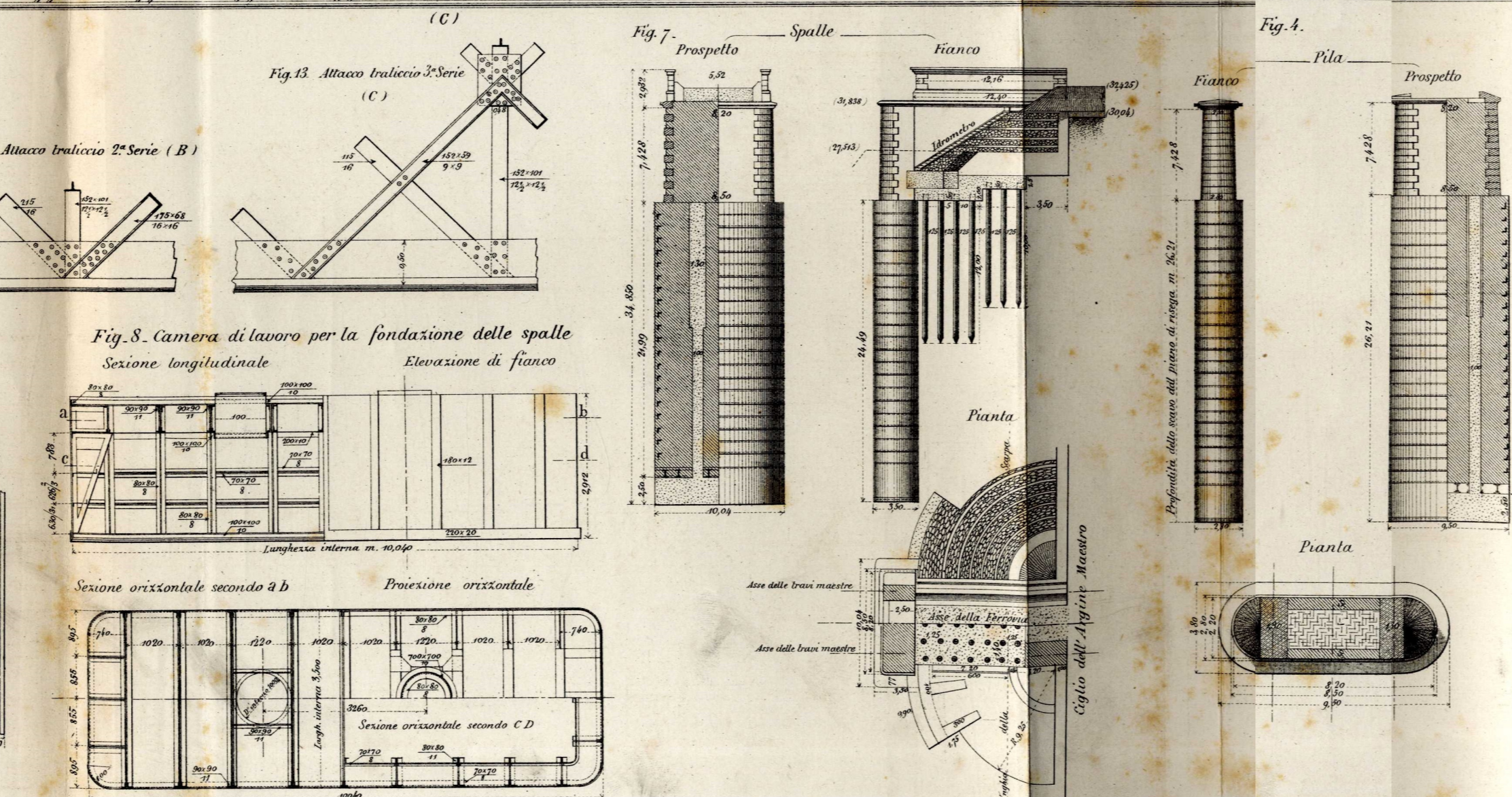
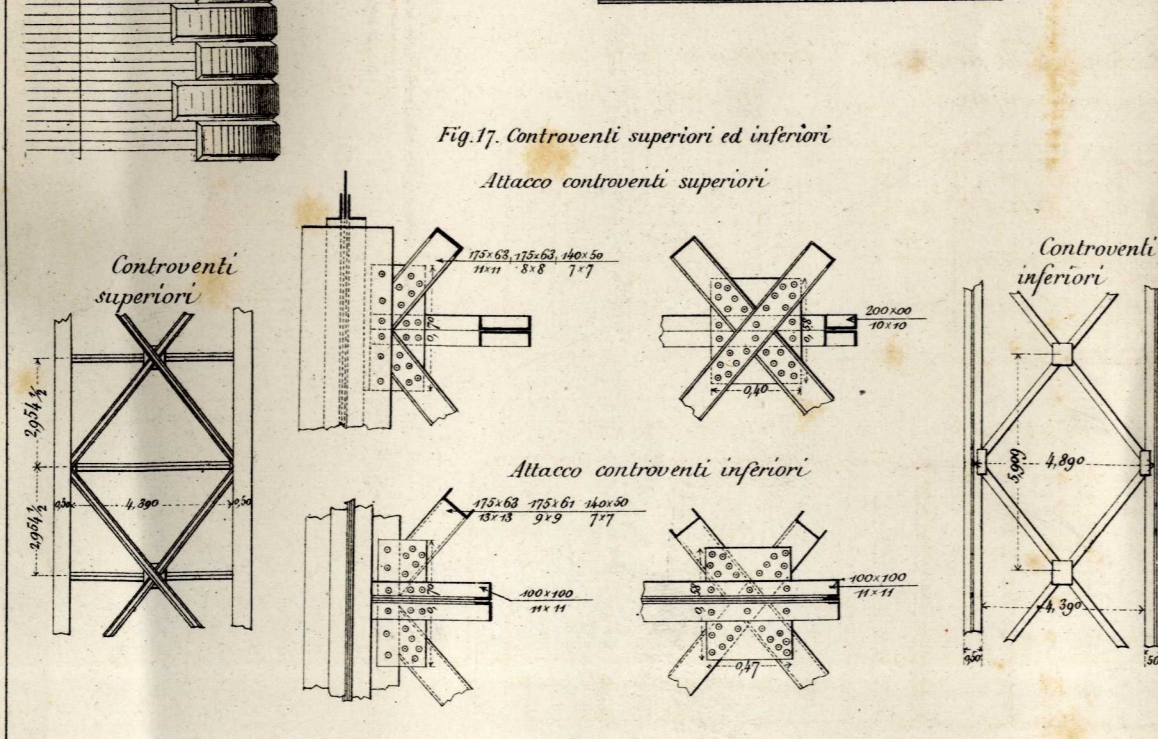
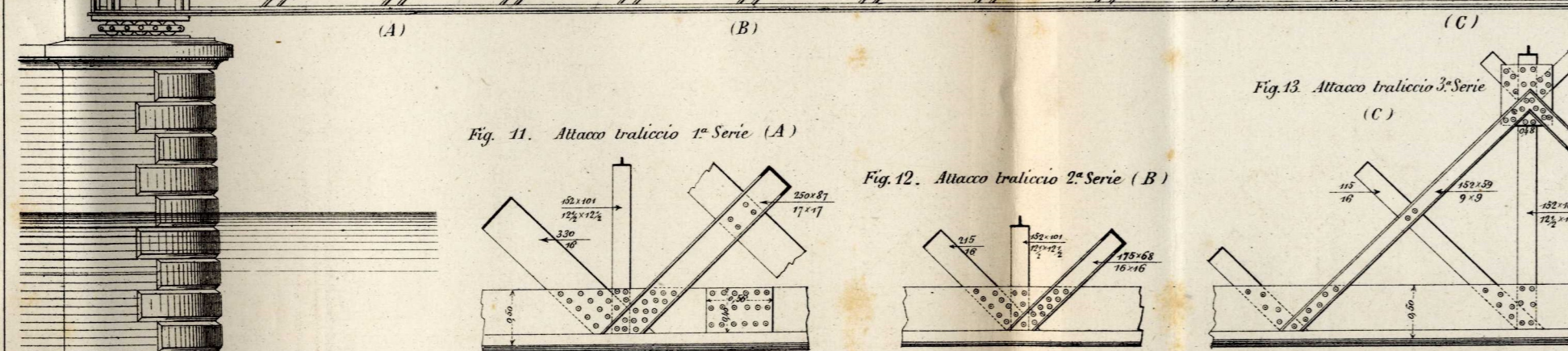
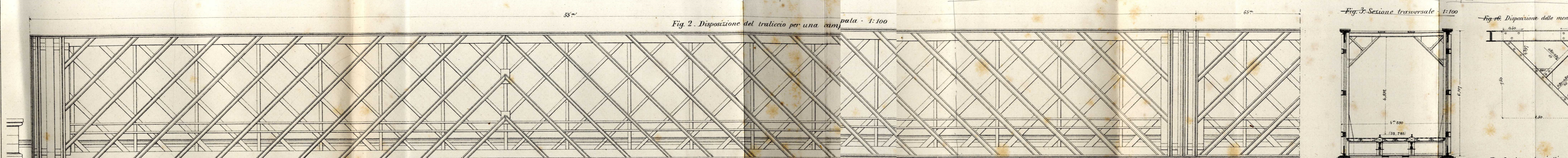


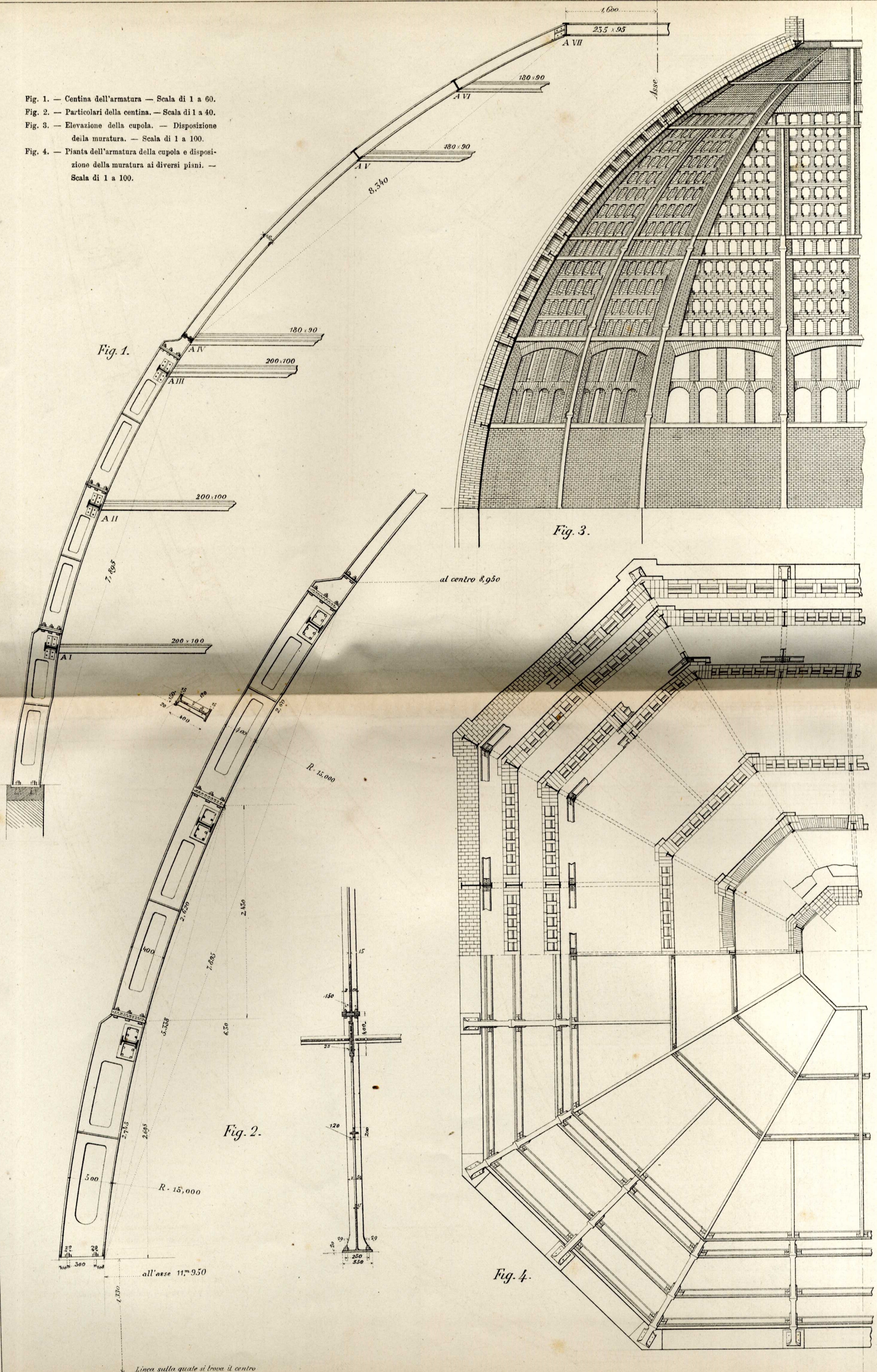


Fig. 1. — Centina dell'armatura — Scala di 1 a 60.

Fig. 2. — Particolari della centina. — Scala di 1 a 40.

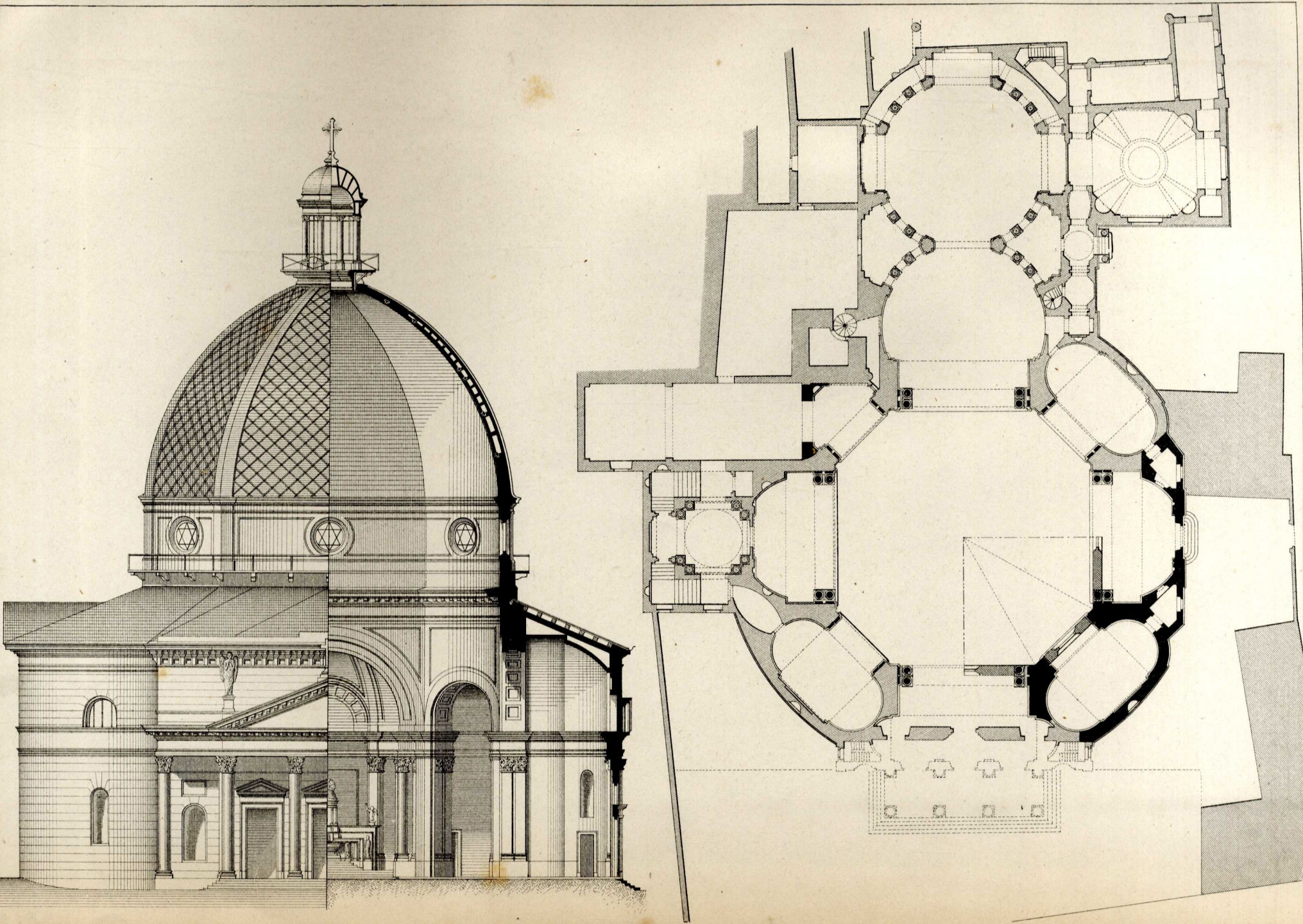
Fig. 3. — Elevazione della cupola. — Disposizione della muratura. — Scala di 1 a 100.

Fig. 4. — Pianta dell'armatura della cupola e disposizione della muratura ai diversi piani. — Scala di 1 a 100.



Tip. Lit. Camilla e Bertolero





LA NUOVA CUPOLA DELLA CHIESA PARROCCHIALE DI GATTINARA

Torino.. Tip e Lit. Camilla e Bertolero.

Costruita dal Prof. Arch. Giuseppe Locarni