

L'INGEGNERIA CIVILE

B

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.

COSTRUZIONI CIVILI

LA MOLE ANTONELLIANA

(Veggasi la Tav. IV)

1. — La città di Torino possiede uno dei monumenti più grandiosi, e, senza dubbio, il più arditamente che l'architettura moderna abbia saputo produrre: la *Mole Antonelliana*, così chiamata per universale consenso in omaggio al veneto Autore che ne meditò il progetto e ne dirige la costruzione con rara sapienza e con sicurezza meravigliosa.

La singolarità dell'opera è generalmente nota in quanto il monumento differisce da tutti quelli più celebrati, ma non è ugualmente conosciuto come questa tragga origine da una singolarità ben più interessante del suo organismo, dovuta ad una serie di gravissime difficoltà, che furono ad una ad una risolte con una novità di mezzi, una giustezza di vedute ed una eccellenza di metodo e di materiali che la rendono per questo riguardo superiore a tutte le altre.

Un complesso così raro di questioni tecniche e scientifiche attinenti all'arte del fabbricare sarà sempre oggetto di analisi e di studi; ma questi giammai potranno farsi in modo così completo come ora che gli intonachi non hanno ancora posto un velo sulla struttura di questo organismo veramente eccezionale. Per la qual cosa diamo qui una descrizione sommaria di questo organismo, mettendo in evidenza le circostanze che lo hanno imposto; le questioni che ne derivarono e i sottili accorgimenti a cui dovette ricorrere l'Autore.

Si sa che l'origine di questo monumento (*) fu un concorso bandito nel 1862 dalla Università Israelitica di Torino per il progetto di un tempio, nel quale, oltre la parte propriamente destinata al culto, dovevano trovare posto sale per un asilo, un collegio, alloggi, uffici di amministrazione e molte altre che nel programma erano specificate.

Il concorso subì le sue fasi, ma nessuno dei progetti presentati fu prescelto, e la cosa finì che si diede l'incarico al professore Antonelli di redigere un progetto che rispondesse alle esigenze del programma.

2. — La quantità delle condizioni imposte e soprattutto il numero e la vastità degli ambienti richiesti in un'area data relativamente troppo piccola, consigliarono l'Architetto di stabilire il tempio al disopra d'un gran basamento, alto m. 10,08 dal suolo; assegnandovi un'area di circa mq. 2400; e di dividerlo in due parti formanti due piani, alti m. 5,04 ciascuno, che unitamente ai sotterranei contenessero tutti i

locali richiesti, all'infuori della gran sala; finalmente a provvedere alle scale con l'addizione di un grande pronao sulla facciata principale, e con due avancorpi alle estremità orientali dei due lati.

Non occorre ora discendere ad ulteriori suddivisioni e spiegazioni su questo argomento, che non ha più l'importanza primitiva, dopo la destinazione nuova che l'edificio ricevette nel 1878, quando fu dal Municipio, per desiderio universale della cittadinanza torinese, acquistato per ultimare la costruzione secondo le idee dell'insigne Architetto, e farne la sede di un monumento storico nazionale dedicato a Vittorio Emanuele II. Ma giova notare fin d'ora l'ossatura di questo basamento, costrutta seguendo un principio che troveremo dominare in tutta la fabbrica, che è quello di farla riposare sopra robusti pilastri, detti tecnicamente *fulcri*, i quali vengono fra loro congiunti con robusti arconi muniti di appositi tiranti. Su questi arconi posano le volte che sorreggono i pavimenti dei diversi piani in cui si vengono ricavando i varii locali, con opportune divisioni tra fulcro e fulcro, semplicemente ottenute con pareti sottili posanti sugli archi.

Questo concetto è seguito pure per la formazione delle pareti esteriori del monumento, e queste, a cagione della loro ampiezza, vengono ancora rinforzate con pilastri secondarii ed archi; per modo che ne deriva quello stupendo motivo di decorazione esterna che tutti conoscono, che lega insieme basamento, pronao ed avancorpi, con un disegno che è tanto più pregevole, perchè è la conseguenza logica dell'interno organismo.

Arrivati al termine del basamento interno, si è al piano della grande sala formante, secondo il programma, il sacro tempio propriamente detto; e di qui incomincia la serie interminabile di difficoltà vere contro le quali lottò e dovrà ancora lottare sino al compimento dell'opera il genio potente dell'Architetto.

3. — La pianta della sala è formata essenzialmente da un quadrato che riproduce quella dei piani di sotto, tranne che qui mancano le due file dei fulcri centrali. I fulcri laterali formano uno spazioso ambulatorio della larghezza di m. 5,40 (fig. 24), che racchiude un quadrato libero al centro con metri 27,00 di lato da asse ad asse dei fulcri estremi. Sull'ambulatorio, all'altezza di m. 5,04 dal pavimento della sala, è ricavato un loggiato grandioso, alto m. 9,50, che nella primitiva destinazione dell'edificio doveva essere il matroneo. Su questo loggiato posano ancora due ordini di gallerie praticabili, di minore importanza, destinate a contenere il pubblico che volesse assistere alle funzioni.

Con ciò si arriva ad un'altezza di m. 27,45 dal pavimento, dove incomincia l'imposta della grande cupola e con essa la maggiore delle difficoltà, donde nacque la più ardua delle soluzioni.

4. — Non si voleva coprire lo spazio che con una volta, non si volevano chiavi in vista e non si poteva pensare a fiancheggiare l'imposta con costruzioni addizionali che re-

(*) Vedasi a questo proposito quanto si è già pubblicato in questo periodico, annata I (1875) e VII (1881) su di questa arditissima costruzione, quando se ne voleva decretata la distruzione. Daremo prossimamente il disegno completo del così detto cupolino, quale trovasi ora felicemente ultimato, e che costituisce per la maggior altezza raggiunta altra notevolissima variante al disegno da noi pubblicato nel 1875.

sistessero alle spinte, nè a cerchiar la vòlta con radiciamenti di ferro di efficacia sicura.

Fu allora che l'Architetto pensò di valersi della possibilità di mantenere in equilibrio la muratura, non eccedendo il limite entro cui è possibile che un mattone, anche non disposto piano, resista allo scorrimento.

È noto che un mattone posato sopra un letto di calce può rimanere in equilibrio, purchè la sua inclinazione all'orizzonte non superi un certo limite, che si trova essere di 30° circa; ciò che permette di costruire le parti delle vòlte in cui l'inclinazione dei giunti non eccede questo limite, a quel modo che si erigono i piedritti in curva.

Ciò premesso, l'Autore immaginò di fare la vòlta a padiglione, di posarla sul lato del quadrato interno della gran sala e di dare tale monta, che il giunto supremo non eccedesse il limite di inclinazione dianzi accennato. Ragioni di stabilità e ragioni di estetica apparenti dal disegno d'insieme suggerivano di posare sulla cupola un cupolino colla larghezza interna uguale all'interasse dei fulcri, e di dare alle pareti di questo e di quella uno spessore che fosse uguale alla terza parte di questo interasse. Ciò posto, dando per direttrice alle superficie dei fusi cilindrici una curva circolare col centro sul piano d'imposta, gli elementi della cupola diventavano determinati come segue:

lato interno	m. 27,00
spessore	» 1,80
lato esterno	» 30,40
raggio interno	» 75,00
» esterno	» 76,80
monta	» 37,50

5. — Stabilite così le dimensioni principali e la forma della cupola, bisognava pensare al modo di eseguirla.

A parte il dubbio se m. 1,80 di spessore avrebbero conferito ai fusi sufficiente rigidezza; a parte il peso enorme che ne sarebbe derivato, capace di schiacciare i 16 fulcri destinati a sostenere la vòlta, stava la circostanza gravissima che questi fulcri (come può vedersi dalle figure schematiche 24 e 25) venivano ad agire esclusivamente in A sotto il lato interno della base d'imposta e per nulla in tutto il resto, che sarebbe trovato così senza sostegno.

Bisognava fare la cupola anzitutto leggiera, e per questo sottile e conseguentemente elastica; donde sarebbe ricomparsa in tutta la sua gravità la questione delle spinte.

In una costruzione metallica questo non sarebbe stato difficile problema, ma le costruzioni murarie hanno esigenze proprie, per cui solo in parte si prestano all'ufficio da quelle compiuto.

Ora il segreto della costruzione scaturì appunto dalla ricerca di un'ossatura quale avrebbersi potuto avere in ferro, dove le parti soggette a pressione venissero sostituite con appositi pezzi di muratura e lasciando che le tensioni fossero elise con tiranti.

6. — Consideriamo pel momento la cupola come costituita da quattro scorze cilindriche quali risultano cogli elementi geometrici dianzi accennati; e sopra di essa un parallelepipedo cogli spigoli distanti m. 5,40, rappresentante il cupolino.

Immaginiamo che per l'asse di ciascuno dei fulcri passi un piano normale alla parete della sala su cui il fulcro si trova; avremo così tante sezioni rette delle scorze cilindriche quanti sono i fulcri. Le sezioni centrali si incontreranno due a due, secondo le rette che coincidono cogli spigoli del parallelepipedo del cupolino; le laterali si incontreranno due a due lungo le intersezioni delle scorze cilindriche fra loro; od in altri termini, lungo le sezioni

fatte dai piani verticali passanti per le diagonali del quadrato di base.

Ora supponiamo che ognuna delle sezioni così determinate diventi la sezione meridiana di una centina posata sul rispettivo fulcro; avremo un complesso di centine e di fulcri formanti un'ossatura, che è quella alla quale l'Architetto raccomandò tutta la stabilità della cupola (fig. 25 e 26).

Ciascuna di queste centine, o costole, venne formata di due archi circolari in muratura di mattoni, di cui gli assi hanno rispettivamente i raggi di m. 75,00 e 76,80, e le sezioni rette hanno aree compatibili colle pressioni a cui debbono resistere. Questi archi sono tratto tratto rilegati fra loro da piccoli archi trasversali diritto-rovesci, muniti di chiave, in modo da impedire gli spostamenti degli archi maestri nella direzione del raggio. Di più, fra l'una e l'altra di queste costole sono gettate delle voltine a diverse altezze, munite anch'esse di apposite chiavi, in modo da impedire gli spostamenti normali al raggio. Risulta così un complesso di costruzioni murali che forma l'ossatura della grande cupola, la quale ossatura può essere capace di reggere a tutti i pesi che si vorranno sovrapporre alla cupola stessa, mentre ne potrà perfettamente rappresentare la forma, solo che si chiudano i grandi vani fra le costole con una parete verso l'interno ed un'altra verso l'esterno, le quali ne formino l'intradosso e l'estradosso.

7. — Vediamo ora come tutta questa ossatura sia sorretta dai 40 fulcri perimetrali, di cui i soli 16 formanti il quadrato interno, vengono ad agire direttamente sotto l'imposta.

Per questi la cosa è semplice, basta prolungarli fin sotto gli archi interni delle costole, per rimandare sopra di essi la parte corrispondente del peso di questi archi.

Non così per i rimanenti 24 che formano il quadrato esterno della gran sala, i quali distano dai corrispondenti fulcri interni di m. 5,40, mentre l'asse dell'arco esterno della costola dista dall'asse dell'arco interno di soli m. 1,80, come fu detto (fig. 24 e 25).

Per questi altri 24 fulcri l'Autore provvide nel modo seguente.

L'arco esterno E viene prolungandosi in un pilastro P che parte dal piano d'imposta di esso, discende parallelamente al fulcro F a distanza di m. 1,80 da asse ad asse e viene a posare sopra un arco simmetrico S che sta a cavaliere del matroneo N, con un piede sul fulcro interno I e con l'altro sul corrispondente esterno I' di esso.

Una tale soluzione, per quanto semplice nel suo concetto, è certamente così ardita da non potersi ritenere come sicura.

A rendere più grave questa circostanza, intervenne un fatto.

È manifesto che il pericolo d'instabilità cui si andava incontro, era dovuto a due cagioni: la prima era l'ingente peso della parte esteriore della gran cupola, il quale veniva a farsi risentire sopra un punto S solo dell'arco. La seconda era che questo punto non è già il vertice di esso, ma un altro situato sulle reni dell'arco, circa a metà distanza tra il vertice e l'imposta, mentre nel punto simmetrico S' nessun peso veniva a gravitare; in altre parole, l'arco era simmetrico e non simmetricamente caricato.

Prima necessità suggerita dalla buona pratica del fabbricare, sarebbe stata quella di caricare l'arco simmetricamente e darvi quella forma che sarebbe stata compatibile colle condizioni statiche a cui avrebbe dovuto trovarsi soggetto, pur tenendo conto che, per ragioni di comodità, doveva potersi ancora posare sopra questi archi un ambulatorio praticabile. A tutte queste esigenze aveva

provveduto l'Architetto progettando una elegantissima galleria G in colonne di granito, che venivano a gravitare sulle reni libere dell'arco, in modo simmetrico all'azione sopra di esso esercitata dalla parte esterna della cupola; inoltre costruendo l'arco stesso in una maniera che rispondesse convenientemente alle condizioni di carico così stabilite; donde ne derivò quella foggia di arco, detta per semplicità di locuzione parabolica, a cagione di una certa analogia di forma che la curva d'intradosso presenta con una parabola.

Ma avvenne che, costrutti tutti gli archi parabolici e fatto il basamento della galleria esterna, la quale doveva fare in certo modo da contrappeso, fu all'Architetto vietato per ragioni economiche di eseguire questa galleria. Facilmente ognuno immaginerà quale grave ostacolo si recasse con questo all'avanzamento della fabbrica: poichè non potevasi più fare assegnamento sull'azione del contrappeso, epperò sulla resistenza degli archi parabolici e su quella della serie di fulcri esterni.

8. — Non è qui il luogo di ricercare le ragioni di questo avvenimento, che avrebbe potuto senz'altro decidere della sospensione dei lavori sino alla revoca del divieto. Ma per buona sorte l'Autore non se ne sgomentò, ed impedito di giovare di quella soluzione così bene architettata, trovò modo di farne a meno.

Per questo egli incominciò col notare che gli archi parabolici non sollecitati più dall'azione del contrappeso, avrebbero tuttavia potuto reggere ad una parte del carico dovuto alla parete esterna della cupola, ed immaginò pertanto di impiegarli a sostenere queste parti, liberandoli da tutto il resto del peso, che si propose di far portare dalla serie stessa dei fulcri interni, cioè di quelli che già sorreggevano la parete interna della cupola.

A tale uopo egli prolungò questi fulcri dentro l'intercapedine frapposta alle due pareti fino ad incontrare gli archi esterni delle costole; ed ove, mercè l'interposizione di grossi mensoloni di granito M sorretti dai fulcri quasi a guisa di grucce, vengono ad agire al disotto dell'arco esteriore delle costole; sorreggendone tutta la parte che si trova al disopra dei mensoloni, e sgravandone d'altrettanto gli archi parabolici.

Tale era ancora lo stato delle cose nel 1883, anno in cui la cupola era già condotta fino al coronamento, ed il Municipio di Torino, divenuto da qualche tempo proprietario dell'opera, ne aveva ordinato il compimento conforme al progetto dell'Autore, e si pose mano alla costruzione della galleria esterna, che è certamente una delle più eleganti trovate che si riscontrano in tutto l'edificio.

E fu gran ventura. Infatti è necessario avvertire che il fulcro interno prolungato e trasformato nel modo che mi sono ingegnato di descrivere, viene ad incontrare, come appare dai disegni, l'arco esterno della costola a m. 2 circa dal piano del secondo ambulatorio, donde togliendo m. 0,60 di spessore del mensolone, rimane un'altezza insufficiente per praticarvi un passaggio comodo per la circolazione dei visitatori. Bisognò abbassare il mensolone di una quantità notevole, mettendolo nella posizione in cui oggi si trova, nella quale risulta incastrato nell'arco interno della costola e sporgente dal fulcro trasformato, di un terzo circa della sua lunghezza.

Questo mensolone occupa, per rispetto alla costola, una posizione che segue una sezione retta. E poichè tutta la costola forma di per sè un solido elastico, o quanto meno compressibile, ne avviene che sotto l'azione di tutte le forze che agiscono sopra di essa, questa costola subirà una deformazione, che si può intendere parte dovuta a pressioni, parte a forze di taglio e parte a momenti flettenti. All'ef-

fetto delle prime e delle seconde si opporranno le resistenze della muratura e delle chiavi, e tutto si riduce a dare ad ogni singola parte quelle dimensioni che occorrono perchè le resistenze siano sufficienti.

Non così avverrà pei momenti flettenti, pei quali la migliore soluzione desiderabile sarebbe stata quella di ridurli a zero in ogni punto, cosa sommamente difficile.

Ne consegue che dobbiamo supporre che questi momenti abbiano un valore finito; ed allora ritenere che i mensoloni subiscano come il resto della costola le conseguenze di questi momenti. Ora noi sappiamo che l'effetto del momento flettente in una sezione è quello di provocare una rotazione di essa intorno al proprio asse neutro di un angolo che è tanto maggiore quanto maggiore è questo momento.

Dobbiamo pertanto ritenere che malgrado tutte le avvertenze possibili in una costruzione di questo genere, il mensolone debba subire una qualche rotazione intorno al proprio asse neutro, che sarà, per la simmetria del sistema, una retta orizzontale normale al raggio di curvatura della costola.

Ciò premesso, potranno darsi due casi: o in questa rotazione l'estremità, che diremo libera, del mensolone tenderà a sollevarsi, e non avremo perturbazioni nel funzionamento di tutte le parti dell'ossatura della fabbrica; oppure tenderà ad abbassarsi, ed allora la cosa potrebbe divenire alquanto grave.

Infatti è manifesto che in questo caso, oltre l'azione del peso proprio di quel tale pilastro P, che poggiando sulle reni dell'arco parabolico, si solleva fin sotto l'imposta della costola, e, trasformandosi nella parte inferiore dell'arco esterno, arriva sotto la testa del mensolone di granito M, verrà a farsi risentire sulle reni dell'arco parabolico, per via di questo pilastro, anche l'azione che il mensolone gli rimanda, dovuta a quel certo momento flettente che ne provoca la rotazione.

Era necessario dare questa breve spiegazione per mettere in rilievo come malgrado il ripiego adottato allo scopo di alleggerire il carico dissimmetrico dell'arco parabolico, non si fosse pienamente sicuri di riuscirvi nella misura desiderata; e così essendo, diveniva ancora assolutamente necessario costruire quella galleria esterna G della quale abbiamo parlato, che tanto efficacemente doveva contribuire alla distribuzione simmetrica di pesi sopra l'arco parabolico.

9. — Risolta così la parte più difficile quanto alla forma e disposizione delle costole ed al modo di sostenerle, bisognava pensare a quello di formare le due pareti che costituiscono effettivamente l'intradosso e l'estradosso della cupola.

Per l'estradosso la cosa era facile. Anzitutto i vani fra le imposte di due costole successive furono coperte da vòlte a botte a pieno centro, che vennero decorate a cassettoni e che terminano sia internamente che esternamente in due robusti archi sorreggenti codeste pareti, dove hanno origine quegli enormi finestroni semicircolari, che in numero di 5 per ciascun lato sottostanno all'imposta della cupola (fig. 24 e 26). Dopo di ciò, lo spazio di m. 5,40 fra asse ed asse dei due archi maestri esterni delle due costole fu suddiviso con due archi analoghi secondari, di minor grossezza, in tre parti uguali. Questi archi, per via d'un addentellato, si collegano ad una parete di appena 13 cent., la quale si collega a sua volta per via di addentellato agli archi maestri.

Il complesso di tutti questi archi, i quali a guisa di nervature consolidano la sottile parete, attraversano tratto tratto quelle tali vòltine destinate a formare gli ambula-

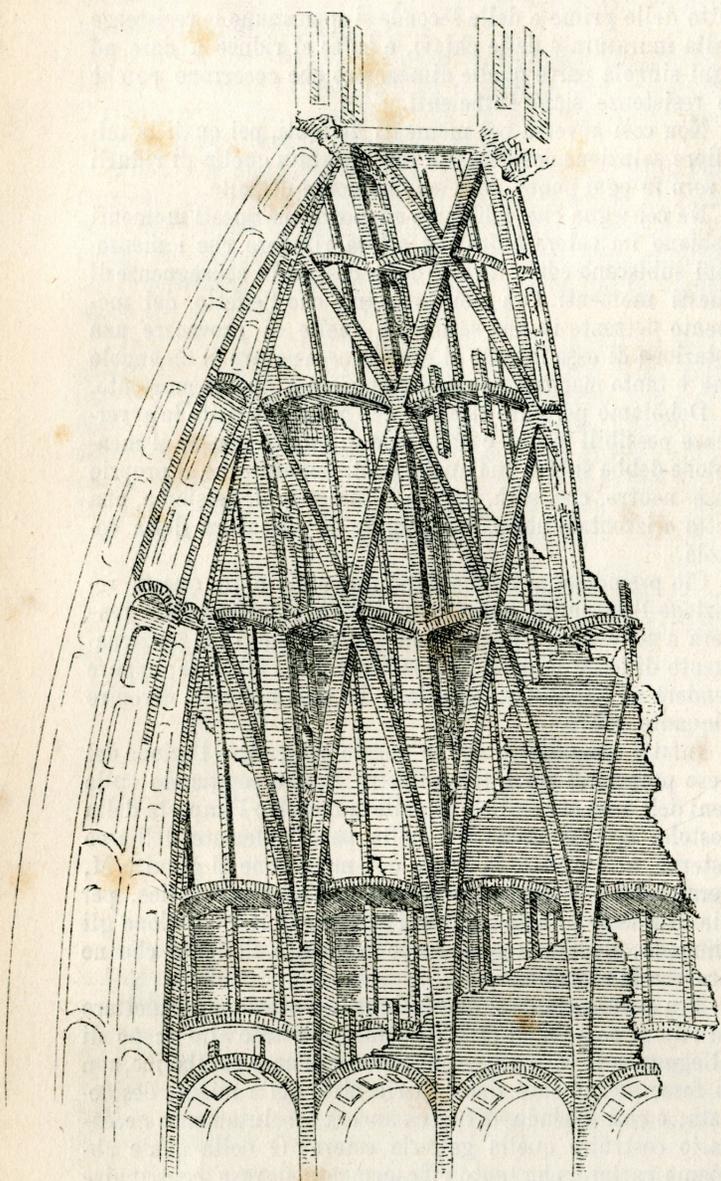


Fig. 23.

tori e ad impedire i movimenti laterali delle costole, ed ivi pure con ingegnoso apparecchio i mattoni si compenetrano per modo da ottenere fra archi e vòlte delle salde unioni. Queste nervature inoltre hanno per ufficio di trattenere dei codoli di ferro che le attraversano, terminanti ciascuno in una stella di ferro fuso che dal difuori trattiene a sua volta un costolone di granito, destinato a dare stabile appoggio alla elegante copertura in pietre di Luserna che riveste la cupola (vedi Tav. IV).

Per la parete interna la cosa era più difficile. Infatti è evidente che mentre la parete esteriore è impedita di cadere all'indietro per la forma e la disposizione stessa dell'ossatura della cupola che vi fa ostacolo, non così avviene per quella interna.

Inoltre una immensa parete liscia sarebbe stata di sgradevole effetto estetico; un partito decorativo che avesse tratto origine da nervature analoghe a quelle della parete esterna, non avrebbe gran fatto giovato a migliorare; oltrechè avrebbe apparentemente fatto spiccare di più l'altezza della vòlta.

A tutto questo l'Architetto rimediò in questo modo. Lo spigolo d'incontro di due fusi contigui formanti intradosso

della vòlta, geometricamente considerato, è la curva d'intersezione delle due superficie cilindriche formanti i fusi; ed è una ellissi che orizzontalmente si proietta sulla diagonale del quadrato d'imposta e verticalmente sulla sezione retta del fuso, cioè su un arco di raggio m. 75,00 e col centro sopra il piano d'imposta.

Immaginiamo ora che mentre uno dei fusi sta fermo, l'altro si muova parallelamente a se stesso e venga a fermarsi in corrispondenza dell'asse di uno qualunque dei fulcri, avremo ivi una intersezione identica alla precedente.

Or bene, supponiamo di avere determinato tutte le intersezioni che si possono in questo modo ottenere facendo muovere successivamente tutti i quattro fusi; avremo un complesso di 32 archi ellittici, aventi gli stessi assi geometrici, che saranno disposti due a due simmetricamente rispetto agli assi dei fulcri e che scompartiranno ciascun fuso cilindrico in tante figure quadrilatere oblunghe a lati curvi, che in pianta si proiettano in altrettanti quadrati coi lati paralleli alle diagonali della base d'imposta.

Queste curve sono adottate dall'architetto come direttrici di altrettanti archi o nervature in mattoni, le quali attraversano diagonalmente i vani lasciati tra le costole e le voltine di cui abbiamo più volte parlato. Le nervature si compenetrano colle costole, colle voltine e fra di loro, e terminano tutte contro i costoloni angolari della cupola, in quattro punti distinti a partire dalla sommità di ciascun costolone, dove, come abbiamo pure detto, si trova uno dei vertici del coronamento della cupola, su cui posa il cupolino (fig. 26 e Tav. IV).

Basta osservare le figure per comprendere a colpo d'occhio che, mercè questa disposizione, qualunque azione si eserciti su una di queste nervature, viene a farsi risentire su parecchi fulcri contemporaneamente, e in numero tanto maggiore, quanto più l'azione viene dall'alto; talchè delle 32 nervature che si trovano all'intradosso della cupola, 12 oppongono la loro resistenza allo spostamento di uno dei vertici della corona, tramandandosene dall'una all'altra gli effetti sino ai sottostanti fulcri.

A completare l'intradosso ora non manca più che di chiudere con una parete i grandi quadrilateri oblungi che, a guisa di maglie, sono limitati dalle nervature diagonali. Ma anche quest'operazione richiede avvertenze speciali. La parete deve essere sottile ed i vani da chiudere sono molto ampi, donde il pericolo che la muratura faccia sacco e si rovesci dentro la sala. Per questo la sottile parete di chiusura di ciascuna maglia venne costrutta, non già semplicemente come una scorza cilindrica quale ce la immagineremmo seguendo il concetto geometrico della forma del fuso, ma come una vòlta a vela, di così poca monta che l'osservatore non se ne avvede, e pur tuttavia sufficiente per impedire la deformazione temuta. Questa vela poi ha i suoi lembi per via di addentellato uniti saldamente ai fianchi delle nervature diagonali; e di più è ancora rinforzata dentro lo spessore della cupola con due nervature che dividono lo spazio interposto fra le grandi costole in tre parti eguali, come, abbiamo veduto, si praticò per consolidare la parete esterna della cupola.

Riassumendo quanto abbiamo detto riguardo all'ossatura di questa cupola nelle sue parti essenziali, si vede che possiamo anche intenderla così composta.

Quattro robusti costoloni d'angolo, ciascuno dei quali si erige sopra uno dei fulcri angolari della gran sala, fanno capo ai nascimenti degli spigoli del cupolino e si appoggiano ciascuno a 4 costole simmetricamente disposte rispetto ad esso, dirette secondo le sezioni meridiane dei fusi e posanti rispettivamente su 4 fulcri; donde un complesso che

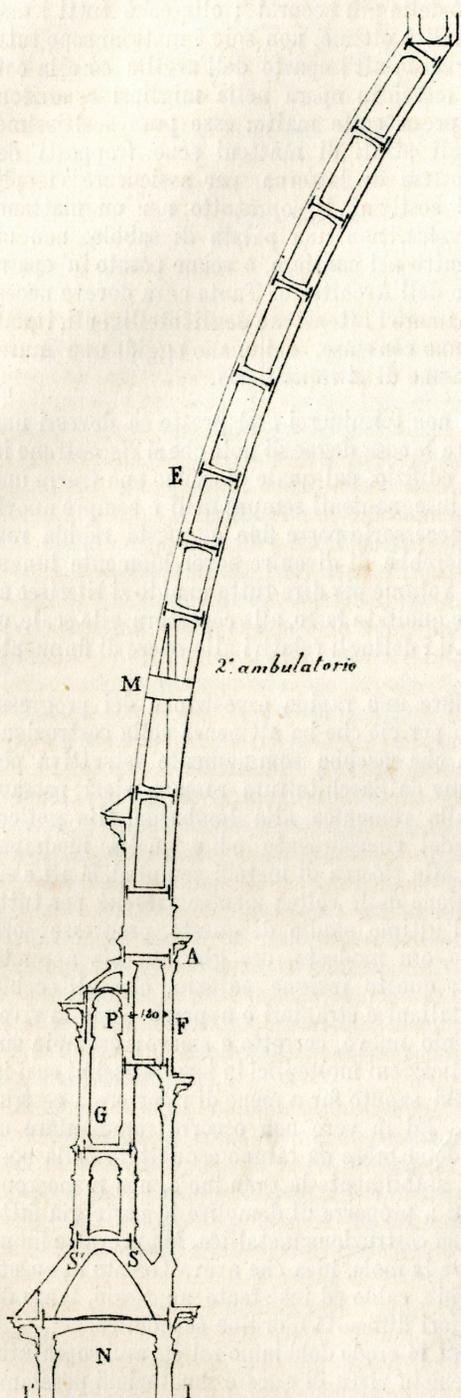


Fig. 25.

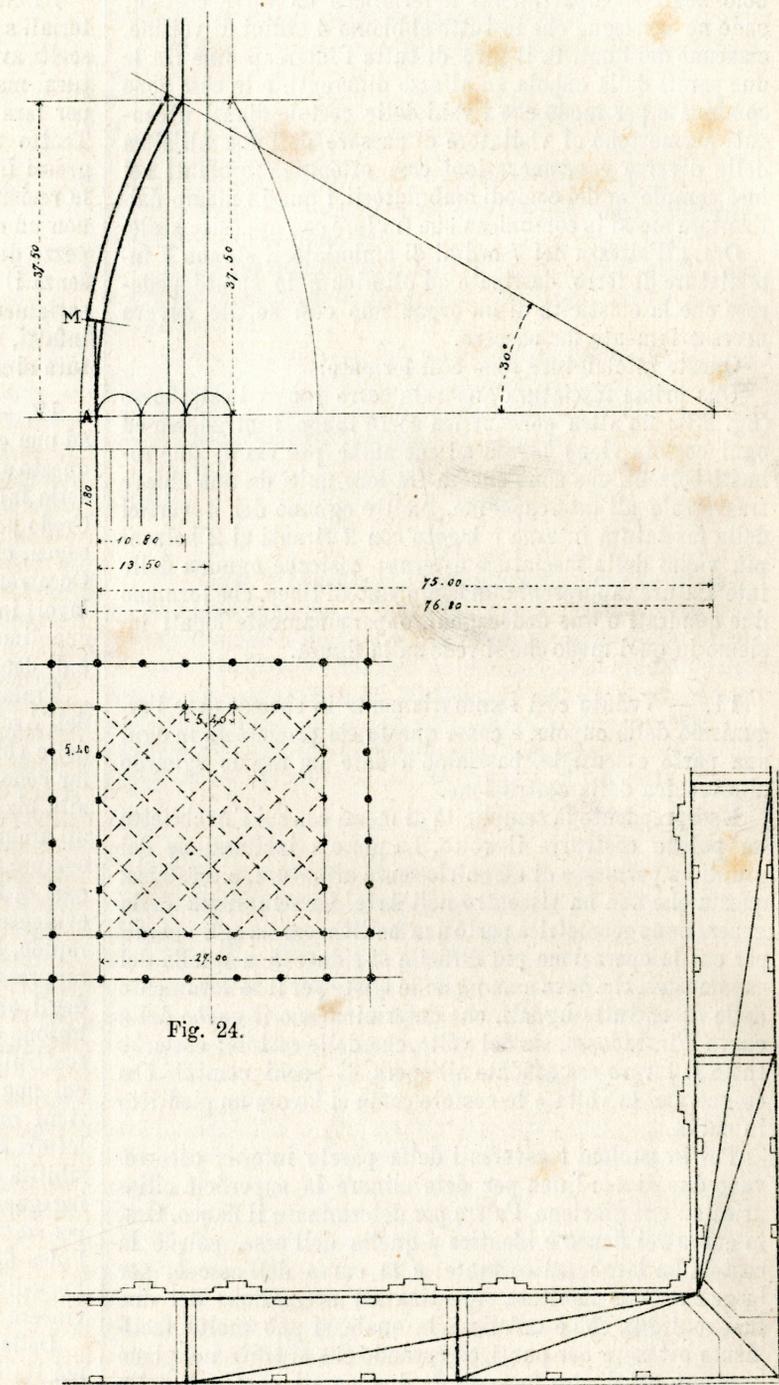


Fig. 24.

Fig. 26.

dà l'idea di una piramide materiale cava, a base triangolare, la quale, se fosse rigida, potrebbe mantenersi in equilibrio, purchè il suo peso non ecceda quello che i fulcri possono sopportare.

Il rimanente delle nervature longitudinali e di quelle diagonali forma due altre ossature che hanno l'ufficio secondario di consolidare le pareti, pure contribuendo a rinforzare la prima.

L'efficacia di tutte queste ossature riposa sulla elisione delle spinte.

10. — A questo scopo l'Architetto provvede, come in tutto il resto, con sapienti disposizioni.

Anzitutto le costole furono composte, come s'è detto, con due archi maestri riuniti saldamente fra loro da traverse formate con archi diritti e rovesci muniti di chiavetta (fig. 25).

Queste traverse nelle costole più lunghe sono in numero di 9 e lasciano fra loro dei vani di lunghezza variabile fra 3 e 4 metri. Di più le costole, come fu pure accennato, sono fra di loro riunite da 5 voltine a diverse altezze, le quali, insieme alla volta a botte del sottostante grande finestrone semicircolare, ed al lato della corona di chiusura della cupola, formano 7 ordini di legamenti laterali, che loro impediscono di avvicinarsi (fig. 26). Queste diverse voltine sono fiancheggiate da altre analoghe che compiono lo stesso uf-

ficio negli scompartimenti determinati da altre costole; onde ne consegue che in tutto abbiamo 4 ordini di volte, ciascuno dei quali fa il giro di tutta l'intercapedine fra le due pareti della cupola ad altezze differenti, e le cose sono combinate per modo che i vani delle costole dianzi accennati permettono al visitatore di passare dall'una all'altra delle diverse concamerazioni così ottenute, formanti nel loro complesso dei comodi ambulatorii, i quali vennero dall'Autore messi in comunicazione fra loro con apposite scale.

Ora, all'altezza dei 7 ordini di ambulatorii stanno 7 intelaiature di ferro, destinate ad eliminare le spinte poderose che la elasticità di un organismo così sottile doveva necessariamente far nascere.

Queste intelaiature sono così formate:

Una prima fasciatura quadrata corre lungo l'estradosso (fig. 23); un'altra concentrica corre lungo l'intradosso ed ogni costola viene legata ad entrambe per via di due robusti bolzoni, che sono ancora fra loro uniti da una chiave trasversale all'intercapedine. Inoltre ognuno dei 4 vertici della fasciatura interna è legato con 2 tiranti ai 2 bolzoni più vicini della fasciatura esterna; cosicchè ognuna delle intelaiature rappresenta un complesso di linee, che formano due quadrati e due dodecagoni, opportunamente legati insieme in quel modo che si vede sulla figura.

11. — Veduto così sommariamente in che consiste l'organismo della cupola, e come questa sia progettata in ogni sua parte essenziale, passiamo a dare un rapido sguardo alla tecnica della costruzione.

È sorprendente la semplicità di mezzi con cui l'Architetto ha potuto costruire il vólto. La piccola inclinazione dei giunti ha permesso di eseguirlo senza armatura, circostanza questa che non ha riscontro nell'Arte. La semplicità della generazione geometrica portò una facilità somma agli operai, per cui la operazione più difficile si riduceva a quella del capomastro, che dava man mano le quote per il sollevamento delle *dime*, tutte uguali, che determinavano il *garbo* della curva d'intradosso, sia del vólto, che delle costole; cosicchè tutto il lavoro era affidato all'opera di pochi uomini, che eseguivano la vólta e le costole come si lavora un piedritto in curva.

Per i costoloni trasversali della parete interna occorre- vano due dime: l'una per determinare la superficie cilindrica su cui giacciono, l'altra per determinare il fianco. Ora, la curva del fianco è identica a quella dell'asse, poichè la costola ha larghezza costante: e la curva dell'asse è, per la generazione adottata, identica all'intersezione dei due fusi contigui, che è un'elissi, la quale si può molto facilmente ottenere per punti, osservando che si trova nel piano bisettore del diedro formato da due pareti contigue della sala, e che si proietta ortogonalmente su queste pareti in due archi di cerchio del raggio di 75 metri, col centro sulla linea d'imposta.

Ora, il raggio di curvatura di questa elisse varia di assai poco dal piano d'imposta al punto supremo delle costole angolari; quindi è che con una stessa dima si è anche potuto formare il garbo di queste costole dall'imposta sino alla chiave.

Di queste avvertenze e di queste felici combinazioni di circostanze atte a semplificare l'esecuzione di un progetto, di sua natura tanto complesso, se ne incontrano ad ogni passo. E dovunque si nota uno studio continuo e diligente nel tener conto delle esigenze della statica, di quelle della prospettiva e di quelle dell'economia. Domina, infatti, in ogni parte dell'edifizio questa cura premurosa, e se ne vedono gli effetti in una infinità di trovate per lo più nuove ed interessanti sempre.

La muratura è delle più accurate; oltrecchè tutti i materiali sono di qualità ottime, non solo i mattoni sono tutti scelti avendo riguardo all'impasto dell'argilla ed alla cottura, ma furono messi in opera nelle migliori condizioni per fare buona presa colle malte; esse pure sceltissime. Tratto tratto agli strati di mattoni sono frapposti dei grossi ligati in pietra di Luserna, per assicurare vieppiù le resistenze dei sostegni. E, soprattutto, non un mattone, non un cesto di calce, non una palata di sabbia, non un pezzo di pietra entrò nel cantiere, o venne posato in opera, senza il consenso dell'Architetto. Tanta cura doveva necessariamente richiamare l'attenzione degli intelligenti, i quali infatti, per comune consenso, chiamano oggi una muratura simile col nome di *Antonelliana*.

12. — Ma io non terminerei così presto se dovessi una ad una enumerare le cose degne di nota che si riscontrano in questo singolare edifizio, dal quale ciascuno può trarre una serie infinita di insegnamenti sempre utili e sempre nuovi. Credo per altro necessario porre fine a questa rapida rassegna, che rischierebbe di divenire soverchiamente lunga. Occorrerebbe un volume per dire tutto quanto si riferisce ai lavori in pietra, a quelli in ferro, alla copertura, alle scale, al cupolino ed a tutti i dettagli relativi alle opere di finimento e di decorazione.

Tralascio di fare una rapida esposizione dei progressi dell'Architettura per ciò che ha attinenza colla costruzione delle vólte; cosa che sarebbe sommamente istruttiva per far conoscere come dall'architettura romana siasi passato alla bizantina, alla romanica, alla lombarda, alla gotica, all'architettura del rinascimento ed a quella moderna, sempre andando alla ricerca di metodi semplici, facili e sicuri di fabbricazione delle vólte; mentre riuscirà per tutti evidente come l'ultimo stadio di questo progresso, ora rapido, ora lento, ora modesto, ora glorioso, sia appunto rappresentato da questo insigne edifizio, che all'occhio degli studiosi italiani e stranieri è apparso come la rivelazione di un genio nuovo, corretto e sicuro; esempio suscettibile di applicazioni molteplici in isvariabilissimi casi in cui non avrebbersi saputo far a meno di ricorrere a costruzioni metalliche. Ed in vero non occorre rammentare ai lettori che quando si prese da taluno a dubitare della possibilità di finire stabilmente la gran mole, non mancarono ingegneri valenti a proporre di demolire la parte già fatta per sostituirvi una costruzione metallica. Ma prevalse infine l'idea di ultimare la mole, idea che aveva trovato in questo Periodico ogni più caldo ed insistente appoggio, tanto da vincere le maggiori difficoltà d'ordine economico.

Della qual cosa io credo dobbiamo rallegrarci soprattutto noi Italiani, perchè in virtù di queste innovazioni possiamo sperare di mantenere ancora per qualche tempo il primato in un'arte che, per le esigenze della società moderna, pareva non potesse trovare più soccorso che nel ferro. Credo che tutte queste considerazioni possa ognuno farle da se stesso, studiando attentamente l'Architettura, esaminando ed analizzando bene sui disegni, e più sul luogo, l'opera di cui abbiamo discusso, intorno alla quale, nel porre termine a questa rapida descrizione, desidero di aggiungere una sola parola a proposito di alcune domande che mi vennero rivolte.

Orbene dirò che nell'occasione del terremoto del 23 febbraio 1887 il quale produsse cotanti disastri nella vicina Liguria, molti mali nel Piemonte ed alcuni danni anche in Torino, la Mole Antonelliana fu l'oggetto di discorsi infiniti in città e fuori: dapprima si tremò per la sua esistenza, poi si concluse che è anche migliore della sua fama.

Torino, febbraio 1888.

Ing. G. G. FERRIA.

IDRAULICA PRATICA
INTORNO AL CANALE VILLORESI
PER UNA DERIVAZIONE D'ACQUA
DAL FIUME TICINO

Veggansi le Tav. I e II

(Continuazione e fine)

II.

Passo ora a dar notizia degli importanti studi fatti dall'ingegnere Cipolletti sopra la forma e le dimensioni da assegnare agli stramazzi per rispondere alle condizioni imposte dal Governo, i risultati dei quali studi essendo generali, e portando alcune modificazioni specialmente nella forma da dare agli stramazzi per calcolarne la portata con molto maggior esattezza di quel che non si sia fatto finora, a cagione della variabilità del coefficiente di contrazione, sul qual fatto gl'idraulici non sono ancora concordi, mi è sembrato molto opportuno riassumere qui brevemente questi risultati, rimandando alla memoria del Cipolletti coloro i quali credessero utile seguire il procedimento dei calcoli e delle osservazioni.

Fra le condizioni imposte dal Governo nella concessione per la derivazione del Ticino era compreso l'obbligo di proporre un modulo per la misura e vendita dell'acqua, che fosse fondato sulla teoria degli stramazzi liberi e desse ampia garanzia di sicurezza e precisione. Che la forma della bocca a stramazzo sia quella che offre maggior garanzia contro ogni frode è chiaro, essendo completamente aperta ed ogni sua parte interamente visibile. La formola che ne determina la portata è semplice e dipendente da un solo coefficiente numerico; ma ora, se per poco si vanno studiando le opere dei valenti idraulici e sperimentatori, si troverà una sensibile disparità intorno al valore da attribuire a questo coefficiente variando da un minimo per contrazione completa di 0,556 (1) secondo Lesbros e Poncelet ad un massimo di 0,723 o di 0,855 per grandi stramazzi.

L'ingegnere Cipolletti, incaricato della direzione dei lavori e perciò anche della ricerca di questo modulo, si è proposto la risoluzione del seguente problema:

Determinare forme e disposizioni tali per un apparecchio di misura di acqua a stramazzo libero nel quale conservando alla formola la sua più semplice espressione di

$$Q = KLH^{\frac{3}{2}}$$

essendo

$$K = m \frac{2}{3} \sqrt{2g}$$

si possa dimostrare che restando costante il coefficiente K per qualunque altezza della lama di acqua e per qualunque larghezza dello stramazzo, nessuna delle cause influenti possa indurre un errore maggiore del $\frac{1}{2}$ per cento nel valore effettivo della portata in confronto a quello calcolato.

Malgrado che le prese di acqua dai canali terziari là dove appunto era richiesta tale precisione di misura fossero comprese tra i 150 e 300 litri a 1", pure l'ingegnere Cipolletti ha voluto dare maggior generalità al suo lavoro estendendo le sue accurate esperienze a portate anche maggiori.

Secondo il prelodato ingegnere le circostanze o cause che influiscono sulla portata di uno stramazzo possono riassumersi nelle seguenti:

1. Forma e disposizione del canale che precede immediatamente lo stramazzo o canale *afferente*.
2. Forma e spessore della lastra che circonda la luce dello stramazzo.
3. Distanza del contorno dello stramazzo dal fondo e dalle pareti del canale *afferente*.
4. Velocità dell'acqua nel canale suddetto.
5. Rapporto fra la larghezza dello stramazzo e l'altezza della lama stramazante.
6. Conformazione dei muri di caduta e dei muri d'ala a valle dello stramazzo ed altezza del pelo d'acqua nel canale inferiore.
7. Luogo e metodo di misura per determinare l'altezza effettiva della lama stramazante valutata fra il piano della soglia dello stramazzo ed il livello dell'acqua prima di risentire l'effetto della chiamata allo sbocco.
8. Esattezza di costruzione e precisione delle misure effettive.

*

1. Sulla 1^a questione: l'acqua occorre che giunga tranquilla allo stramazzo, e dotata d'una leggerissima velocità; è quindi necessario che lo stramazzo sia preceduto da un tratto di canale rettilineo il cui asse sia normale al piano dello stramazzo e simmetricamente disposto rispetto allo stramazzo medesimo; dalle esperienze fatte sopra le dispense del canale Cavour risulta sufficiente una lunghezza di canale di m. 20, le acque entrando con battente anche di 0,50.

*

2. In quanto alla forma ed allo spessore della lastra che circonda lo stramazzo, premettiamo che, come è noto, l'acqua nel passare attraverso la luce dello stramazzo non occupa l'intera luce scolpita, ma subisce una contrazione la quale può essere completa od incompleta: la prima avviene allorchè la contrazione diventa massima, cosicchè, osserva il Cipolletti, solo in quel caso il coefficiente di contrazione può avere un valore definito, e quindi egli con un'accurata serie di esperienze ha voluto determinare qual era lo spessore da dare alla soglia rispettivamente all'altezza di lama d'acqua per ottenere un completo distacco della lama dalla soglia, ossia una contrazione completa, e provando successivamente diverse altezze di lama d'acqua oscillanti fra 0,02 e 0,65 che si versavano al disopra di stramazzi aventi soglie accuratamente lavorate e con spigoli vivi, il cui spessore variava di centimetro in centimetro da 0,01 a 0,20, ha raggiunto il seguente risultato: che per altezze di lama d'acqua comprese tra 0 e 0,12, basterà prendere lo spessore della soglia uguale a $\frac{1}{10}$ dell'altezza della lama $S = \frac{1}{10} H$ e per altezze di lama comprese fra 0,12 e 0,65 lo spessore poteva essere sempre determinato dalla formola empirica

$$S = 0,20 \sqrt{H - 0,12}$$

o per più semplicità lo spessore della soglia doveva essere $\frac{1}{4}$ dell'altezza della lama.

Con tali dimensioni si è quindi sicuri di avere una contrazione completa sempre che la luce sia scolpita in un piano verticale che si estenda fino all'incontro del fondo e delle pareti del canale, che l'angolo interno della luce sia netto ed a spigolo vivo, che nel punto in cui si distacca la lama lo spessore sia minimo, che quando per necessità di costruzione la parete ha bisogno di maggiore spessore, lo spigolo esterno può formare un angolo ottuso col piano della soglia

(1) Per contrazione incompleta Lesbros raggiunge un minimo di 0,438 per uno stramazzo di 0,20 di luce e 0,01 di falda d'acqua.



Fig. 27.

inclinandolo con scarpa del 2 o 3 di altezza per 1 di base come lo indica la fig. 27 qui nel testo.

*
3. La distanza del contorno dello stramazzo dalle pareti e dal fondo del canale influiscono non poco sulla contrazione della vena; la distanza varia con l'altezza della lama stramazante e per una data altezza questa distanza ha un limite oltre il quale resta invariata la portata.

Lesbros dalle sue esperienze trova che la distanza del contorno dello stramazzo dalle pareti e dal fondo del canale debba essere 2,70 volte l'altezza della lama.

Il Cipolletti dalle esperienze del Francis trae che quando la soglia dista tre volte l'altezza della lama dal fondo e i lati due volte tale altezza dalle pareti, l'influenza che si risente nella portata è intorno al 0,15 per cento, e che questa cresce fino al $\frac{1}{2}$ per cento se si riduce la prima distanza a 2,5 H e la seconda a 1,5 H.

*
4. Nella determinazione della velocità che l'acqua deve avere nel canale che precede immediatamente lo stramazzo, l'autore fa capo alla formola generalmente adoperata

$$Q = KL \left[(H + h)^{\frac{3}{2}} + h^{\frac{3}{2}} \right]$$

dove h è l'altezza dovuta alla velocità che ha l'acqua nel giungere allo stramazzo; e poichè egli trova che questa formola comprende due complicazioni, l'una di maggior calcolo e l'altra della determinazione della velocità nel canale afferente, tenendo presente che in questi canali d'irrigazione la velocità è generalmente piccola, ha cercato quale è l'ampiezza della sezione del canale suddetto per la quale essendo h piccola in sè stessa ed anche piccola rispetto all'altezza H della lama, la velocità di arrivo non induce nella portata un errore superiore al $\frac{1}{2}$ per 0,10. Chiamando quindi ω tale sezione del canale ed esprimendola in funzione della portata e della velocità, scrive: $\omega = \frac{Q}{v}$; quindi egli trova i valori

di Q e v per mezzo dell'altezza della falda d'acqua e ponendo la condizione che l'aumento di portata prodotto dalla velocità di arrivo sia minore di $\frac{1}{200}$ trova che la sezione del canale deve essere 7 volte quella dello stramazzo; paragonando poi questo valore della sezione all'altro che esprime la condizione che la distanza dei lati dello stramazzo dal fondo e dalle pareti del canale dev'essere di 3 e 2 volte la altezza della falda d'acqua stramazante, trova che quando si risponde a quest'ultima condizione si ha già una tale ampiezza di sezione che trascurando la velocità di arrivo, si commette nel calcolo della portata un errore inferiore del $\frac{1}{2}$ per 0,10 (1).

*
5. In quanto al rapporto fra la lunghezza dello stramazzo e l'altezza d'acqua l'autore esamina accuratamente le diverse serie di esperimenti fatti dai più noti idraulici,

(1) Come limite massimo delle velocità di arrivo che rispondono alla condizione suesposta possono ritenersi le seguenti:

Altezza della falda	Velocità di arrivo
0,10	0,083
0,20	0,117
0,30	0,144
0,40	0,165
0,50	0,186
0,60	0,203

dalle quali trae una grande variabilità del coefficiente di contrazione a seconda della falda d'acqua, e la ragione di tale variabilità la trova in ciò che mentre nella formola trovata un solo coefficiente numerico, la contrazione della vena dipende da due cause, cioè dalla larghezza dello stramazzo che induce contrazione nell'altezza della falda d'acqua, e dalla altezza di questa che porta alterazione nella contrazione laterale indipendentemente dalla larghezza dello stramazzo. Il Francis che aveva già osservato che questa variabilità di coefficiente era dovuta alla doppia contrazione, dopo una serie di accuratissime esperienze traducendo algebricamente le osservazioni da lui fatte, propone la seguente equazione d'interpolazione:

$$Q = 0,623 (L - 0,10 n H) \frac{2}{3} \sqrt{2g} H'^{\frac{3}{2}}$$

dove H' è l'altezza della lama quando si tiene conto della velocità di arrivo, cioè:

$$H' = \left[(H + h)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

e n indica il numero dei lati sui quali avviene la contrazione che nei casi ordinari è = 2.

Questa formola sperimentata dal Francis per altezze di lama comprese fra m. 0,189 e m. 0,476 può estendersi senza tema di grande errore fino al limite di 0,60 di altezza di lama. Dietro esperienze scrupolose il Cipolletti afferma che negli stramazzi a contrazione completa costruiti ed osservati con la necessaria precisione, restando costante il coefficiente di contrazione, la formola dell'ingegnere Francis garantisce l'esattezza della portata fra limiti di errore non superiore al $\frac{1}{2}$ p. 0,10 per altezze di lama comprese fra 0,08 e 0,60 purchè la larghezza dello stramazzo non sia inferiore a tre o quattro volte l'altezza della lama.

Per altezze inferiori a 0,08, che difficilmente si presentano nei casi di concessioni d'acqua, si potrebbe servirsi dei coefficienti dati dal Lesbros o dal Parrocchetti.

Come conclusione egli quindi propone le seguenti larghezze in proporzione con le altezze di lama:

Stramazzo largo m. 0,50	per altezze d'acqua comprese fra 0,08 e 0,15.
» » 1,00	» » » 0,08 e 0,30.
» » 1,50	» » » 0,08 e 0,45.
» » 2,00	» » » 0,08 e 0,60.

Per dispense superiori convien usare stramazzi più larghi senza aumentare l'altezza di 0,60.

Ma ancora molta semplificazione ne verrebbe nel calcolo della portata se quelle ottenute dalla formola fossero proporzionali alla larghezza dello stramazzo, ciò che si potrebbe ottenere sopprimendo le contrazioni laterali che sono costanti quando resta costante l'altezza di lama d'acqua, indipendentemente dalla larghezza di lama d'acqua. Il Cipolletti allora, ritenendo che le contrazioni laterali sieno proporzionali all'altezza e, come risulta dalle esperienze del Francis, che queste contrazioni laterali diminuiscono la larghezza della lama per $\frac{1}{10}$ dell'altezza della medesima, ha proposto di fare i lati dello stramazzo non verticali ma inclinati e dar loro una inclinazione tale che la portata dei due triangoli di cui la sezione trapezoidale supera la rettangolare (che ha per base la base minore del trapezio) equivalga per ciascuna altezza alla perdita dovuta alla contrazione laterale, ed in tal caso la portata sarà calcolata con la formola ordinaria:

$$Q = mL \frac{2}{3} \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$$

in cui L è la larghezza della base minore del trapezio e m è il coefficiente dovuto alla sola contrazione orizzontale che dal Francis è dato 0,623.

Il Cipolletti quindi calcolando la portata di un elemento infinitesimo di questo triangolo che suppone come una luce a battente, ed integratala fra i limiti O e H uguaglia questa portata totale al termine della formola del Francis che rappresenta la diminuzione della portata per causa delle contrazioni laterali, e trova che l'inclinazione da darsi ai lati dello stramazzo è di $\frac{1}{4}$ dell'altezza.

Ma qui il chiarissimo prof. Turazza, ammettendo innanzi tutto che il coefficiente di riduzione serve a correggere non solo la variazione di portata dovuta alle contrazioni laterali ed alla orizzontale, ma anche quanto vi ha di non vero nelle ipotesi fatte nello stabilire la formola fondamentale, osserva che il coefficiente di contrazione riesce proporzionale all'altezza di lama o al carico solo nei casi in cui il rapporto fra la luce dello stramazzo e la larghezza del canale si mantiene fra i limiti di 0,50 a 0,80; confermando la sua opinione col fatto che la maggior parte delle esperienze del Francis furono eseguite su stramazzi i quali mantenevano alla larghezza del canale il rapporto di 0,71. E quindi il prof. Turazza, *tributando la debita lode all'accuratissimo lavoro del valente ingegnere signor Cipolletti*, opina di ritenere la forma dello stramazzo da lui proposto nei casi in cui tal rapporto si mantiene intorno a 0,71, avendosi probabilmente a mutare l'inclinazione dei lati dello stramazzo nei casi in cui variasse il rapporto fra la larghezza di quest'ultimo e quella del canale afferente.

*

6. La conformazione del muro di caduta e dei muri d'ala a valle dello stramazzo deve essere regolata in modo da lasciare libero il passaggio dell'aria sotto la falda stramazante, altrimenti in questa si noterà un sensibile aumento di portata, dovuto principalmente ad una specie di vuoto che si forma al disotto della lama stramazante e ad un richiamo dell'acqua del canale a valle; si può facilmente evitare tale inconveniente col fare verticale la parete a valle dello stramazzo, costruire le pareti del canale a valle distanti dai lati dello stramazzo sì che l'aria possa accedere liberamente sotto la lama fluente; quando poi o lo stramazzo è molto lungo o deve occupare tutta la larghezza del canale, sarà opportuno porre sotto la cresta di esso un tubo orizzontale con la superficie forata ed in libera comunicazione con l'aria alle due estremità.

Il Cipolletti poi afferma che il livello dell'acqua nel canale a valle non ha alcuna influenza sulla portata dello stramazzo; solo dà un leggiero aumento nella portata quando raggiunge la soglia dello stramazzo.

*

7. Uno dei punti molto interessanti era quello della misura dell'altezza della falda d'acqua da farsi con grandissima precisione: in queste dispense d'acqua, a preferenza dell'asta idrometrica o di un tubo di vetro congiunto ad un tubo di ferro o di piombo a monte dello stramazzo, si è adoperato il *misuratore ad uncino* del signor Uriah Boyden di Boston, che permette con la luce buona apprezzare fino al 1/2 decimillimetro e con la luce ordinaria il 1/2 millimetro. Per comodità dell'osservatore e per mettersi al coperto dalle influenze del vento o movimento dell'acqua, a monte di ciascuno stramazzo, dove cessa la chiamata allo sbocco, è stato costruito un pozzetto per tale osservazione.

L'uncino misuratore consiste in due regoli di legno: uno fisso, l'altro mobile per mezzo di una vite micrometrica, che alla sua estremità inferiore porta l'uncino misuratore, mentre l'estremità fissa poggia sopra un piano che trovasi esattamente al livello della soglia dello stramazzo o ad un'altezza conosciuta: uno dei due regoli è diviso in milli-

metri e vi ha un nonio per le frazioni. La parte mobile si solleva per mezzo di una vite fino a che l'estremità dell'uncino che è immerso nell'acqua ne sfiora il livello, questo punto preciso è indicato dalla punta stessa dell'uncino rivolta in su, la quale se per poco supera il livello d'acqua, produce un menisco che devia immediatamente la luce dalla superficie dell'acqua.

Nella pratica, per ottenere che l'errore nella portata non superi il 1/2 p. 0/0, basta l'apprezzamento fino al 1/2 mill.

*

8. Altro argomento importante è quello di determinare gli errori che possono produrre le inesattezze di costruzione, o meglio, quale precisione bisogna raggiungere nella esecuzione del lavoro, perchè l'errore che produce una inesattezza di costruzione non induca nella portata una differenza superiore al 1/2 per cento.

Posto che siansi tenute presenti tutte le condizioni accennate più sopra, le inesattezze di costruzione possono ricadere:

1. sulla larghezza effettiva dello stramazzo;
2. sulla esatta perpendicolarità dello stramazzo rispetto all'asse del canale afferente;
3. sulla orizzontalità del lato inferiore della luce dello stramazzo.

Alla prima è facile adempiere con una certa accuratezza e provvedendo gli operai di misure molto precise, poichè nei metri che sono in commercio anche bollati, si riscontra talvolta un errore di 2 a 3 mm., ed un errore di 5 mm. già porta una differenza del 1/2 per 0/0 nella valutazione della portata.

Intorno alla seconda inesattezza, dalle esperienze sopra stramazzi inclinati a 45° e a 65° all'asse del canale afferente, il Boileau ricavò che vi era una diminuzione di portata relativamente del 5,8 e del 8,9 p. 0/0, dalle quali per mezzo di proporzioni si ricava che le inclinazioni, le quali darebbero un errore della portata non superiore al 0,50 0/0, sarebbero relativamente 3°,39' e 3°,52'. Esattezza ottenibile anche da un muratore col semplice soccorso di una squadra.

Intorno alla terza inesattezza, supponendo la soglia dello stramazzo inclinata e calcolando l'aumento di portata che si otterrebbe con una falda d'acqua alta H sul punto medio relativamente ad una bocca con la soglia orizzontale e con la medesima altezza H di falda d'acqua, si ottiene che per avere una differenza minore del 0,50 p. 0/0, il dislivello fra il punto medio e uno degli estremi può raggiungere, indipendentemente dalla larghezza della luce, il quinto dell'altezza della falda d'acqua: inesattezza specialmente per stramazzi di piccola luce, facilissima ad evitare od a tenersi compresa fra limiti molto minori.

*

Riassumendo perciò le condizioni in cui deve trovarsi uno stramazzo, perchè le cause di errore siano allontanate o ridotte a non indurre nelle portate differenze maggiori di 1/2 p. 0/0, avremo:

1. Che lo stramazzo deve esser preceduto da un canale afferente di sezione costante, il cui asse passi pel punto medio e sia normale al piano dello stramazzo e di lunghezza tale che l'acqua giunga ad esso con velocità piccola, cioè, inferiore a 0,15 a 1" per stramazzi larghi 1 m. ed inferiore a 0,20 per quelli larghi 2 m. e la sezione del canale deve essere almeno 7 volte quella dello stramazzo;

2. Che per poter adottarsi il coefficiente unico, la contrazione sia completa, ed a ciò è necessario:

- a) che la luce dello stramazzo sia praticata sopra una superficie piana e normale al corso d'acqua;
- b) che la luce sia internamente a spigolo vivo e

lo spessore della parete non superi 1/10 dell'altezza d'acqua per lame minori di 0,12 ed 1/4 per lame da 0,12 a 0,60;

c) che la soglia dello stramazzo disti dal fondo del canale almeno tre volte l'altezza della lama ed i lati distinto dalle pareti almeno due volte questa altezza;

d) che la larghezza della soglia sia 3 o 4 volte la altezza d'acqua;

e) che la falda stramazante abbia un'altezza non minore di 0,08, nè maggiore di 0,60, per quest'ultima non essendovi esperienze sulle quali possa rigorosamente contarsi;

3. La lama d'acqua cadente deve risultare affatto distaccata dalla parete inferiore dello stramazzo in modo che l'aria vi circoli liberamente;

4. La misura dell'altezza della lama deve essere presa con grande esattezza dove non giunge la chiamata allo sbocco;

5. Lo stramazzo deve essere esattamente costruito con le avvertenze ultimamente espresse sulla larghezza, obliquità ed inclinazione.

Posto realmente lo stramazzo nelle condizioni suaccennate, potrebbero gli errori, dei quali ciascuno non induce variazione superiore al 1/2 per cento, cumularsi e portar quindi una variazione oltre questo limite; considerato che oltre gli errori di lettura e quelli delle dimensioni del manufatto che possono essere a vantaggio o a scapito della portata, l'obliquità del piano dello stramazzo rispetto all'asse del canale afferente e la non completa tranquillità dell'acqua in prossimità del salto sono le sole circostanze che vanno a scapito della portata, mentre la velocità di arrivo, la non rigorosa contrazione completa della lama, le contrazioni laterali che qualche volta non sono completamente eliminate, la non perfetta orizzontalità della soglia, il distacco non perfetto della falda d'acqua dalla soglia, son tutte cause che tendono ad accrescere la portata, le quali tutte riunite possono indurre un errore variabile dal zero al 2 per cento: converrà dunque aumentare dell'1 p. 0/10 il coefficiente unico trovato 0,623, che così sarà ridotto a 0,6292, ovvero a 0,63, e la formola generale:

$$Q = m L H \frac{2}{3} \sqrt{2 g H}$$

si ridurrebbe a:

$$Q = 1,86 L H^{\frac{3}{2}}$$

formola che corrisponde a quella del Francis col coefficiente aumentato dell'1 p. 0/10, nella quale si è soppresso il termine:

$$0,20 H \frac{2}{3} \sqrt{2 g H}^{\frac{3}{2}}$$

modificando invece convenientemente la forma dello stramazzo.

*

Finalmente, il Cipolletti dalle poche fra le numerose esperienze pubblicate dai vari autori, di cui tutti gli elementi son noti, trae il valore del coefficiente applicando la formola del Francis, conoscendo la portata Q, l'altezza della lama corretta dall'altezza dovuta alla velocità di arrivo, quando questa è sensibile e trova un coefficiente, che è quasi costantemente quello da lui proposto di 0,63, e la media delle differenze fra i coefficienti trovati ed il proposto diviso per questo ultimo è appena 0,0023.

Da tutto ciò che precedentemente si è detto, si possono determinare i seguenti tipi di stramazzo:

Portate minime	Portate massime	Larghezza dello stramazzo	Altezza della lama
0,021	0,054	0,50	0,15
0,042	0,305	1,00	0,30
0,063	0,842	1,50	0,45
0,085	1,730	2,00	0,60

Per portate inferiori a mc. 0,021 converrebbe aumentare un poco il coefficiente, o meglio, servirsi dei tipi sperimentati dal Lesbros o dal Parrocchetti.

Per portate superiori a mc. 1,730 conviene aumentare la larghezza dello stramazzo senza accrescerne l'altezza.

*

Tutto ciò che si è detto, non è certamente applicabile al grande sfioratore o stramazzo misuratore, di cui si è parlato più sopra e la cui sezione vedesi disegnata nella fig. 5, tav. II. Era anche interessante conoscere quale fosse il coefficiente di contrazione di questo stramazzo, il quale, come si è detto innanzi, è diviso in 36 luci da diaframmi larghi m. 0,08. E furon fatte tre accurate esperienze per determinarlo. Fu precedentemente determinata col mulinello di Woltmann e con due misure la portata del canale che precede lo stramazzo, e fu anche determinata la quantità di acqua che entrava nel canale Villorosi, che in quel tempo alimentava la roggia Visconti, fu quindi determinata l'altezza della lama stramazante, e si ottenne così in una prima esperienza un valore del coefficiente di contrazione uguale a 0,685. In una seconda esperienza il coefficiente fu trovato 0,683, ossia in media 0,684.

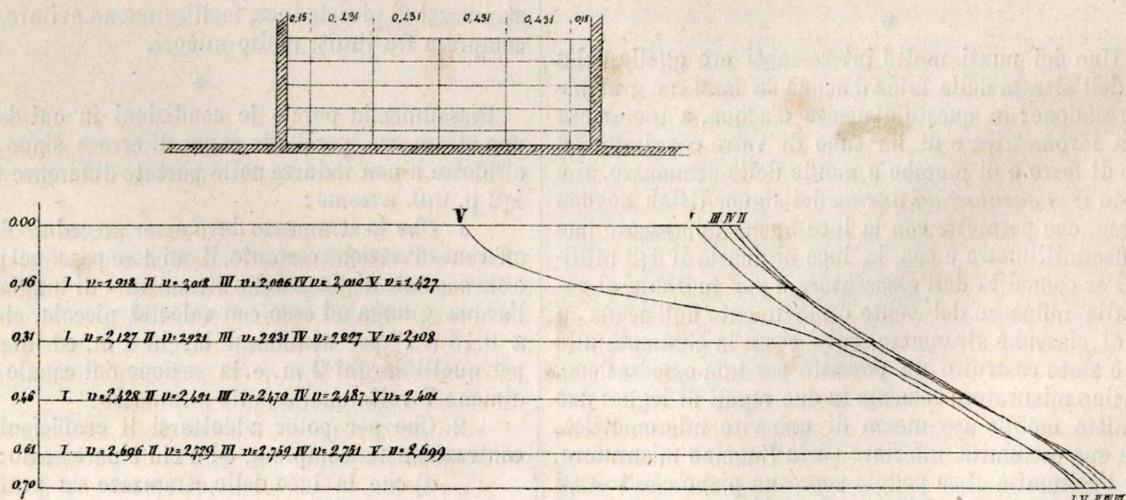


Fig. 28.

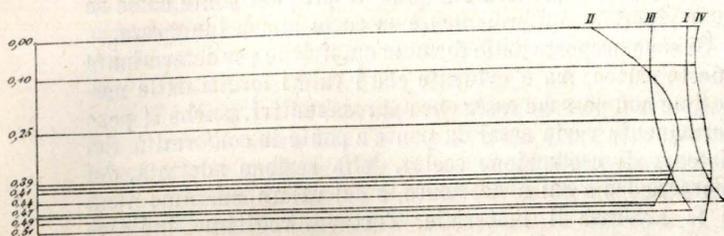


Fig. 29.

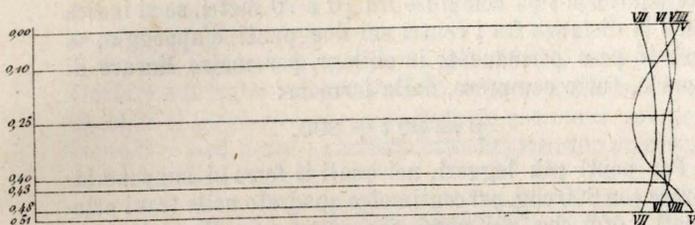


Fig. 30.

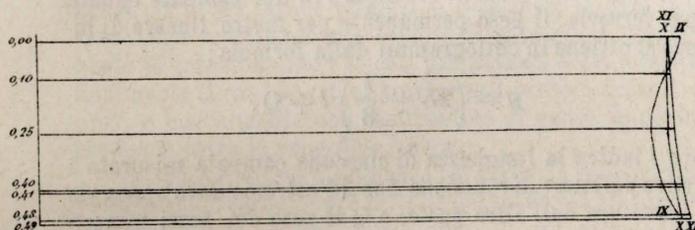


Fig. 31.

Una terza esperienza fu poi fatta misurando col mulinello di Woltmann le velocità sopra cinque verticali in due delle 36 luci, i cui diagrammi veggonsi disegnati nella fig. 28 qui nel testo, dalle quali risultò una portata di $m^3 3,1485$ ed una portata totale di mc. 113,346: essendo inoltre l'altezza della falda d'acqua m. 0,835, ne risultò un coefficiente 0,692, di 0,008 superiore all'altro.

Altre esperienze furono poi fatte per determinare il coefficiente di contrazione sulla diga.

In due giorni in cui l'idrometro di Sesto Calende segnava la medesima altezza, fu fatta passare in uno di essi tutta l'acqua per l'edifizio di presa e quindi per lo sfioratore, e l'altro giorno tutta sopra la diga: nel primo giorno, valendosi del coefficiente trovato per lo stramazzo, si calcolò la portata (tenendo conto dei disperdimenti che avvenivano o per filtrazioni o attraverso le porte di scarico del bacino), e l'altro giorno facendo passare l'acqua per la diga e misurando l'altezza della falda d'acqua, tenuto anche conto dei disperdimenti attraverso le porte dell'edifizio di presa, si determinò il coefficiente di contrazione che fu trovato 0,565.

Altre esperienze furono fatte misurando direttamente l'altezza delle falde e la velocità dell'acqua sulla diga col molinello. In un primo giorno (11 giugno 1885) sperimentando sopra 9 verticali, fu trovato il coefficiente 0,553, e il 26 giugno, esplorando la velocità sopra 11 verticali (i cui diagrammi veggonsi disegnati nelle fig. 29-31 qui nel testo), fu rinvenuto un coefficiente 0,563, e il coefficiente adottato fu 0,560, che è la media dei tre coefficienti trovati.

Dall'attento esame dei diagrammi delle velocità trovate col molinello nelle diverse esperienze, può ottenersi una

conferma di quanto vien detto dalla teoria. Ed infatti i diagrammi delle velocità sperimentate nelle luci dello stramazzo misuratore (fig. 28), specialmente nelle verticali centrali, dove non risentivano l'influenza delle contrazioni prodotte dai diaframmi, mostrano che in ciascun punto la velocità crescente dall'alto al basso è dovuta al carico soprastante fuori della chiamata allo sbocco, mentre le velocità quasi costanti nelle diverse altezze della falda di acqua sulla diga (fig. 29-31) accennano a che il movimento avvenga sotto l'influenza di una forza costante per tutti, cioè il dislivello del pelo d'acqua fuori della chiamata e quello del luogo dove si eseguisce la misura, e calcolando teoricamente tale velocità, si trova di pochissimi centimetri differente da quella trovata sperimentalmente; variazione che sparisce quando si tenga conto della velocità di arrivo dell'acqua prima della chiamata allo sbocco.

Da tutto quel che finora ho esposto, risulta chiaro esser questa una delle più importanti opere in tal genere costruite non solo in Italia, ma forse anche in Europa, la cui notizia credo che debba riuscir gradita a tutti coloro che hanno a cuore la prosperità del nostro paese ed il progresso dell'ingegneria.

Napoli, 24 novembre 1887.

Ing. P. RUGGIERO.

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).

VI. — Condizioni di stabilità dei ponti girevoli.

1. — FORZE CHE AGISCONO SUI PONTI GIREVOLI.

La teoria dei ponti girevoli non differisce nel fondo da quella degli altri ponti, le condizioni di stabilità sono alquanto variate, è vero, in causa della disposizione speciale delle loro parti, ma il calcolo rientra nella teoria generale; perciò accenneremo brevemente ai diversi casi che si possono presentare, indicando per ciascuno di essi la via da seguirsi.

Le forze che agiscono sui ponti girevoli sono di due nature, esterne ed interne; le prime comprendono il peso proprio del ponte, il carico che il medesimo deve sopportare e pel quale è costruito e le reazioni dei punti di appoggio; tutte queste forze agiscono in direzione verticale, salvo le reazioni in alcuni casi speciali, quando cioè le travature sono sospese od arcuate. Oltre a queste forze ve ne sono altre dirette orizzontalmente, o in piani pochissimo inclinati, che agiscono sui ponti, esse provengono dalle agitazioni dell'aria e dalle trepidazioni prodotte dal passaggio dei carichi sul ponte; le forze dipendenti dalle variazioni di temperatura non vengono prese in considerazione perchè si rendono inoche mediante disposizioni speciali.

In generale le forze esterne aventi direzione verticale, vengono sopportate direttamente od indirettamente dalle travi principali componenti il ponte; mentre per le forze dirette orizzontalmente è necessario di ricorrere a travi o membrature orizzontali interposte fra le travi maestre.

Le forze interne sono quelle che si sviluppano nei singoli pezzi componenti il ponte quando vengono cimentati dalle forze esterne, e ciò appunto per resistere alle medesime. Il

calcolo delle condizioni di stabilità consiste nel determinare questi sforzi, onde assegnare ai pezzi del ponte dove essi agiscono, dimensioni sufficienti per sopportarli.

Deve quindi esistere una relazione fra le forze esterne e le forze interne, e questa consiste in ciò, che il valore massimo del momento di tutte le forze esterne agenti sopra il ponte deve essere per lo meno uguale, o superiore al minimo momento resistente del medesimo; e il massimo valore dello sforzo di taglio non dovrà mai essere inferiore alla minima resistenza verticale della travatura del ponte.

Oltre a ciò è necessario che il ponte si possa aprire colla massima facilità, ossia colla minor forza possibile e nel minimo tempo; il suo centro di gravità deve quindi essere determinato in modo che durante la rotazione non si sposti nella direzione verticale, affinchè le resistenze da vincere siano semplicemente quelle dovute solo alla rotazione del ponte. Se noi riuniamo tutte le forze che agiscono sul ponte e chiamiamo P la risultante delle medesime, ed R quella di tutte le resistenze, la prima dovrà essere maggiore della seconda perchè la rotazione possa aver luogo; e se designiamo con s il cammino percorso e con L il lavoro meccanico necessario, si avrà:

$$L = P s = R s.$$

Con questa formola, una volta conosciuto il lavoro meccanico λ che può produrre per minuto secondo la macchina di cui possiamo disporre, e il numero degli operai che girano il ponte, si troverà il tempo t necessario ad aprire e chiudere il medesimo facendo:

$$t = \frac{L}{\lambda},$$

e questo dovrà essere il più breve possibile.

2. — PESO PROPRIO DEI PONTI.

Il peso proprio dei ponti girevoli, come quello di tutti gli altri, non può determinarsi in modo esatto se prima non sono note le dimensioni, il numero e la disposizione delle singole loro parti; si potrebbe, è vero, introdurre questa incognita nel calcolo, ma la soluzione riuscirebbe lunghissima e forse impossibile. Per cui nella pratica usasi di calcolare approssimativamente questo carico, riferendosi ad altri ponti costruiti in condizioni analoghe; una volta terminato il progetto del ponte, si verifica il peso, e se la differenza è considerevole bisognerà ricominciare il calcolo, il quale allora potrà condursi con maggior sicurezza poichè si possiedono degli elementi più precisi. Se invece la differenza è piccola, si potrà tralasciare ogni ulteriore calcolo, ritenendo buoni i risultati ottenuti.

Il peso proprio o permanente d'un ponte girevole si compone del peso delle sue travi maestre, di quello dei traversoni, longoni ed altri pezzi destinati a rilegare le travi principali fra loro e col perno o colle corone di rotazione, e finalmente del peso dell'impalcatura, carreggiata o binario secondo che il ponte è destinato al passaggio d'una strada o d'una ferrovia. Questo peso è d'ordinario concentrato in singole parti della travatura principale, e però si può riguardare come un peso uniformemente ripartito su tutta la lunghezza senza gravi inconvenienti.

Egli è pur vero che quando i ponti girevoli non sono a sezione costante, il che avviene ordinariamente, il peso permanente varia alquanto da un punto all'altro, tuttavia siccome queste variazioni non hanno luogo nell'impalcatura e nei binari, ma solo nelle travi principali e nei traversoni, così le differenze hanno valore tanto minimo per rispetto al sopraccarico, che nei calcoli di stabilità si potrà

trascurarle e considerare il peso proprio del ponte come se fosse ripartito uniformemente su tutta la sua lunghezza.

Si sono proposte delle formole empiriche per determinare questo carico, ma è evidente che i valori forniti dalle medesime non possono esser che approssimativi, poichè il peso permanente varia assai da ponte a ponte in conformità del sistema di costruzione scelto, della sezione adottata, del sopraccarico a cui è destinato, e del valore massimo a cui si fa lavorare il materiale. Tuttavia vogliamo indicare quelle di Heinzerling e di Fränkel per servire di guida nel calcolo quando si abbiano casi analoghi.

Pei ponti ferroviari pesanti discontinui appoggiati su due punti con luci comprese fra 10 e 70 metri, se si indica con l la distanza fra i centri dei due punti d'appoggio, si avrà il peso permanente in chilogr. per metro lineare di binario, tutto compreso, dalla formola:

$$p = 30 l + 800.$$

Per ponti più leggeri, nei quali il ferro si suppone lavorare con 800 chg. per centimetro quadrato nelle travi principali e 600 chg. nei pezzi che sostengono l'impalcatura, sarà:

$$p = 30 l + 550.$$

Pei ponti a travatura continua con due campate eguali, e per ferrovia, il peso permanente per metro lineare di binario si ottiene in chilogrammi dalla formola:

$$p = \left(25 + \frac{l}{3}\right) l + Q,$$

dove l indica la lunghezza di ciascuna campata misurata a partire dall'asse di rotazione fino all'estremo dove appoggia la travatura dall'altra parte, e Q il peso dei pezzi trasversali, della impalcatura, e del binario per metro lineare. Le dimensioni si intendono in metri, i pesi in chilogrammi.

Quando il ponte è a doppio binario, si prenderà un valore di p doppio. Se le due campate della travatura non sono uguali si introdurrà per l il valore maggiore.

Per ponti di luce compresa fra i 30 e i 70 metri, come sono generalmente quelli costruiti in America, si potrà prendere la formola:

$$p = (25 + 0,2 l) l + 800.$$

Pei ponti stradali, portanti cioè una carreggiata, distinguiamo pure i ponti discontinui da quelli continui appoggiati su tre sostegni. Nel primo caso, ammettendo una larghezza di carreggiata di m. 5,50 e un metro di marciapiede da ambe le parti, con un'altezza di massicciata di 0^m,20, sarà:

$$p = 42 l + 3600.$$

Se invece della massicciata si fa uso di un'impalcatura di legname di quercia di m. 0,14 di spessore, il peso proprio del ponte per metro corrente sarà dato dalla formola:

$$p = 28 l + 900.$$

Se la larghezza b del ponte è diversa da quella ammessa di m. 7,50, il peso p varierà proporzionalmente, e chiamandolo π si determinerà facendo:

$$\pi = \frac{b}{7,5} p.$$

Nel secondo caso, quando cioè il ponte è una travatura continua ed appoggia su tre sostegni, si calcolerà il peso delle travi principali colla formola:

$$p_i = \left(25 + \frac{l}{3}\right) l \frac{Q_s + q_s}{Q_e + q_e}$$

in cui Q_s e Q_c indicano i pesi dei pezzi trasversali, impalcatura, ecc., per un ponte di ferrovia, e per uno di strada rotabile; q_s e q_c analogamente i sopraccarichi per l'uno e rispettivamente per l'altro.

Nello stabilire le formole sopradette si è supposto che il materiale di costruzione fosse il ferro, e il lavoro massimo a cui si assoggettano le travi principali 700 chilogrammi per centimetro quadrato, calcolato colla formola di Launhardt-Weyrauch, i longoni 600 chilogrammi e 650 chg. per traversoni.

È evidente che il peso p non sarà in realtà uniforme su tutta la lunghezza del ponte, come già osservammo, ma alquanto maggiore in vicinanza al perno di rotazione, e minore presso gli appoggi estremi.

I ponti a grandi dimensioni s'intendono a travatura reticolare o a traliccio; quando essi appartengano a sistemi speciali si potrà ricorrere alle formole ordinarie per ponti comuni e modificare i risultati ottenuti tenendo presenti le considerazioni esposte.

3. — SOPRACCARICO.

Il sopraccarico dei ponti girevoli è perfettamente lo stesso di quello dei ponti ordinari, per cui stimiamo inutile il dar qui le indicazioni necessarie per determinarlo; se si tratta di un ponte per strade rotabili si esaminerà il caso in cui esso venga completamente coperto di passeggeri, quello nel quale vi transiteranno i veicoli più pesanti della località, e finalmente il caso in cui si trovino sul ponte i veicoli più gravi e lateralmente una moltitudine di gente, in modo da occupare tutta la superficie libera.

Trattandosi invece d'un ponte per ferrovia si disporranno varie locomotive delle più pesanti nel modo più sfavorevole. Ora questi pesi possono pure ridursi ad un carico uniformemente ripartito su tutta la lunghezza del ponte, oppure immaginarsi concentrati nei singoli punti dove i traversoni si collegano colle travi maestre; quest'ultima disposizione sarà da preferirsi quando il calcolo degli sforzi venga fatto coi metodi grafici.

Essa dovrebbe pure adottarsi nel calcolo analitico, poichè l'ammettere che un certo carico continuo uniformemente ripartito sulla travatura sia equivalente ad una serie di pesi isolati che agiscono sulla medesima in dati punti variabili col muoversi del sopraccarico, è una supposizione erronea, il cui risultato non è sempre conforme alla verità. Noi nel seguito di questa memoria ci atterremo all'ipotesi suddetta, per brevità; ma consigliamo di introdurre nel calcolo un sistema di pesi concentrati, allo stesso modo come si fa per ponti.

Per la pressione esercitata dal vento e le spinte laterali che provengono dalle trepidazioni cagionate dal passaggio dei convogli si adotteranno gli stessi valori come per ponti ordinari.

4. — CATEGORIE IN CUI SI POSSONO CLASSIFICARE I PONTI GIREVOLI PEL CALCOLO. PONTI GIREVOLI CON TRAVATURA A SBALZO.

Nel calcolo delle condizioni di stabilità dei ponti girevoli si presentano diversi casi dipendenti dal modo come funzionano le travature, perciò li dividiamo in due grandi categorie: *ponti girevoli a travature semplici* e *ponti girevoli a travature continue*.

Nella prima categoria comprendiamo tutti quei ponti che hanno una travatura o due indipendenti fra loro e che o appoggiano dall'altra estremità sopra un sostegno (fig. 107, pag. 146 e fig. 160, pag. 162, anno XIII) oppure sono sostenute per mezzo di tiranti staccantisi da un castello situato sull'asse di rotazione (fig. 189, pag. 179, anno XIII),

o finalmente sono affatto libere come il ponte di Taranto (Tav. X, anno XIII); questi ultimi si chiamano: ponti girevoli con travatura a sbalzo. È evidente però che anche i primi durante la rotazione si trovano in sbalzo, e devono calcolarsi come travi incastrate da un lato solo, quello dove sono unite al perno. Quando invece sono chiusi, ossia in servizio, le condizioni generali sono uguali per i primi due tipi, poichè siamo nel caso di travi discontinue appoggiate agli estremi; mentre per terzo l'avambraccio è sempre in sbalzo, non potendosi riguardare come un sostegno l'appoggio alla chiave. Tutti e tre i ponti poi possono avere una porzione in sbalzo, quella cioè che oltrepassa il punto d'appoggio dal lato della coda; ma ciò vedremo in appresso.

Esaminiamo ora per ciascun tipo come si debbano condurre i calcoli di stabilità; e siccome nella nostra memoria abbiamo trattato estesamente del Ponte di Taranto, e di questo intendiamo dare in appresso i calcoli, così cominceremo da lui, ossia dal terzo tipo.

*

Ponti girevoli con travatura a sbalzo. — Generalmente l'avambraccio di questi ponti (fig. 32 del testo) ha una lunghezza maggiore del retrobraccio, quindi per mantenere l'equilibrio in tutte le condizioni di carico è necessario aggiungerci un contrappeso o zavorra. Talvolta si supplisce facendo appoggiare la coda contro una sporgenza del muro, od una lastra di ferro, che la mantenga a sito anche quando l'avambraccio è completamente caricato, ma ciò non può farsi che per quei ponti nei quali l'avambraccio e la coda si equilibrano, quando sono aperti, perchè durante la rotazione la sporgenza di muro non potrebbe agire.

I casi che si presentano sono due: o il ponte è sempre sostenuto dal suo perno di rotazione C (fig. 32), oppure quando è chiuso viene ad appoggiare in appositi cuscinetti disposti sul ciglio della spalla. Con quest'ultima disposizione si diminuisce la portata della travatura, la quale invece di aver la lunghezza a viene così ad avere la sola lunghezza l ; ciò si ottiene abbassando il perno quando il ponte è chiuso, oppure elevando alquanto il supporto in A, così da fare bilicare la travatura intorno al punto C fino a che viene ad appoggiare in B.

Nel primo caso, quando cioè anche a ponte chiuso, la travatura è sempre sostenuta dal solo perno, la zavorra necessaria per mantenere l'equilibrio dovrà calcolarsi nelle condizioni più sfavorevoli, vale a dire quando il sopraccarico si trova su tutto l'avambraccio CD, e la coda AC completamente scarica. In allora chiamando:

Z la zavorra necessaria,

p il carico permanente o peso proprio del ponte per metro lineare,

q il sopraccarico pure per metro lineare di travatura, e ritenendo a tutte le altre lettere, indicate nella fig. 32, il significato che da essa si scorge, avremo:

$$Z \geq \frac{p(a^2 - a_1^2) + qa^2}{2a_1} \quad (1).$$

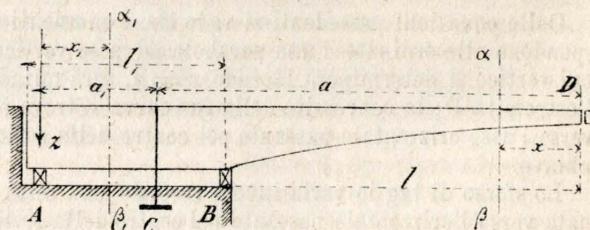


Fig. 32.

Nel caso invece in cui il ponte, una volta chiuso, viene ad appoggiare sul cuscinetto B, la zavorra si calcolerà colla formola:

$$Z \geq \frac{p(l^2 - l_1^2) + ql^2}{2l_1} \quad (2).$$

In ambedue i casi poi quando il ponte sta compiendo la rotazione per aprirsi o per chiudersi, la zavorra necessaria dovrà essere:

$$Z \geq \frac{a^2 - a_1^2}{a_1} \frac{p}{2} \quad (3).$$

È evidente che tanto in un caso, quanto nell'altro si prenderà il valore maggiore fornito dalle formole 1) e 3) o 2) e 3), anzi si aumenterà alquanto il valore trovato per maggiore sicurezza.

Siccome poi la distribuzione dei carichi in realtà non è così regolare ed uniforme come fu ammessa in questo calcolo, così sarà conveniente, una volta stabilito il valore di Z, di calcolare le distanze reali dei centri di gravità dai relativi assi a cui si riferiscono i momenti, di calcolare in seguito i valori di questi, donde si vedrà di quanto il momento del peso della coda prepondererà su quello dell'avambraccio; questo risultato indicherà il grado di equilibrio.

*

Pel calcolo dello sforzo di taglio e del momento inflettente, considereremo pure i due casi in cui cioè la travatura non appoggia o appoggia nel punto B.

Nel primo caso distingueremo due ipotesi, quella cioè in cui il ponte è scarico, il che ha luogo nel momento della rotazione quando si apre o chiude, e l'altra in cui il sovraccarico si trova sopra il ponte, quando cioè questo è chiuso.

Nella prima ipotesi la travatura agisce come un solido incastrato e libero all'altra estremità; l'incastro sarà nella sezione, o vicino assai alla medesima, che passa pel centro di rotazione, ed ivi si verificherà pure il massimo momento inflettente il quale è dato dalla formola:

$$M = \frac{pa^2}{2} \quad (4).$$

Lo sforzo di taglio sarà pure massimo nella detta sezione e si otterrà colla nota formola:

$$T = pa \quad (5).$$

Per un'altra sezione $\alpha\beta$ qualunque distante x dalla chiave si avrà:

$$M = \frac{1}{2}px^2 \quad (6),$$

e

$$T = px \quad (7).$$

Per una sezione qualsiasi α, β_1 della coda si otterrà in modo analogo tenendo conto della zavorra:

$$M = Zx_1 + \frac{px_1^2}{2}$$

e

$$T = Z - px_1.$$

Dalle equazioni precedenti si vede che i momenti corrispondono alle ordinate d'una parabola ad asse verticale, il cui vertice si determinerà facendo $x = a$, sarà quindi nell'estremità D; la convessità della sua curva si trova rivolta verso l'asse orizzontale passante pel centro della sezione in chiave.

Lo sforzo di taglio varia invece secondo una retta inclinata verso l'orizzontale passante pel centro della sezione in chiave, e passa essa pure per questo centro, poichè facendo $x = a$ nella formola suddetta si ottiene $T = 0$. La sua

ordinata massima si trova sulla verticale passante per C ossia per la sezione d'incastro.

Nella seconda ipotesi, a ponte chiuso, si considererà la travatura sovraccaricata, e per le sue singole sezioni $\alpha\beta$ il momento inflettente sarà dato dalla formola:

$$M = \frac{1}{2}(p + q)x^2 \quad (8),$$

e lo sforzo di taglio da:

$$T = (p + q)x \quad (9).$$

Per la coda A C invece si determinerà il momento inflettente supponendo prima la sola parte a_1 sovraccaricata, indi il solo avambraccio; quindi nel primo caso si avrà la formola:

$$\text{mass. } M = \frac{1}{2} \left\{ (p + q)(a_1 - x_1) - \frac{pa^2}{a_1} \right\} x_1;$$

e nel secondo:

$$\text{mass. } M = \frac{1}{2} \left\{ \frac{(p + q)a^2}{a_1} - p(a_1 - x_1) \right\} x_1;$$

avvertasi che in questo secondo caso il valore di M è negativo.

Analogamente per lo sforzo di taglio si considererà il caso in cui la parte di travatura fra D e la sezione α, β_1 è completamente sovraccaricata, oppure l'altra parte; quindi pel primo caso si ha la formola:

$$T = \frac{p}{2} \left(\frac{a_1^2 - a^2}{a_1} \right) - px_1 + \frac{q}{2} \frac{(a_1 - x_1)^2}{a_1};$$

e pel secondo:

$$-T = \frac{p(a_1^2 - 2a_1x_1 - a^2)}{2a_1} - \frac{q(x_1^2 + a^2)}{2a_1}.$$

Le pressioni sugli appoggi saranno date dalle formole seguenti: in A:

$$A = Z - \frac{p(a^2 - a_1^2)}{2a_1} + \frac{1}{2}qa_1;$$

in B:

$$B = \frac{(p + q)(a + a_1)^2}{2a_1}.$$

*

Facciamoci ora a considerare il secondo caso, quello cioè in cui l'avambraccio appoggia nel punto B. Si dovranno pure istituire i calcoli nelle due ipotesi cioè a ponte scarico nel momento della rotazione ed a ponte chiuso quando cioè il sovraccarico gravita in tutto o in parte sul medesimo.

Per la prima ipotesi i calcoli sono identici a quelli fatti precedentemente, poichè il ponte si trova nelle stesse condizioni; nella seconda ipotesi invece, il perno viene scaricato, e la coda non avrà più la lunghezza a_1 , ma l_1 a svantaggio dell'avambraccio che si riduce ad l ; per cui è evidente che le formole date saranno applicabili anche in questa ipotesi purchè si sostituisca dappertutto ad a ed a_1 i valori di l ed l_1 .

*

Quando la travatura, invece di essere a parete piena, è a reticolato od a traliccio, si calcolerà lo sforzo di taglio per ciascuna sezione passante per una delle sbarre, indi si scomporrà in modo da trovare colle note formole lo sforzo agente in ciascuna di esse. In questo caso però si potrà ricorrere con vantaggio ai metodi della statica grafica che noi vogliamo semplicemente accennare.

Si immagineranno le forze esterne concentrate nei singoli nodi dell'avambraccio, indi si cercheranno quelle che devono agire sulla coda per equilibrare le prime, ossia perchè

la risultante di tutte le forze agenti tanto sull'avambraccio, che sul retro-braccio, coincida coll'asse di rotazione. A tal uopo basterà costruire il poligono delle forze corrispondente a quelle che sono applicate nei nodi della coda; e siccome esse non sono note, così si prenderanno tante rette tutte uguali (poichè supponiamo che il carico sia ripartito uniformemente), di una lunghezza qualunque; esse rappresenteranno allora le forze in una scala non ancora conosciuta; tracciando il relativo poligono funicolare, si otterrà la direzione e la linea d'azione della risultante, nota la quale, mediante il poligono delle forze conosciute, agenti sull'avambraccio e a cui essa dovrà fare equilibrio, e il relativo poligono funicolare, si determinerà la grandezza di questa risultante, nonchè la reazione sul perno uguale alla somma di tutte le forze agenti sull'intera travatura.

Col noto metodo Cremona si costruiranno nel poligono delle forze le figure reciproche per ogni nodo della travatura, in tal modo si otterranno gli sforzi nelle singole sbarre e aste del traliccio.

Quando il sistema non è staticamente definito, si potrà con sufficiente approssimazione ricercare le azioni di ciascun sistema staticamente determinato, e sovrapporli in seguito, aggiungendo i risultati.

(Continua)

GAETANO CRUGNOLA.

NOTIZIE

J. H. BAILLE. — Studio della velocità del suono nei tubi di piccolo diametro. — Per determinare la velocità di propagazione del suono nei gas, Newton ha dato la formola:

$$a = \sqrt{\frac{g p_0}{\delta_0} (1 + \alpha t)}$$

nella quale p_0 è la pressione, δ_0 la densità del gas, t la temperatura, α il coefficiente di dilatazione e g l'accelerazione della gravità.

Con questa formola si calcolerebbe per l'aria 279^m,95 a 0° invece di 330^m,6.

Laplace fondandosi sul ragionamento che un gas, compresso per la trasmissione del suono, si scalda, e che il calore sviluppato non ha tempo a trasmettersi ai corpi vicini, in modo che il gas non conserva una temperatura costante, ma subisce una trasformazione adiabatica, propose una correzione a quella formola teorica, di moltiplicare, cioè,

l'espressione di Newton per il fattore $\sqrt{\frac{c}{c'}}$, radice quadrata del rapporto dei due calori specifici del gas. Con questa correzione si mettono d'accordo teoria ed esperienza.

Parrebbe quindi che se si potesse in ciascun istante togliere al gas il calore sviluppato per la compressione, si troverebbe sperimentalmente il numero di Newton. Si è ciò che ha cercato di fare il Baille, misurando la velocità del suono in un gas chiuso in un tubo metallico di piccolo diametro. Già Regnault aveva trovato che per tubi il cui diametro variava fra 1^m,10 e 0,108 si aveva una velocità minima variante fra 330^m,30 e 324^m,25, cioè una diminuzione nella velocità di propagazione del suono col diminuire del diametro.

In seguito a lavori di Helmholtz, anche dei fisici tedeschi (Kundt, Schnebeli, Seebeck, ecc.) si occuparono di tali misure, impiegando il metodo dei tubi sonori, ma le velocità ottenute erano sempre comprese fra 330^m e 320^m.

Baille adoperò nelle sue esperienze dei lunghi tubi chiusi alle due estremità da membrane sottili, che col loro spostamento stabilivano un contatto elettrico. Sopra un cilindro registratore erano iscritti i segnali forniti dalle membrane e le vibrazioni di un diapason accuratamente studiato, che segnava $\frac{1}{100}$ di secondo. Il più piccolo movimento di una membrana si trasmetteva attraverso ai 300^m di tubo fino all'altra estremità. Si usavano delle precauzioni per impedire le agitazioni dell'aria attorno all'apparecchio ed evitare dei segni perturbatori. In alcune esperienze una delle membrane veniva messa in movimento mediante piccoli urti, in altre mettendo il tubo per un istante in comunicazione con un serbatoio d'aria compressa o rarefatta.

La velocità minima ottenuta fu m. 281,4 a 0°.

Baille ha potuto così verificare e completare i risultati indicati da Regnault relativi alle diverse cause che alterano la velocità del suono:

1° I suoni più intensi si propagano più rapidamente degli altri;

2° La velocità del suono diminuisce a misura che la lunghezza percorsa aumenta.

In un mezzo indefinito od in un largo tubo un'onda compressa o dilatata si propaga per lungo tempo con una velocità costante; essa conserva la sua lunghezza; appena essa perde una parte della sua intensità. In un tubo stretto, al contrario, essa si trasforma rapidamente, si propaga con una velocità sempre minore, perde i suoi caratteri di intensità e di lunghezza, in modo che all'arrivo l'onda non può più essere considerata come identica a ciò che era alla partenza.

L'autore conchiude che la velocità del suono data dalla formola di Newton deve essere considerata ancora come una proprietà ideale e limite.

Le condizioni ipotetiche del calcolo sono molto difficili a realizzarsi; da una parte il calore sviluppato dalla compressione, dall'altra la viscosità del gas al contatto delle pareti solide, alterano le misure e rendono necessarie delle correzioni, che in quest'ultimo caso non si analizzano facilmente.

(Journal de Phys., 1887).

S. P.

Le dilatazioni e contrazioni del cemento. — Il signor H. Faija ha consegnato al *Bollettino dell'Associazione degli Architetti per la Gran Bretagna* il risultato di importanti osservazioni state fatte in Inghilterra sul modo di comportarsi del cemento impiegato per marciapiedi di strade, rivestimenti di pareti e simili. I fatti osservati non lasciano più dubbio sulla pernicioso influenza delle contrazioni e dilatazioni che il freddo ed il caldo producono nel cemento.

Nei marciapiedi di cemento, che sono assai comuni nelle precipue città inglesi, è stato osservato fino all'evidenza che laddove impiegandosi quadrelle, previamente preparate, la dilatazione diurna sotto l'azione dei raggi del sole, e la contrazione notturna si effettuano liberamente e parzialmente, senza che abbiasi ad avvertire troppo l'inconveniente dell'alternato fenomeno. Ma dovunque il cemento è stato applicato sul posto a superficie continua, difficilmente riscontrasi un caso in cui il marciapiede non presenti fenditure trasversali, distanti fra loro da metri 1,8 a metri 2,5, e dirette normalmente all'asse del marciapiede. La distanza delle fenditure è evidentemente maggiore o minore secondoche la massa offre maggiore o minore resistenza; in altri termini, la distanza delle fenditure è funzione ad un tempo della spessore dello strato e della resistenza alla rottura per trazione del cemento adoperato.

E per verità, mentre nel caso dei su citati marciapiedi, i quali hanno una spessore di 7 ad 8 centimetri, le distanze delle fenditure sono al massimo di 2 metri e mezzo, in un muro di cemento della grossezza di 15 a 25 centimetri, le fenditure si manifestano a distanze di 3 a 4 metri.

Trattandosi di marciapiedi, nel qual caso, per la non grande larghezza, le dilatazioni e contrazioni non danno luogo ad inconveniente che nel senso della lunghezza, è nota la pratica costruttoria di dividerne l'esecuzione in liste di 2,50 a 3 metri, eseguendo col sussidio di regoli piatti per il ritegno dei margini, la prima, la terza e la quinta lista, e poi successivamente la seconda, la quarta e la sesta. Quando il cemento ha fatto presa, si levano i regoli, e si cola altro cemento negli interstizi rimasti e che sono della larghezza di 10 a 12 millimetri. Ma non occorre dire che in queste unioni si ha il punto debole del sistema; quivi appunto è dove si verificano gli effetti inevitabili della dilatazione e contrazione. Le fenditure non sono eliminate; si ha solo il vantaggio di vederle ad intervalli più regolari.

Le fenditure finissime che si verificano spesso sugli intonachi dei muri, se fatti con cemento, sono pure da attribuirsi unicamente alla contrazione di quest'ultimo. La causa del fenomeno si complica ogni qualvolta il cemento è applicato in due strati, più grosso il primo e più sottile e fino il secondo, perchè ai due differenti strati corrispondono dilatazioni e contrazioni specifiche diverse.

In conclusione, la dilatazione e contrazione per effetto delle variazioni di temperatura, si producono in qualsiasi applicazione di cemento o di smalto. Sono più o meno nocive, a seconda delle circostanze di spazio, di luogo, di tempo, ecc. Non si hanno al riguardo nè cifre, nè risultati precisi. Ma ciò che è fuori dubbio si è che in tutti i lavori di cemento, esposti a variazioni di temperatura, vogliono essere prese misure perchè la dilatazione e la contrazione si possano esercitare liberamente. Perfino nei casi in cui si è certi che la temperatura rimane costante, si deve prevedere che un po' di contrazione colla stagionatura del cemento è inevitabile. Il signor Faija consiglia pure di non usare il cemento appena lo si è tolto dai sacchi o barili nei quali si riceve, ma distenderlo in strati di 50 a 60 centimetri di spessore al più su di un'aia ben secca, rimuovendolo di quando in quando, e lasciandovelo da due a tre settimane.

(Semaine des Constructeurs).

Il nuovo pozzo artesiano di piazza Hebert a Parigi. — Questo famoso pozzo, dopo 22 anni di lavoro, e dopo una spesa di L. 2,500,000, è stato finalmente ultimato; la profondità raggiunta è di m. 719.

Si sa che Parigi presenta condizioni favorevoli all'esecuzione di pozzi

artesiani, essendo nel centro di un bacino geologico composto d'una serie di stratificazioni concentriche, le quali vanno rialzandosi a misura che si va allontanandosi dal centro.

Ed in questi ultimi 50 anni si era deliberato di farne quattro, cioè: il pozzo di *Grenelle*, quello di *Passy*, quello di *Piazza Hebert*, e, per ultimo, il pozzo di *Butte-aux-Cailles*.

I tre primi sono ultimati, del quarto, che fu incominciato da alcuni anni, i lavori sono stati sospesi, ma si ha in animo di riprenderli.

Il pozzo di *Grenelle* fu cominciato nel dicembre 1833 e finito in febbraio 1841, avendosi raggiunta la profondità di m. 547.

Il pozzo di *Passy*, cominciato il 15 settembre 1855 ed ultimato nel 1861, raggiunse la profondità di m. 591.

Il pozzo di *Grenelle* da bel principio dava a livello del suolo (ossia all'altitudine di m. 38) una portata di mc. 3400 nelle 24 ore (39 litri al 1°). Ma alla sommità della colonna ascendente, ossia all'altitudine di m. 72, la portata risultò diminuita dei due terzi, cioè non era più che di 1110 mc. Nel 1852, il tubo che aveva 17 cent. di diametro, essendosi appiattito per la pressione delle argille, si è dovuto sostituire con un altro del diametro di soli 10 centimetri, e la portata che dopo l'accidente era ridotta a mc. 720 si elevò a 900. Trentasei ore dopo l'apertura del pozzo di *Passy* (nel 1861) la portata prese a diminuire, e si ridusse prima a mc. 806, e finalmente a 615 a livello del suolo. Alla sommità della colonna la portata giornaliera costante di questi ultimi anni è ridotta a mc. 335 nelle 24 ore, poco meno di 4 litri al secondo. La temperatura dell'acqua che è di 27°,7 supera di 18° la media annuale di Parigi.

Il pozzo di *Passy* intrapreso per i bisogni del *Bois de Boulogne*, al quale occorrono mc. 15 mila d'acqua nelle 24 ore, somministrava nei primi giorni un volume d'acqua di ben 20 mila metri cubi ogni 24 ore, ma ciò non fu che per poco tempo. L'anno dopo non somministrava più che 15 mila metri cubi, e la portata continuò a diminuire sempre, atalchè nell'aprile del 1864 era ridotta a mc. 2500, e quattro mesi dopo il pozzo aveva cessato di funzionare. Fattevi le occorrenti riparazioni, si ottenne nel gennaio 1866 di vedere la portata elevata a mc. 14 mila ma per l'insabbiamento riprodottosi nel mese di giugno dello stesso anno, la portata ricadde a mc. 9500. In questi ultimi anni la sua portata si regolò a mc. 6192, all'altitudine di m. 77.

Ad ogni modo tali cifre non possono ritenersi definitive, e saranno certamente rettificata, tostochè siasi potuto esattamente valutare la influenza del nuovo pozzo di piazza Hebert.

Questo nuovo pozzo è sito tra le vie Bouery e de l'Evangile presso la stazione di *Chapelle-Ceinture*, alla distanza di m. 6500 dal pozzo di *Grenelle* e di m. 7300 dal pozzo di *Passy*. Erasi progettato di andare alla profondità di m. 900 nell'intento di non alterare il rendimento dei pozzi di *Grenelle* e di *Passy*. Con tale profondità si sarebbero raggiunti gli strati giurassici, inferiori di quasi 200 metri alle sabbie verdi della creta. Ma gli accidenti verificatisi durante l'esecuzione e la questione finanziaria consigliarono a limitarne la profondità. Tuttavia per trovare lo strato acquifero si è dovuto spingersi a più di m. 120 al disotto degli altri pozzi.

La natura e la spessezza degli strati attraversati per il nuovo pozzo di piazza Hebert risultano così designati:

Marne	metri	8
Calcarei di <i>Saint-Ouen</i>	»	12
Sabbie verdastre argillose di <i>Beauchamp</i>	»	12
Marne bianche e arenarie grigio-azzurrognole, circa	»	118
Creta, più di	»	500
Marne argillose, circa	»	37
Argilla del Gault	»	18
Sabbie verdi	»	7
Arenaria verde (<i>grès vert</i>)	»	7
Sabbie acquifere	»	acque zampillanti
Totale metri		719

È da notarsi che nelle marne bianche del calcare grossolano alla profondità di m. 33,40 fu incontrato uno strato d'acqua molto selenitosa, impropria alla cottura dei legumi ed alla dissoluzione del sapone, epperò ripudiata dalla industria. Si è dovuto perciò chiudere questo primo livello con un tino di lamiera di ferro murato, fatto discendere a 34 metri di profondità e del diametro di m. 1,80.

Inferiormente presso la base del medesimo strato l'acqua si riscontrò in abbondanza e di purezza soddisfacente; essa è quella che alimenta i pozzi industriali della regione nord di Parigi. Per cui si è dovuto affondare fino alla profondità di m. 140 un secondo tino metallico, concentrico al primo e di diametro ridotto a m. 1,60.

Nel 1874, quando si era già discesi per 5 metri nell'argilla del Gault, ebbesi a lamentare una rottura che tenne per lungo tempo sospese le sorti dell'impresa.

Quando alla fine attraversate le argille del Gault si giunse alle sabbie verdi, s'incontrò un primo strato liquido dotato di forza ascendente, il quale fece aumentare il livello e la temperatura dei pozzi del vicinato. Nella sonda l'acqua saliva a 6 metri di altezza.

Per ultimo, e dopo avere attraversato oltre a un debolissimo strato argilloso, i rognoni di arenaria verde di molta durezza, si giunse a m. 719 di profondità alle vere sabbie acquifere, le quali constano di granelli quarzosi, disgraziatamente finissimi, ma di grande purezza.

La temperatura di quest'acqua si constatò di 34°,5 ossia di 7° più elevata di quella del pozzo di *Grenelle*. Ond'è che la maggiore profondità di m. 172 porterebbe l'aumento di temperatura di un grado su m. 24,5 di profondità, superiore per conseguenza alla media ordinariamente constatata nell'esercizio delle miniere.

Il pozzo di piazza Hebert ha presentato difficoltà di esecuzione ragguardevolissime non solo a motivo della maggiore sua profondità, ma specialmente del suo diametro, che riuscì quasi doppio di quello del pozzo di *Passy*.

Presso il pozzo, nel cortile d'entrata, si vedono ancora i resti di un primo tubo metallico di m. 1,35 di diametro che la pressione enorme delle terre alla profondità di m. 100 schiacciò nel 1874. Per estrarlo e sostituirlo si è dovuto battere col trapano, e ridurlo in minuti frammenti, e in causa di quest'accidente il diametro della colonna centrale si è dovuto ridurre da m. 1,35 a m. 1,06.

Il pozzo è rimasto costituito da una colonna metallica centrale circondata da due involucri, di cui la più esterna discende a m. 34 di profondità, e l'intermedia fino a m. 140. Gli spazi anulari tra le tre colonne saranno riempiti di muratura per renderli impenetrabili agli strati d'acqua incontrati, dei quali abbiamo fatto più sopra parola.

Il tubo centrale che costituisce il pozzo propriamente detto, e che ha il diametro interno di m. 1,06, è composto di due lamiere sovrapposte, della spessezza di 1 cent. caduna ed insieme unite da chiodi ribaditi di 20 mm. di diametro alla distanza di 8 cent. Le lamiere adoperate sono semicilindri di 1 metro di altezza, e non occorre dire che le lamiere esterne fanno, così nel senso del diametro che in quello dell'altezza, da copriugno alle lamiere interne.

Si formavano anelli di 4 metri di lunghezza nell'officina e portati sopralluogo venivano successivamente ribaditi agli anelli sottostanti.

L'operazione dell'approfondimento incominciava quando si avevano 60 metri circa di rivestimento, ed era operazione importante la quale esigeva grandi precauzioni.

Il peso del rivestimento essendo di 600 chg. per metro lineare, ogni tronco di 60 metri pesava 36 tonnellate. Aggiungendo il peso della sonda di 35000 chg. e del trapano a sei lame d'acciaio taglienti di 2000 chg. si arriva ad un peso di 73 tonnellate.

Il peso totale della colonna raggiunse i 400 mila chg. essendo stato alquanto diminuito per la sostituzione dell'acciaio al ferro nella parte inferiore del pozzo, con che si rese più facile la discesa di questa massa metallica, senza che la resistenza abbia avuto a soffrirne. Si sa invero che il coefficiente di resistenza d'una lamiera di acciaio dolce è circa di un terzo più grande di quella d'una lamiera di ferro; onde fu possibile ridurre a 12 mm. la spessezza di 20 mm. per un'altezza di 145 metri.

L'acqua del pozzo artesiano di piazza Hebert sarà adoperata per alimentare i lavatoi.

La vera profondità raggiunta è risultata di m. 719,20 al disotto del suolo il quale è a m. 50,50 sul livello del mare. Per cui il fondo del pozzo si troverebbe a m. 668,70 sotto il livello del mare.

Per quanto gigantesco e degno di nota sia il nuovo pozzo di piazza Hebert, sonvi ancora altri pozzi che lo superano; e tra dessi quello finito nel 1886 a *Budapest*, che raggiunse la profondità di 970 metri, e somministra nelle 24 ore 760 mc. d'acqua alla temperatura di 74° ai pubblici lavatoi e ad altre industrie; quello di *Probst-Jesar* presso *Lirbhtien* nel *Mecklemburgo*, profondo 1272 metri, dei quali 1109 perforati col diamante; il pozzo di *Schladebach*, attraverso l'arenaria rossa (*grès rouge*) che nel 1885 raggiunse la profondità di 1656 metri, il pozzo di *Homwod* che fu spinto a 2000 metri, ecc.

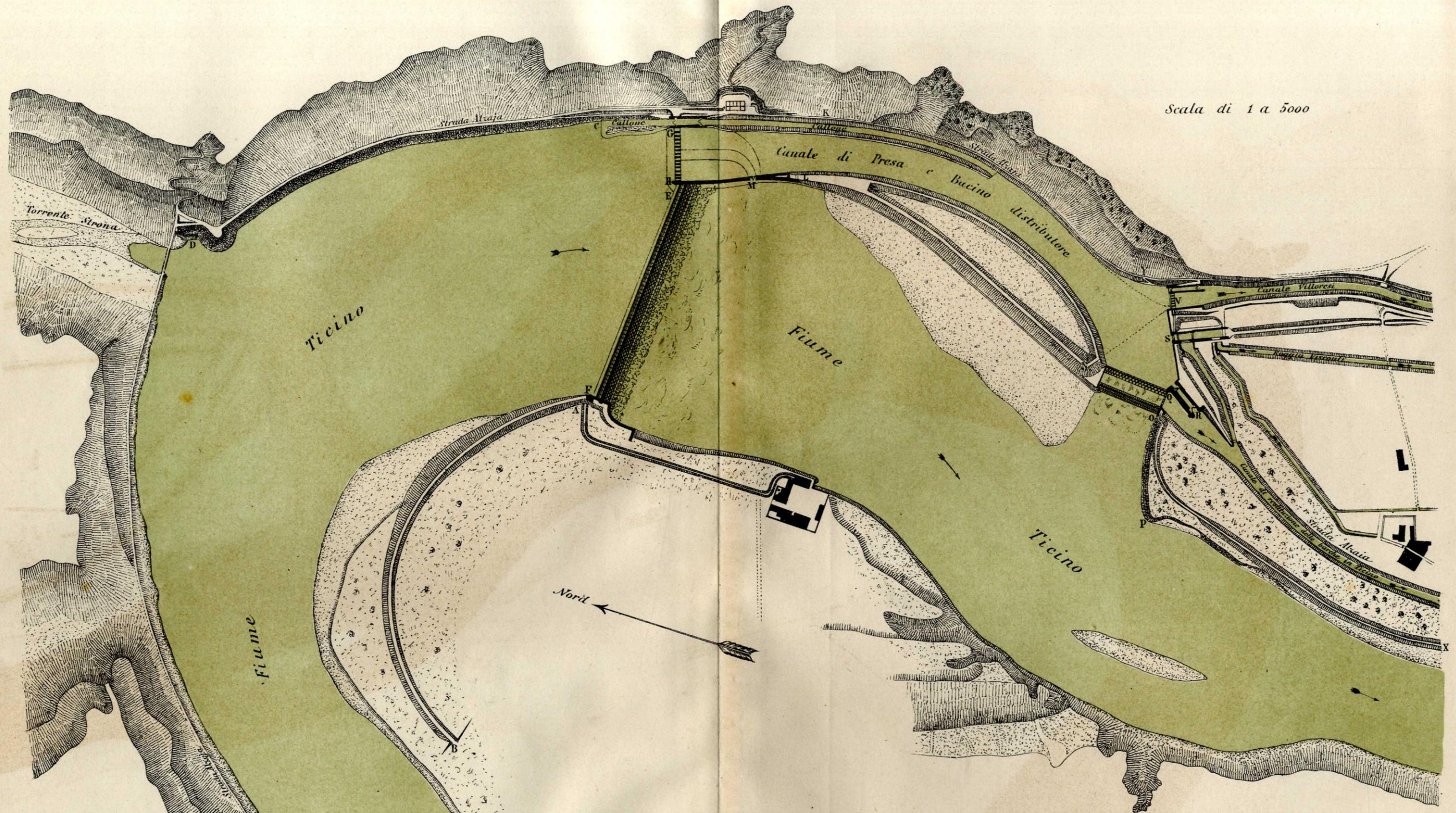
(*Moniteur industriel*).

La magnesia invece del gesso per la formazione di getti d'arte. — *Franck* sostiene che la magnesia idrata serve benissimo invece del gesso. Tale sostituzione è una novità molto pregevole, di cui si deve il merito al dottor *Grundmann* di *Hirschberg*. Questi prepara la magnesia idrata, e di questa si serve per riempire le forme.

Un altro miglioramento del nuovo sistema è quello di esporre all'azione dell'acido carbonico gli oggetti gittati; pare che si ottengano in tal modo sorprendenti risultati; sembra che con questo trattamento si ricostituisca a poco a poco il carbonato di magnesio-cristallino (magnesite), e in causa di ciò i getti magnesiaci non solo assomigliano al marmo, ma dividono con questo materiale la durezza, la lucentezza e la capacità di pulitura.

Grundmann impiega magnesia pura e magnesia mescolata ad altri corpi; tra questi si presta benissimo la polvere di marmo: il getto ottenuto in questa maniera e trattato poi coll'acido carbonico, è una vera dolomia artificiale; oltre la polvere di marmo, impiega anche silicato di soda, che opera una specie di silicizzazione del getto.

(*Annuario scientifico ed industriale*).



Scala di 1 a 5000

SPIEGAZIONI.

- | | | | |
|-----|---|-----|---|
| A B | Argine insommergibile a difesa della sponda destra. | N O | Stramazzo misuratore p. m. c. 120. |
| C D | Armatura lungo la sponda sinistra. | O P | Difese del Canale delle Barche. |
| E F | Diga o traversa sommersibile. | Q | Bocche di alimentazione del canale per le barche. |
| G H | Edificio di presa. | O X | Armature di seguito. |
| H L | Muro in curva a difesa del canale. | R | Conca di restituzione delle barche. |
| M | Scaricatore delle sabbie. | S | Bocca di presa della Roggia Visconti. |
| L N | Argini a difesa dal fiume. | V | Edificio di presa del canale Villoresi. |
| K Y | Armatura interna sotto la costa. | | |

CANALE VILLORESI — PLANIMETRIA GENERALE DEGLI EDIFICI DI DERIVAZIONE

Forino Tip. e Lit. Camilla e Bertolero

Fig. 3. Sezione sull'asse dell'edificio di presa

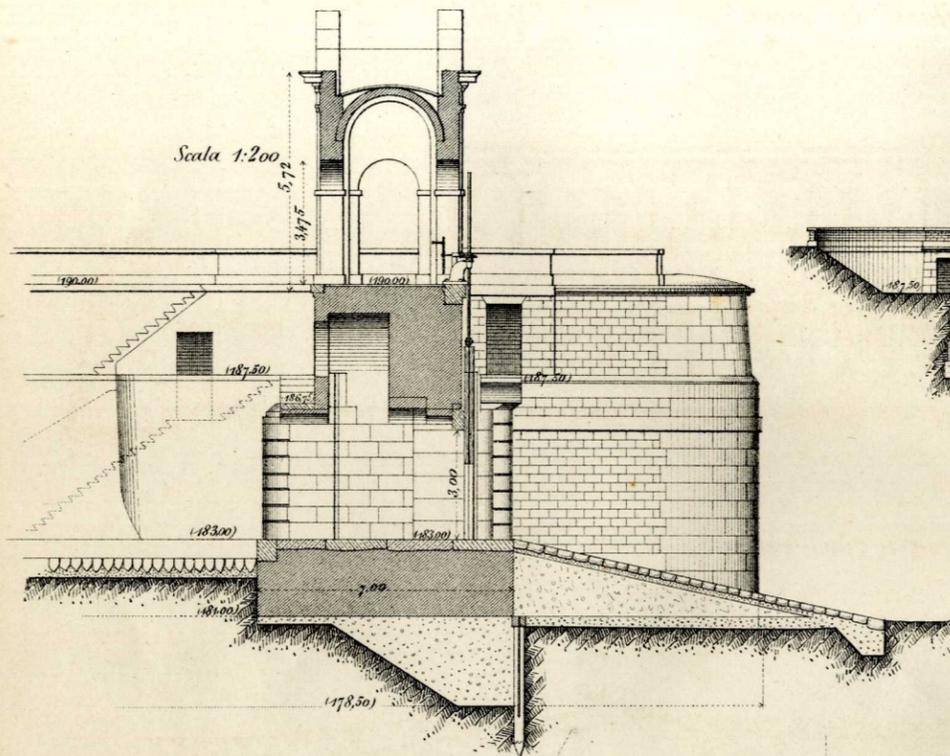


Fig. 4. Elevazione a monte dell'edificio di presa
Scala 1:400

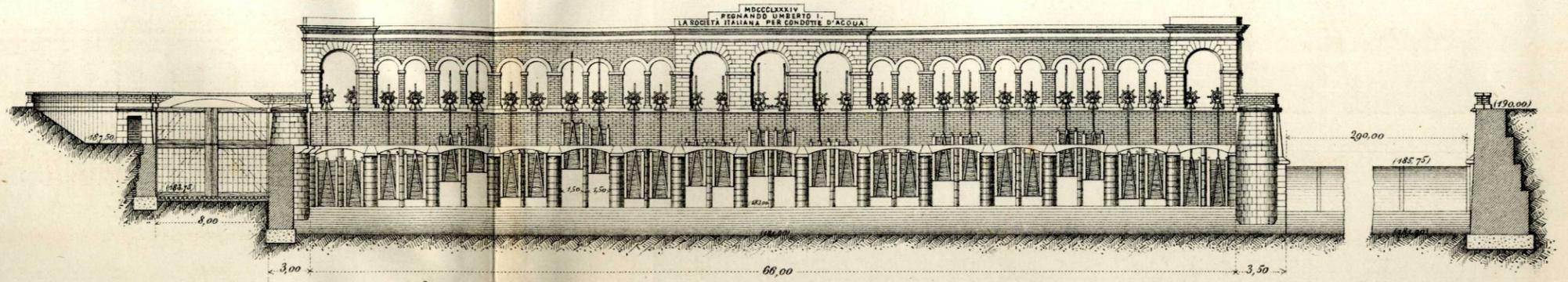


Fig. 5. Grande stramazzo misuratore



Fig. 1. Diga attraverso il Ticino. Scala 1:200

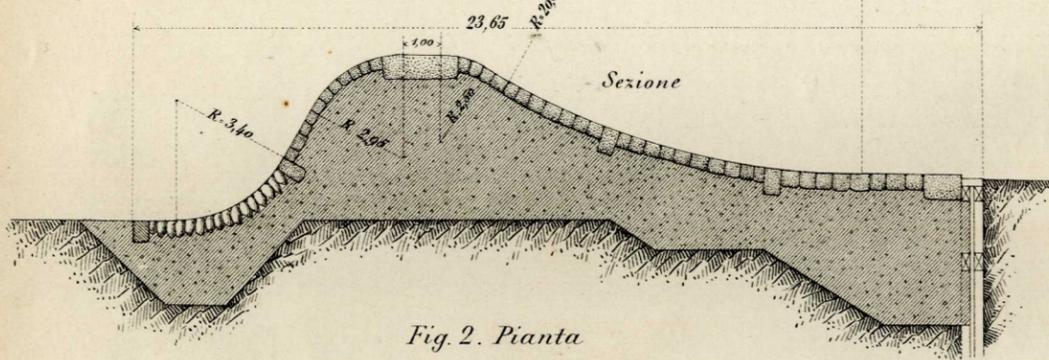


Fig. 6. Presa di un canale terziario sul secondario e modulo di consegna

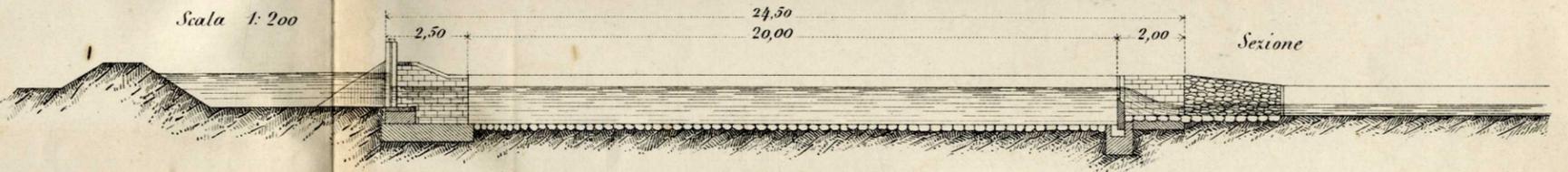


Fig. 2. Pianta

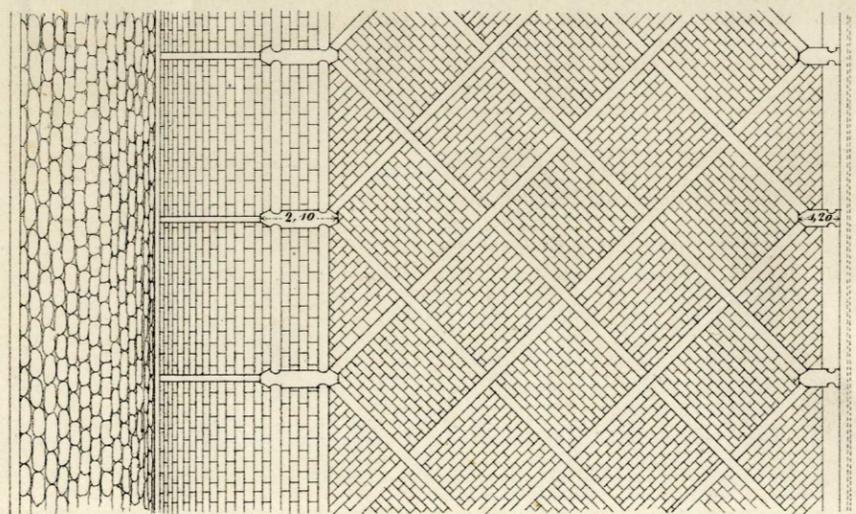
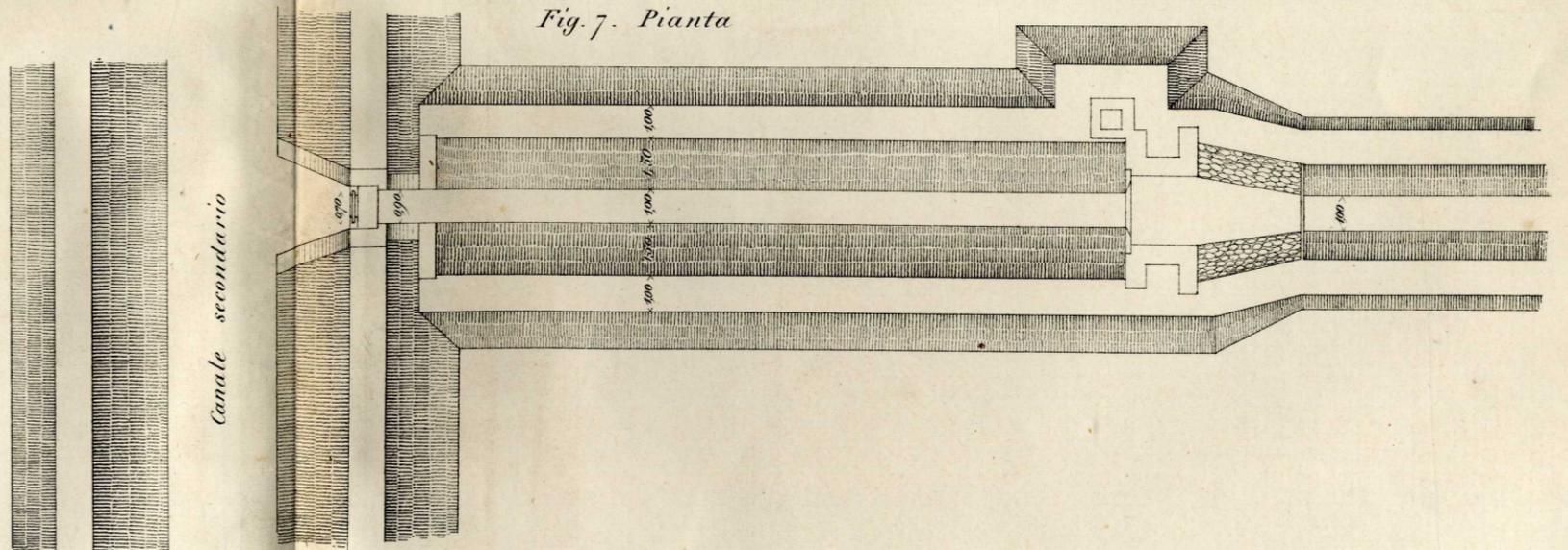
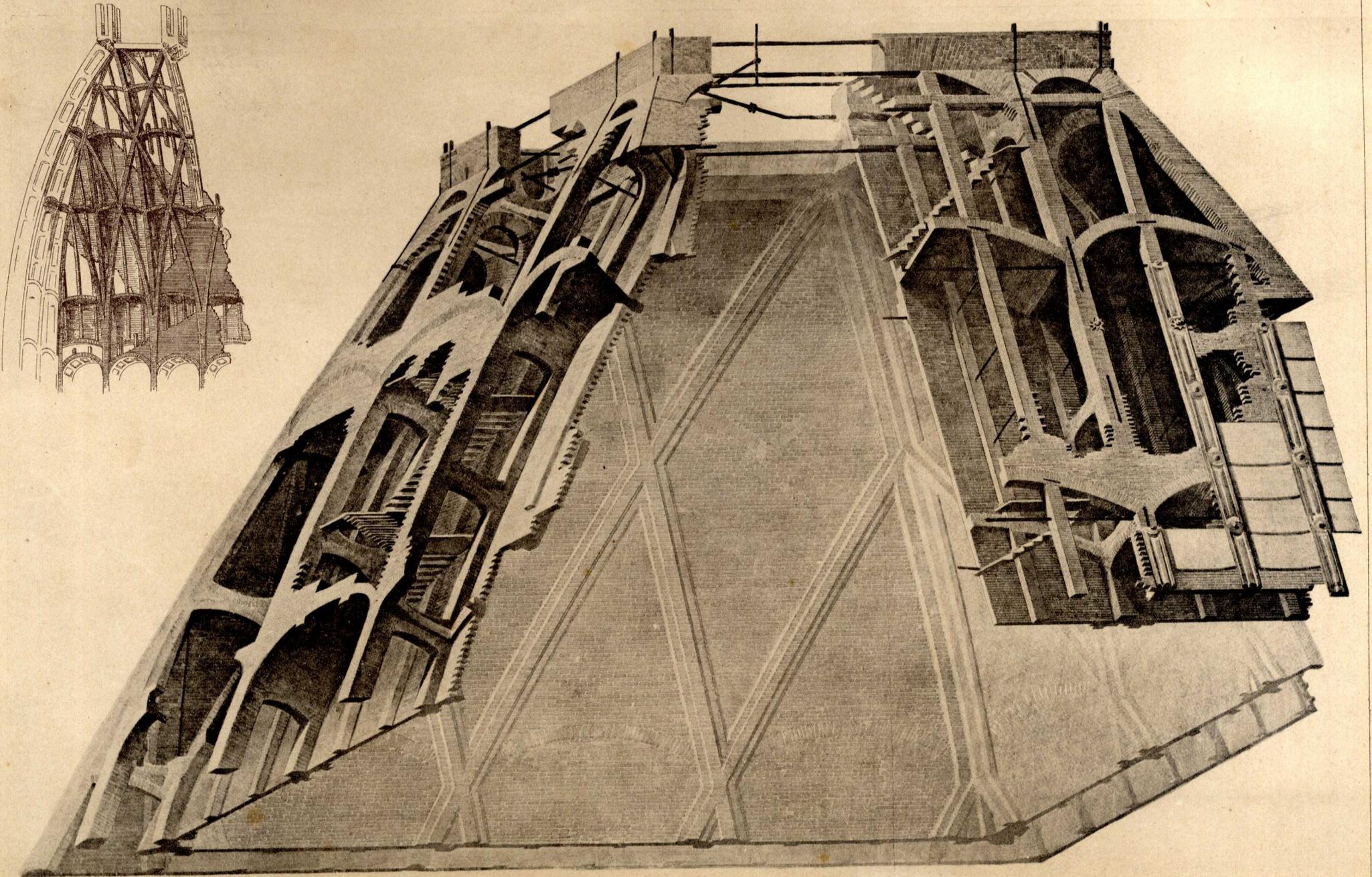


Fig. 7. Pianta





Fototip. Doyen Torino.

G.G. Ferria Ing. Arch. rilevò e dis.

MOLE ANTONELLIANA IN TORINO
Apparecchio di Costruzione della Cupola

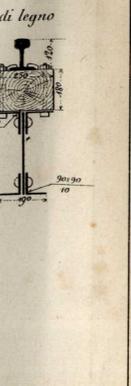
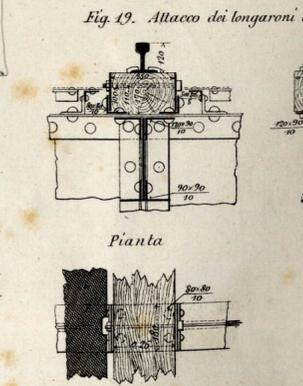
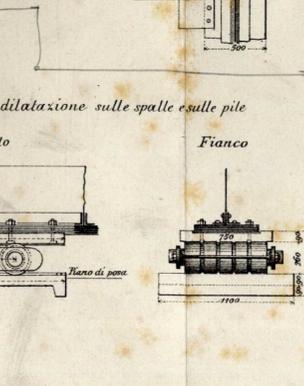
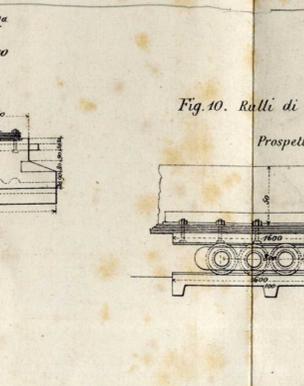
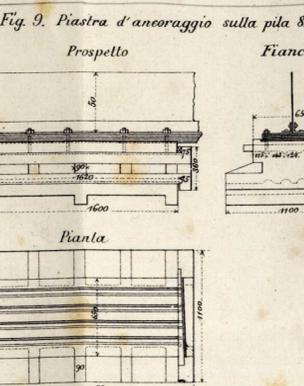
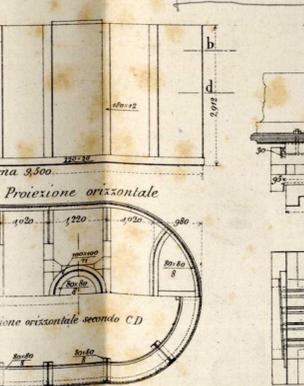
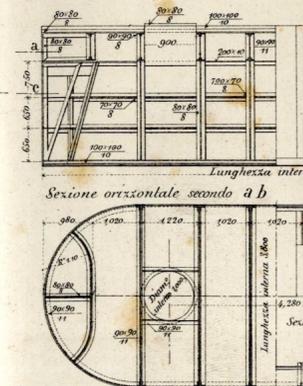
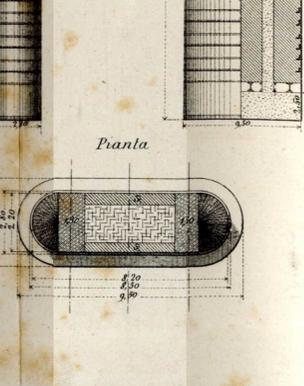
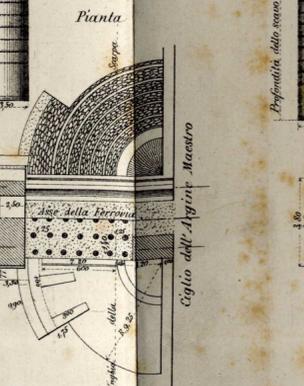
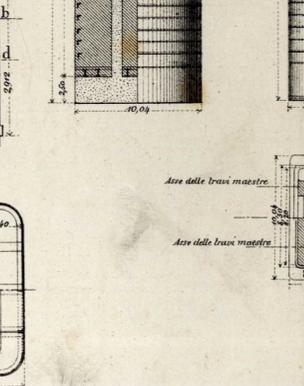
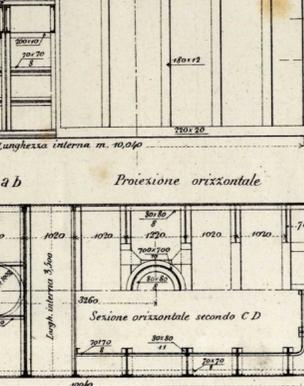
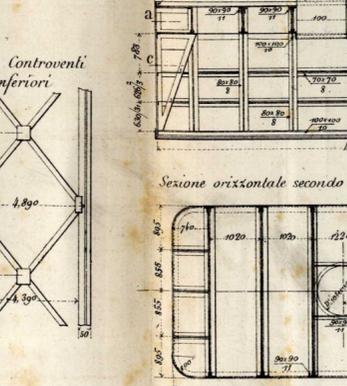
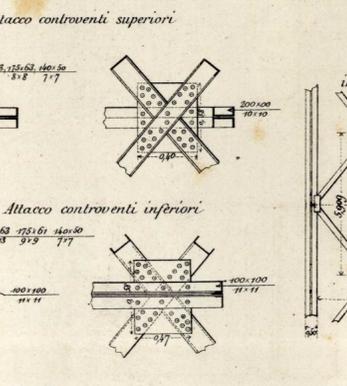
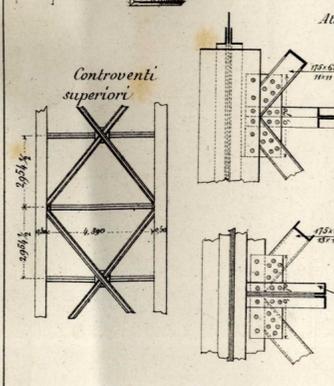
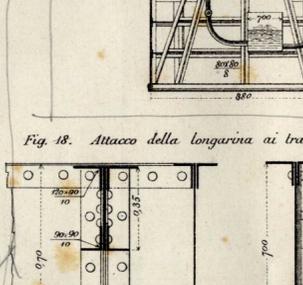
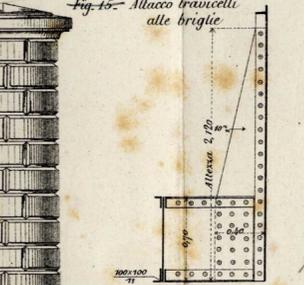
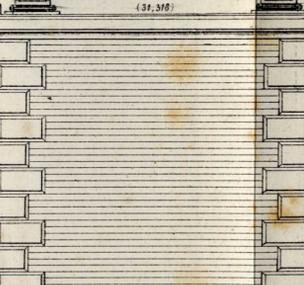
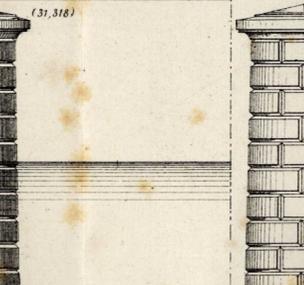
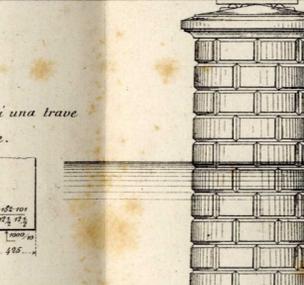
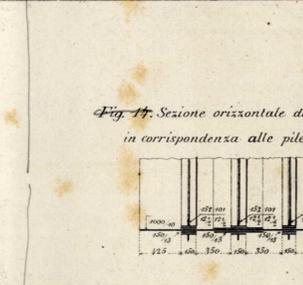
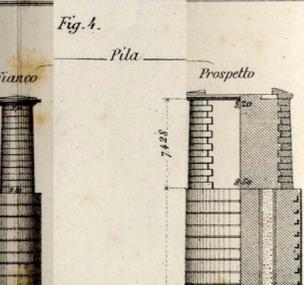
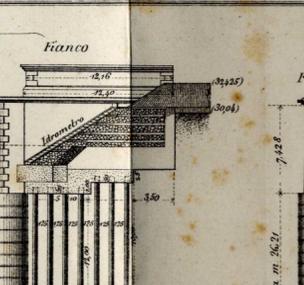
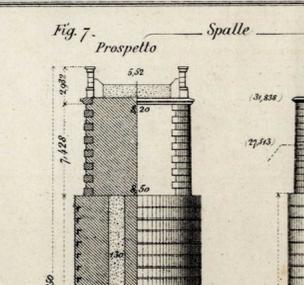
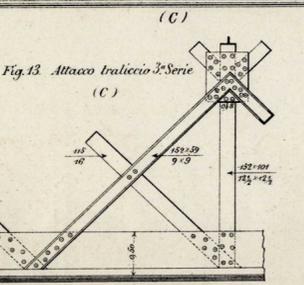
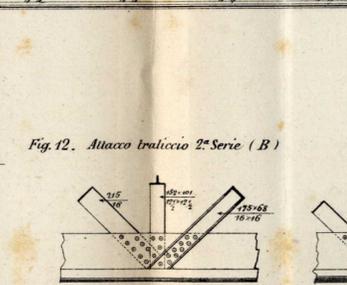
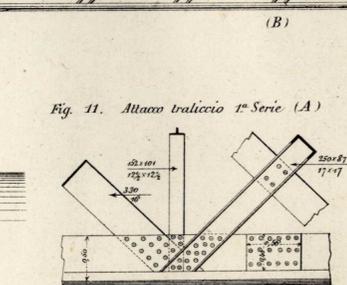
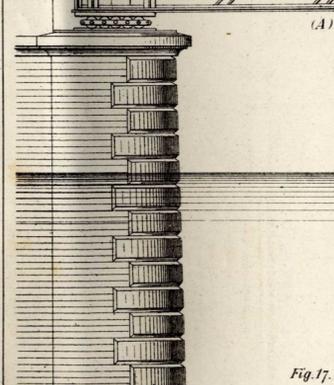
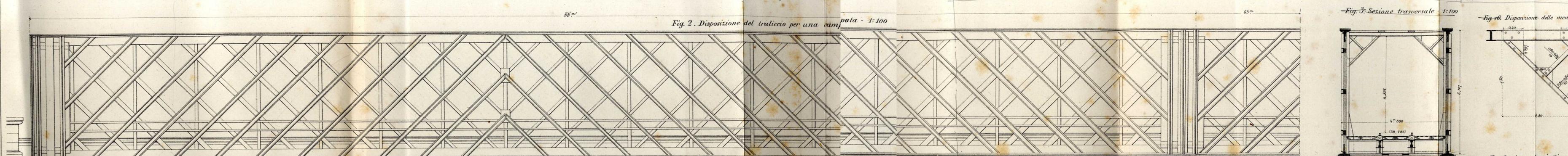
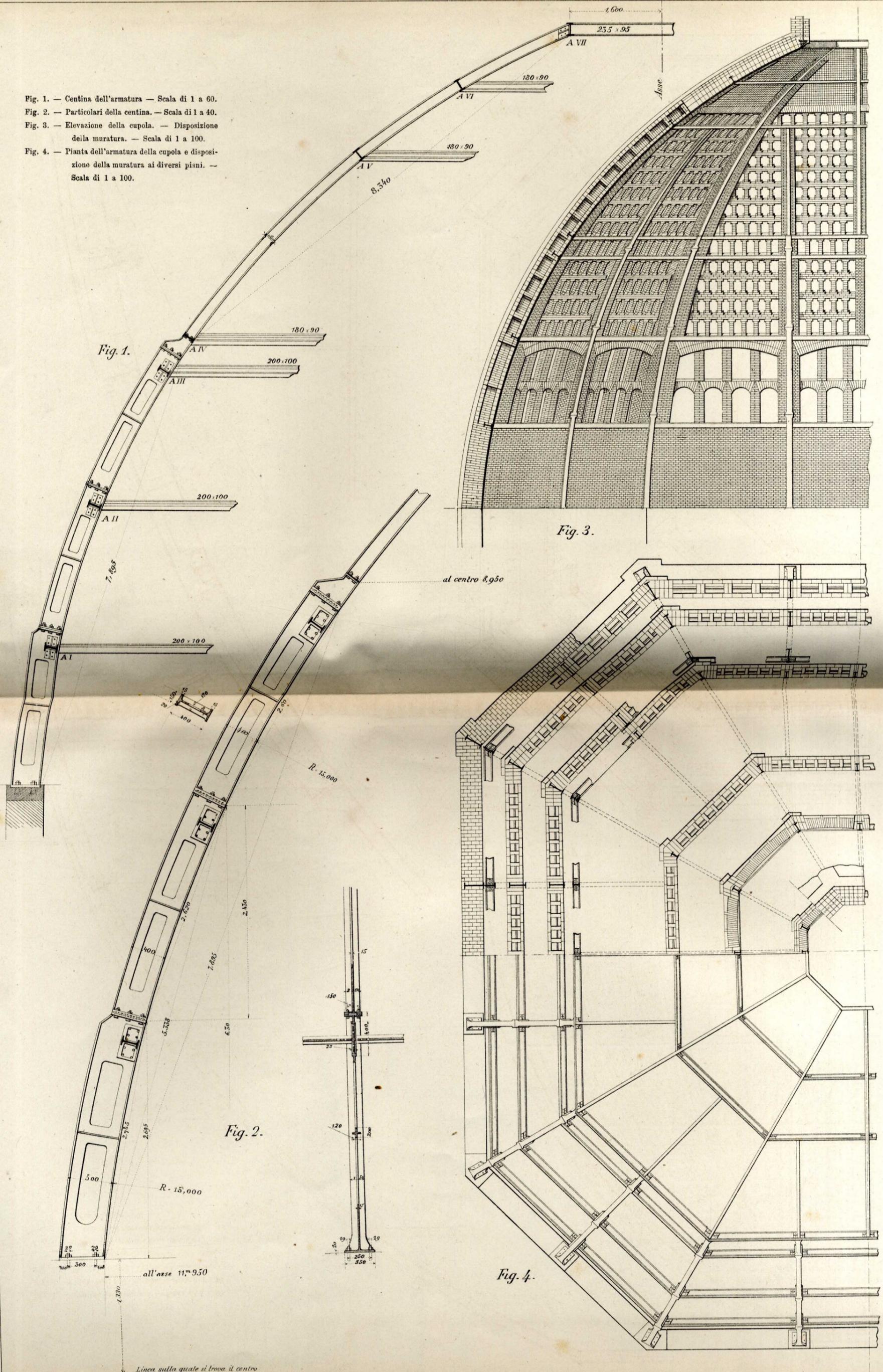


Fig. 1. — Centina dell'armatura — Scala di 1 a 60.

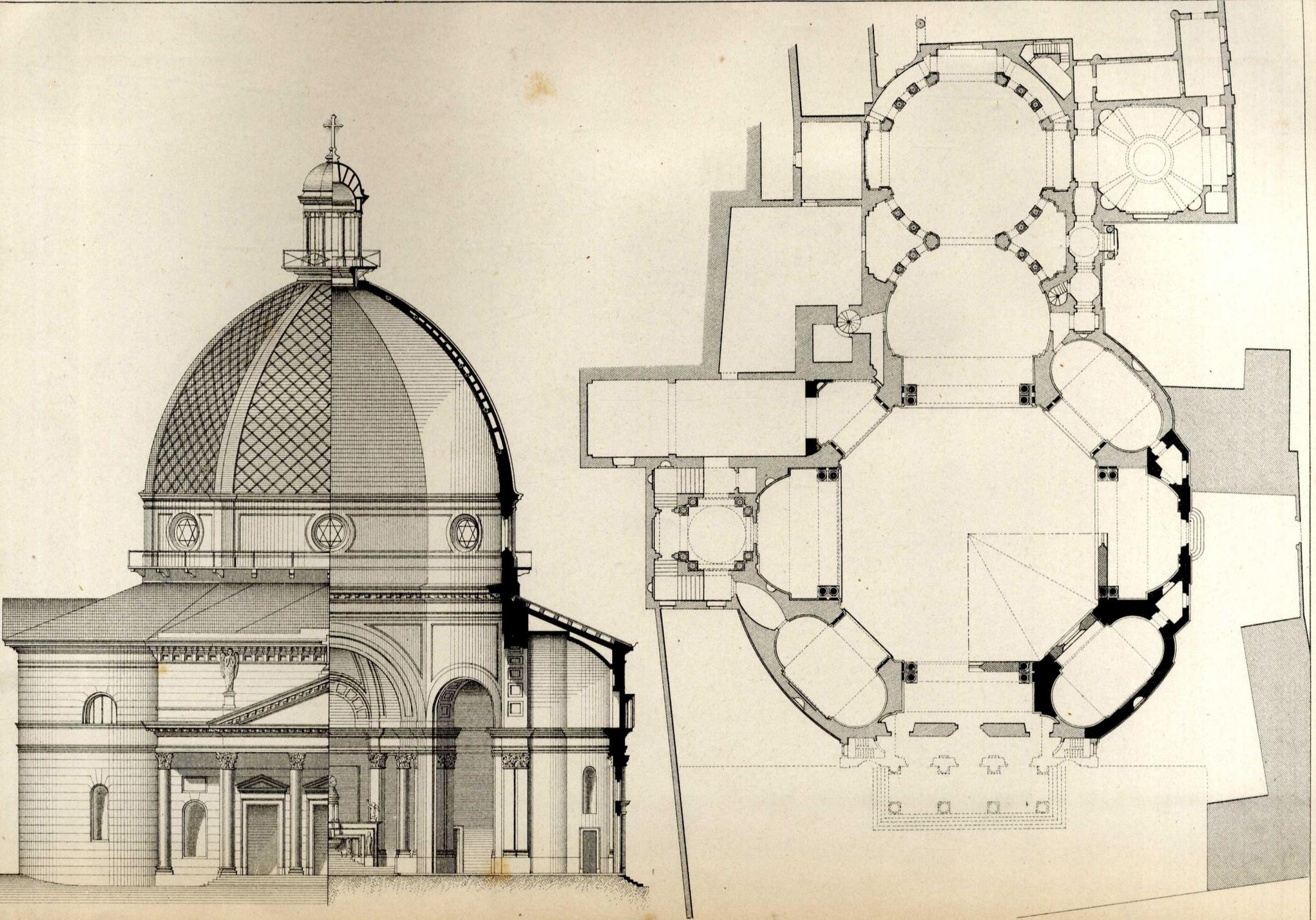
Fig. 2. — Particolari della centina. — Scala di 1 a 40.

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