



L'INGEGNERIA CIVILE

LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE

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

COSTRUZIONI IDRAULICHE

IL PROGETTO DEL CANALE EMILIANO per la irrigazione delle pianure da Piacenza all'Adriatico.

*Considerazioni tecniche ed economiche
dell'Ing. GIOVANNI SACHERI (1).*

La deficienza dell'acqua nella catena dell'Appennino tenne sempre viva l'aspirazione di utilizzare l'acqua del Po per l'irrigazione della pianura Emiliana da Piacenza al Mare Adriatico, alla quale aspirazione fanno evidentemente contrasto le condizioni altimetriche del fiume e della pianura.

Il pensiero del Canale Emiliano, sorto da oltre due secoli, ripreso ai tempi di Napoleone I, aveva ricevuto una prima forma di progetto nel 1863 per opera dell'ing. Annibale Certani, il quale proponevasi di derivare 200 m. c. d'acqua dal Po presso Valenza, e di costruire un canale di 337 chilometri, dominante 726 mila ettari di territorio variamente accidentato, colla spesa preventivata di 150 milioni di lire.

Ma nel 1835 una Commissione d'idraulici nominata dal Ministero di Agricoltura per studiare progetti di irrigazione, riconosceva che a Valenza in tempi di magra la quantità d'acqua disponibile non poteva superare i 70 m. c., e che, volendosene avere 200, era d'uopo scendere fino alla Becca, sotto Pavia, cioè subito dopo la immissione in Po delle acque del Ticino.

Valendosi della legge 28 giugno 1835 che autorizzava la spesa di L. 100 mila da parte del Governo per gli studi, e col contributo di ben otto fra le nove provincie interessate, le quali hanno dato in complesso L. 53,000 (la sola provincia di Ferrara avendo ricusato qualsiasi concorso dicendosi non persuasa dell'utilità dell'opera), è stato compilato il progetto preliminare del Canale Emiliano.

Fu compilato dietro le norme fondamentali tracciate dalla Commissione idraulica, sotto la direzione dell'Ingegnere-Capo del Genio Civile, cav. Italo Maganzini, colla cooperazione degli ingegneri Pietro Pasini, Ugo Gioppi, Felice Rattazzi e Luigi di Collobiano, non che dell'ing. delle miniere, sig. Enrico Camerana per la parte geologica.

I rilievi cominciarono il 1° luglio 1839, e furono ultimati il 13 ottobre 1891. Il progetto fu presentato il 10 dicembre 1892.

Un estratto della Relazione, più che sufficiente a farsi un'idea del progetto, trovasi pubblicata nel *Giornale del Genio Civile*, fascicoli 11° e 12° del 1893, ultimamente distribuiti.

Trattasi di un'opera immane. Nessun canale d'irrigazione esistente non solo in Italia, ma in Europa, potrebbe paragonarsi al Canale Emiliano, così progettato.

Le sue proporzioni sono superiori financo a quelle del principale canale creato ai tempi nostri nelle Indie dagli Inglesi, e denominato Canale superiore del Gange, il quale scorre fra i fiumi Gange e Jumna, perennemente alimentato dalle nevi dell'Imalaia.

Il Canale Emiliano, come opera d'arte, può mettersi accanto a quello di Suez, poichè alla sua costruzione è prevista una spesa pari a quella che fu prevista per il Canale di Suez; e la minor lunghezza di questo è compensata dalla maggior larghezza.

Di fronte ad uno studio di tanta mole, ed a risultati che meritano la massima considerazione, sia per il lucido ingegno e la ricca dottrina di chi vi ha dedicato l'opera sua diligente e coscienziosa, sia per l'autorevolezza delle persone componenti la Commissione che ne ha delineato, per così dire, il programma, un esame rigoroso ed attento delle parti precipue onde si compone il vasto progetto, e segnatamente di quelle difficoltà tecniche le quali si connettono colla spesa occorrente alla esecuzione, potrà sembrare nelle condizioni economiche odierne del paese, compito più che mai necessario e doveroso.

La Relazione chiara e particolareggiata dell'autore del progetto, che ha ricevuto il plauso della Commissione idraulica sullodata, e la Relazione dalla Commissione stessa approvata, lavoro particolare dell'on. Cadolini, la quale fu presentata alla Camera dei Deputati il 7 dello scorso luglio, e trovasi pubblicata negli Atti parlamentari, hanno raggiunto pienamente lo scopo di mettere in grado chiechessia di giudicare, con pieno fondamento, dell'importanza e difficoltà dell'opera, ma dalle Relazioni stesse è pure ovvia la conclusione che la costruzione del canale non offrirebbe i vantaggi che dallo sviluppo della irrigazione nella pianura Emiliana si sarebbe in diritto di attendere, ossia non condurrebbe ad un adeguato aumento della ricchezza nazionale, siccome mi propongo di brevemente qui dimostrare.

Portata del canale. — La portata iniziale del canale sarebbe di 200 metri cubi; ma tenendo conto delle perdite per evaporazione, infiltrazioni, ecc., l'autore del progetto farebbe soltanto assegnamento su 156 metri cubi realmente disponibili per l'irrigazione. La portata minima del Po presso la Becca, era stata effettivamente riconosciuta dalla Commissione idraulica fra i 230 e i 250 metri cubi. Ricavandone 200, ossia riducendo a soli metri cubi 30 la portata del Po tra il punto di presa ed il confluente dell'Adda, è giustificatissimo il dubbio che abbia ad essere gravemente alterato il regime del fiume. Certamente sarebbesi obbligati ogni anno per il tempo della massima magra a sospendere la navigazione.

Tracciato, pendenze e sezioni trasversali del canale. — Il canale, dalla presa della Becca, sotto Pavia, fin dove termina, al torrente Marecchia, presso Rimini, è lungo 300 chilometri. Il tracciato si mantiene a valle della strada ferrata Stradella-Piacenza-Parma-Bologna-Rimini, alla distanza di 2 a 3 chilometri da questa, passando a Piacenza nella stretta zona fra le mura di questa città ed il Po.

(1) Dagli *Annali della R. Accademia d'Agricoltura di Torino*. Vol. XXXVII.

Ne è risultato un tracciato di piccolissima pendenza, nella quale sta appunto il peccato originale di questo progetto. Ed infatti nei primi 184 chilometri, cioè fino al Reno, la pendenza non è che di 0,10 per mille (con velocità decrescenti da 1,08 a 0,93) ed è di 0,15 per mille nei restanti 116 chilometri, dal Reno al Marecchia (con velocità decrescenti da 1,04 a 0,50).

Le pendenze adottate sono coordinate al salto disponibile fra il punto di presa (m. 55,65 sul mare) e la fine del canale (m. 16,60 sul mare). Ma la pendenza di un decimetro su di un chilometro è veramente minima, e sarà molto facile che si verifichi piuttosto la formazione dei depositi delle torbide nel canale, anziché il trasporto sulle campagne del limo fertilizzante che portano seco le acque del Po.

Tutti i nostri principali canali hanno pendenze molto maggiori. Il Canale Cavour, per i primi 78 chilometri, ha 0,25, e per il resto ha 0,20. Il Canale Villorosi ha pendenze da 0,15 a 0,50.

La stessa Commissione di idraulici nominata dal Ministero aveva suggerito nel 1888 due tracciati, l'uno colla pendenza di 0,15 per mille, e l'altro colla pendenza di 0,20, dominanti rispettivamente ettari 657,990 e 500,000, mentre colla pendenza adottata, la porzione dominata dal canale non sarebbe che di ettari 742,000. Ora non vuolsi confondere la superficie dominata dal canale colla superficie effettivamente irrigabile, la quale risulterebbe inferiore alla metà della prima. Il che ha per effetto di far risultare ancor più vicine le cifre.

A malgrado della piccolissima pendenza, la lunghezza della prima zona percorsa dal canale e non irrigata è già risultata di 40 chilometri. Se si fosse adottata una pendenza maggiore, quella lunghezza si sarebbe accresciuta ancora di più.

A malgrado della piccolissima pendenza, si rilevano nel primo tronco scavi a profondità di m. 12, i quali appaiono inevitabili, e in altri tronchi escavazioni a profondità di m. 10, con trasporti a distanza di oltre 4 chilometri.

In relazione alla pendenza adottata e con un'altezza d'acqua di ben 4 metri sul fondo, la larghezza del canale è riuscita di m. 38,25 per i primi 85 chilometri; di m. 32 per un secondo tratto di 39 chilometri, e poi va successivamente scemando fino a ridursi ad 1 metro negli ultimi 6 chilometri presso il Marecchia.

Il canale per i primi 100 chilometri essendo quasi sempre incassato, ne è derivata in alcuni tratti la larghezza di m. 72 da ciglio a ciglio per lo scavo, e quella di 100 m. per la zona di espropriazione.

A valle di Piacenza le acque scorrerebbero invece sostenute fra argini che si elevano fino a metri 7 sul piano di campagna, occupando tutta la zona di 90 metri interposta fra la stazione ferroviaria ed il Po, ed aprendo una breccia di pari larghezza in un bastione militare.

Le scarpate sono di due di base per uno di altezza, coll'aggiunta di una banchina larga m. 1,50 (a m. 5 di altezza sul fondo del canale) dove la profondità dello scavo supera i 7 metri. Dove occorrono argini, questi hanno il ciglio ad 1 metro sopra l'acqua.

Il canale è fiancheggiato per tutta la lunghezza da due strade laterali: quella a destra larga m. 4 e quella a sinistra larga m. 7. Dove il canale è molto elevato sulla campagna, anche l'argine destro è portato in sommità a m. 7.

Si potranno ammettere le scarpate di due di base per uno d'altezza, suggerite dalla prudenza, ad onta che il diramatore Sella del Canale Cavour abbia le scarpe a 45°; ma non si può restare indifferenti dinanzi all'idea di creare 600 chilometri di strade tanto larghe e spaziose, la costruzione delle quali contribuisce ad aumentare di tanto

la quantità delle espropriazioni e dei movimenti di terra, e per conseguenza il costo dell'opera non che la spesa annuale di manutenzione.

Dovendosi in simili progetti studiare ogni mezzo di ridurre la spesa, pur sempre gravissima, e tale nel caso nostro da sconsigliare, come vedremo, qualsiasi idea di attuazione, potevasi benissimo ridurre ad un sentiero per i pedoni la strada di destra che corre vicino alla via Emiliana, e ridurre a metri 5 quella di sinistra, la quale, essendo interrotta per mancanza di ponti attraverso i corsi d'acqua, non può avere altra importanza che quella di una via vicinale.

I movimenti di terra per l'escavazione del solo canale (escluse cioè le opere d'arte e gli scaricatori) ascendono a 43 milioni e mezzo di metri cubi.

I corsi d'acqua attraversati, per cui si studiarono manufatti di qualche importanza, sommano a 480, e fra questi vi sono 32 tombe per l'attraversamento di fiumi e torrenti.

Occorrono inoltre manufatti per l'attraversamento di ben 639 tra strade ordinarie e ferrate.

Costo complessivo dell'opera. — Secondo la stima dell'autore del progetto, l'importo complessivo delle opere risulterebbe di 180 milioni, così ripartiti:

Espropriazioni	L. 18,141,428
Movimenti di terra	» 37,662,743
Edificio di presa	» 13,360,628
Opere d'arte del Canale principale	» 74,845,201
Diramatori	» 28,000,000
Impreviste e spese generali	» 18,000,000

Totale L. 180,000,000

Senonchè la Relazione dell'on. Cadolini, appoggiata in questo da una Relazione speciale del comm. Zucchelli, dimostra come la spesa non potrebbe essere inferiore a 210 milioni, e conclude non doversi avere timore che tale previsione sia eccessiva, perocchè in un'opera siffatta le difficoltà sono molto gravi e le spese imprevedute innumerevoli; potere piuttosto sorgere fondatissimo il dubbio, il quale per l'on. Relatore è convinzione, che mantenendo i lavori come furono ideati, neppure i 210 milioni siano per essere sufficienti.

Ad ogni modo, nel considerare il costo dell'opera in rapporto ai profitti economici che da essa si potranno attendere, non vuolsi solo calcolare sui 210 milioni di spesa presunta, perchè il capitale occorrente alla esecuzione dell'opera è molto maggiore, dovendosi tener conto degli interessi del capitale impiegato nella esecuzione calcolati fino al giorno in cui l'irrigazione sarà in completo esercizio. Sarebbe infatti assolutamente fuori del campo delle cose possibili l'ottenere che per dodici anni i proprietari volessero pagar l'acqua che ancora non godono.

Adottando dunque la previsione che i lavori possano compiersi in 10 anni e nella ragione media di 20 milioni all'anno; che per il collaudo occorra un solo anno, e che un altro anno debba decorrere in opere accessorie prima che l'acqua sia utilizzata, ossia prima che si possano percepire i canoni dagli utenti, risulta per gli interessi del capitale al tasso del 5 per cento una somma finale di 84,446,000 lire. Per cui la Relazione dell'onorevole Cadolini ammette che anche escludendo il fondo di riserva, e pur supponendo minime le spese di amministrazione, di collaudo e di manutenzione delle opere e del cavo durante i primi dodici anni, la costruzione del canale verrà a costare, tutto compreso, 336 milioni di lire.

Tale previsione potrà dirsi anche inferiore al bisogno, ove si consideri che difficilmente i proprietari fanno nei loro fondi i lavori necessari a ricevere l'irrigazione prima che veggano l'acqua condotta coi diramatori vicino ai medesimi. Perciò l'irrigazione difficilmente potrà effettuarsi subito dopo il collaudo; più probabilmente il capitale dovrà essere gravato degli interessi per un tempo notevolmente maggiore.

Confronto col costo di altri canali. — Raggiungendo il costo del Canale Emiliano, ancorchè limitato a 306 milioni, alla portata sua di 200 metri cubi all'edificio di presa, trovasi che il costo d'un metro cubo d'acqua sarebbe di 1,500,000 lire, superiore del doppio a quello del Canale Cavour; mentre è noto che il Canale Cavour, di 110 metri cubi e di 82 chilometri, costò 80 milioni in causa delle condizioni del credito in cui la Società dovette raccogliergli il capitale occorrente. Diversamente la spesa avrebbe di poco superato i 45 milioni.

Prendasi ancora il Canale Villoresi, di 72 metri cubi e di 86 chilometri. Esso non costò che 335,000 lire per metro cubo d'acqua.

Perfino il Canale superiore del Gange, della portata di 190 metri cubi, e che percorre una zona della lunghezza di 480 chilometri, non costò che in ragione di 350,000 lire al metro cubo, la quarta parte del costo presunto del metro cubo d'acqua del Canale Emiliano.

Non sarà superfluo indicare sommariamente le cause precipue di tali differenze.

Il Canale Villoresi non ha dovuto attraversare alcun fiume importante.

Il Canale Cavour richiese una più forte spesa per aver dovuto attraversare la Dora, l'Elvo, il Cervo, la Sesia.

Al Canale Emiliano toccherebbero da superare ostacoli ben più numerosi e gravi, scorrendo fra la catena dell'Appennino ed il Po, in un territorio frastagliato da fiumi e torrenti che scendono al Po, e sotto i quali deve essere fatto passare. Citiamo ad esempio la tomba sotto la Trebbia, preventivata tre milioni di lire; quella sotto il Taro, di 2 milioni e mezzo; quella sotto il Secchia di 1 milione e mezzo; quelle sotto il Panaro ed il Reno preventivate 1 milione caduna.

Pare ammesso che alla costruzione delle sole opere d'arte del Canale principale non basteranno 80 milioni, ove tengasi conto delle estese arginature necessarie a proteggere gli imbocchi delle tombe dalla invasione delle acque di piena e dai pericoli di tracimazioni e di rotte.

Altra causa dell'elevatissimo costo del canale è la piccola pendenza che gli si è dovuto dare stante la poca elevazione del punto di presa sul livello del mare. La piccola pendenza ha obbligato a dare al canale una grande larghezza, e questa unitamente alle irregolarità del terreno condussero alla necessità di estese occupazioni di terreno, le cui espropriazioni sono preventivate 20 milioni, e di maggiori movimenti di terra, per i quali è prevista la spesa di 40 milioni.

Ancora non devesi tacere di una parte manchevole e pure essenziale del progetto, quale è lo studio dei canali diramatori e subdiramatori; per cui è stata portata in conto una spesa ipotetica, nella cifra di 28 milioni, confortata dalla speranza che sia possibile approfittare dei canali e fiumi esistenti, se pure l'altimetria loro e l'ampiezza ed il tracciato, non che la natura più o meno impervia del letto, presenteranno in così vasta scala quelle condizioni propizie a tale utilizzazione, che si verificarono in Piemonte. Pur troppo, la pianura irriganda

presenta straordinarie irregolarità; più volte si alternano le pendenze e le contropendenze. Lo si vede anche troppo nella trasversale Modena-Mirandola-Revere-Po, in quella Parma-Colorno-Po, e così pure nelle altre Reggio-Guastalla-Po e Modena-Borgoforte-Po. Il terreno risale talvolta di 1 metro, talvolta di 2 ed anche di 3,50 e 4 metri. Per cui i diramatori dovranno essere ora in iscavo, ora in rialzo e in parte pensili per avere pendenza regolare, e perchè dovranno pure essere precedentemente tenuti ad un livello superiore alle piene del Po.

Infine nulla è previsto in riguardo agli scoli della grande irrigazione che si tratta di creare. Nella pianura bassa, dove occorrono le bonifiche per liberarsi dalle acque stagnanti, non si potrà portare l'irrigazione finchè mancheranno i mezzi di esaurirne gli scoli. E anzi presumibile che ad evitare ulteriori danni alla pianura bassa debbasi andare restringendo nella pianura media la zona da irrigarsi, per modo che gli scoli possano essere raccolti e con appositi canali alti venir condotti a sboccare direttamente nel Po od in qualche tributario di questo. La questione è delicata e difficile, ed ha parecchie incognite. Lo studio della sua soluzione potrebbe dimostrare la necessità di altre e non previste spese.

Per tutti questi motivi non sarà mai accusato di pessimismo chi si accingesse a pronunziare un giudizio sull'utilità del Canale Emiliano in base al costo finale di 306 milioni, ammesso dalla Commissione idraulica governativa, conformemente alla Relazione dell'onorevole Cadolini.

Ed ora che abbiamo un'idea di quel che si dovrebbe spendere a fare il canale, vediamo pure quello che con esso si verrebbe ad ottenere.

Quantità di terreno irrigabile e distribuzione dell'acqua.

— Nel progetto del Canale Emiliano troviamo la superficie delle terre *effettivamente* irrigabili divisa in tre categorie, dipendenti dalle condizioni di scolo della pianura, cioè:

Ettari	
<i>Categoria I.</i> — Terre irrigabili senza pregiudizio degli scoli	178,772
<i>Categoria II.</i> — Terre soggette a bonifica, ma per mezzo di scoli naturali	146,487
<i>Categoria III.</i> — Terre soggette a bonifica, da ottendersi con mezzi meccanici	35,105
Totale ettari	<u>360,364</u>

Risulterebbe ancora dal progetto che per i terreni della prima categoria si è supposto che il 25 per cento dell'area netta dominata dal canale sia da ridursi a prato, ed il 30 per cento ad altra coltura irrigua.

Per i terreni della seconda categoria, cioè abbisognevole di bonifiche con scoli naturali, i rapporti superficiali anzidetti si sono supposti del 15 per cento per i prati e del 40 per cento per le altre colture.

Infine per la terza categoria, cioè per i terreni dove lo scolo non si può fare che con mezzi meccanici e mercè consumo di carbone, si è supposto che il terzo dell'intera superficie netta dominata dal canale possa ridursi a coltura irrigua.

Di siffatte proporzioni non è data ragione alcuna. E bisogna pur dire che non può essere conforme alla realtà delle cose questo sistema di ripartire con una stessa proporzione le colture di nove provincie cotanto diverse per ragioni topografiche, genere di colture in uso, abitudini e condizioni economiche e commerciali.

Per arrivare a risultati attendibili conviene ricorrere al piano parcellare dei terreni nei quali è possibile portare l'irrigazione, e classificarli tenendo conto delle colture

odierne. della maggiore o minore facilità di ridurli a ricevere l'irrigazione. non che di quelle colture per le quali l'irrigazione potrebbe essere più proficua.

In mancanza di tutto ciò staremo alle medie adottate nel progetto, secondo cui si presumerebbe di dover irrigare 121,211 ettari di prati, ed ettari 239,153 di altre colture.

La quantità d'acqua da portarsi sui prati è limitata a litri 0,70 per ettaro; ed una media di litri 0,30 per ettaro è stabilita per le altre colture irrigue.

E qui, per verità, mentre non si vede perchè abbiasi voluto escludere in modo assoluto la coltura del riso, la quale richiede, come tutti sanno, una quantità d'acqua ben maggiore (da 2 a 4 litri per ettaro), parrà lecita almeno una domanda: È egli cosa prudente l'ammettere che le due misure assegnate, cioè di litri 0,70 per i prati, e di litri 0,30 per i cereali, siano in ogni caso sufficienti a costituire una propria e vera irrigazione in tutta la pianura Emiliana?

Bisognerebbe che i terreni tutti dell'Emilia fossero da paragonarsi ai terreni fortissimi del Vercellese, e ancora la misura per i prati, anzichè di 0,70, dovrebbe essere di 0,90.

Ora è evidente che i terreni dell'Emilia devono pure variare da luogo a luogo quanto alla permeabilità, anche ammettendo, come dice la Relazione, che siavi ovunque un sotto-suolo poco o nulla permeabile.

Le osservazioni fatte con mille pozzi praticati da Piacenza al mare hanno determinato una cosa sola: la profondità del velo freatico, e la esistenza di uno strato impermeabile che a quel livello le trattiene. Ma non ci dicono a quale profondità nei diversi punti questo strato impermeabile si presenti. E dappoichè è risultato che le stesse argille sovrastanti permettono alle acque pluviali di scendere a raggiungere e ad alimentare il velo freatico, è chiaro che quelle stesse argille non si possono dire impervie.

E d'altronde, ove prendasi norma dai piccoli canali di irrigazione attualmente esistenti nelle provincie di Piacenza, di Parma, di Reggio, di Modena e di Bologna, si vede che le portate normali di tutti questi canali corrispondono a poco meno di un litro per ettare.

Costo annuo dell'irrigazione per litro e per ettare. —

Ed ora accingiamoci (sulle due arditissime ipotesi che il canale non abbia a costare che i 306 milioni previsti, e che l'acqua sia sufficiente nelle due misure di litri 0,70 e 0,30 rispettivamente per ettare di prati e di altre colture) a determinare il costo annuo dell'acqua per litro e per ettare.

Qui la Commissione, prescindendo da qualsiasi idea di annuità d'ammortamento dei 306 milioni di capitale, e limitando la spesa annuale all'interesse di questo capitale, che al 5 per cento importerebbe lire 15.300.000, ed a questa somma aggiungendo le spese di esercizio, manutenzione, direzione tecnica ed amministrazione, limitate complessivamente a lire 2.200.000, non che un fondo annuo di riserva per straordinarie riparazioni di sole lire 500.000, calcola in 18 milioni la spesa annuale complessiva per l'esercizio dell'irrigazione. La quale, accettando il calcolo dei disperdimenti per evaporazioni ed infiltrazioni, nella misura di 44 metri cubi, ossia equivalente al 22 per cento, perchè sufficientemente larga e prudente, vorrà essere ripartita non già sul volume di acqua derivato che è di 200 mila litri al 1", ma sul volume d'acqua disponibile, od al netto da perdite, cioè nella misura prevista di 156 mila litri.

Ponendo questa quantità d'acqua in rapporto colla spesa annua suindicata di 18 milioni, si trova che l'acqua stessa

costerebbe in ragione di lire 115,38 annue per ogni litro d'acqua al 1" utilizzabile per l'irrigazione.

Questa cifra costituisce un primo elemento per giudicare dell'utilità dell'opera. Ma il più sicuro criterio lo si dovrebbe dedurre dal costo dell'irrigazione per ettare, quando si tenga conto della spesa che i proprietari dovranno pure sostenere per i lavori di adattamento dei terreni a ricevere il beneficio dell'irrigazione. Essendochè la contemporanea trasformazione dei fondi è evidentemente collegata colle esigenze finanziarie del canale, richiedendo essa movimenti di terra, e concimazioni fondamentali, ed aumento di fabbricati per ricoverare i foraggi, tutte cose le quali richiedono lo sborso immediato di un capitale. Senza di ciò non si potrebbero far decorrere subito dal primo anno di esercizio del canale gli introiti per i canoni dell'acqua necessari a compensare le spese annuali dell'esercizio.

Da un complesso di rapporti di Commissioni provinciali, Comizi Agrari, ecc., compendiate e pubblicate dal Ministero di Agricoltura, sembrerebbe doversi calcolare la spesa media di trasformazione per ettare in lire 360 per i prati e lire 250 per le altre colture.

E siccome si presume di dover irrigare 121.111 ettari di prati, ed ettari 239.153 di altre colture, occorrerà per la sistemazione dei primi la somma di 43 milioni e per i secondi 60 milioni; ossia la sistemazione completa dell'irrigazione, oltre il capitale di 306 milioni per la costruzione del canale, porterebbe la necessità di chiedere al credito altri 103 milioni; di questi si dovranno pure computare le quote annuali d'interesse ed ammortamento.

Infine non vuolsi trascurare ciò che nella Relazione annessa al Progetto è dichiarato esplicitamente, che cioè i terreni di seconda e terza categoria (complessivamente di ettari 181.592, a fronte di soli ettari 178.772 che sarebbero quelli di prima categoria) non potranno essere irrigati che dopo compiute le bonificazioni, per il compimento delle quali occorrerà naturalmente un lungo ed anche indeterminato periodo d'anni, ed altra non indifferente spesa.

Senza entrare in calcoli più minuti basta il sin qui detto a dimostrare che quando un litro d'acqua al 1" viene a costare ai costruttori del canale più di 115 lire all'anno, senza contare la quota d'ammortamento dei 306 milioni di capitale, e solo accontentandosi degli interessi al tasso del 5 per cento, la spesa dell'irrigazione sarà sempre superiore di troppo a qualsiasi beneficio.

La tariffa del Canale Cavour porta il prezzo di lire 23 il litro, con ribassi per le irrigazioni nuove ai proprietari che ne consumano in quantità maggiore; l'acqua del Canale Villoresi, la quale è offerta a lire 35 il litro (nel qual prezzo, si noti, è compreso l'ammortamento in 40 anni) non è venduta che in mediocre quantità. Il Canale dell'Alto Veronese, costruito da un consorzio di proprietari, somministra l'acqua a lire 27 il litro. Ed il Canale di Marzano, che somministra l'acqua a 20 lire il litro a terreni nei quali non occorre più alcuna spesa di trasformazione, non giunse ancora a vendere tutta l'acqua.

Mentre adunque col Canale Emiliano il litro d'acqua verrebbe a costare 115 lire, vediamo che il prezzo di vendita, fatti gli opportuni confronti cogli altri canali esistenti, non potrebbe superare le lire 30 il litro.

Supponiamo pure che si potessero vendere tutti i 156.000 litri a lire 30 il litro; l'introito annuo non sarebbe che di 4.680.000 lire, contro una spesa annua di 18 milioni, calcolata con tutte le riserve ed ipotesi di cui sopra. Donde una perdita annua di 13.320.000 lire.

Giunti a questo punto parrà lecita ancora la domanda

se il Canale Emiliano, che non potrà mai essere consigliato come un'intrapresa industriale, ancorchè le condizioni del credito arrivassero all'apogeo, possa dirsi nondimeno una di quelle opere alle quali abbia a rivolgere il pensiero lo Stato, se cioè sia possibile arrivare con essa ad un vero aumento della ricchezza nazionale.

Senonchè i benefici ottenibili dall'irrigazione, per quanto grandi e di diverso genere e non tutti assoggettabili rigorosamente a calcolo, hanno purtroppo i loro limiti, e per quanto questi si vogliano supporre elevati, non saranno mai corrispondenti alla grave somma che rimarrebbe immobilizzata nelle spese di costruzione del Canale Emiliano.

Da tutte le considerazioni fatte, e da altre di ordine più strettamente tecniche, e delle quali sarebbe lungo e poco opportuno l'intrattenere l'Accademia d'Agricoltura, rimane inoltre avvalorata la presunzione che comunque si cercasse di modificare il progetto nel senso di ottenere economie, non si arriverebbe mai con un tal canale, e ciò per vizio d'origine, a fornir l'acqua ad un prezzo che ne renda possibile la vendita, ossia a rendere l'opera economicamente proficua.

Colla riduzione della lunghezza del canale a quella strettamente necessaria alla prima parte del territorio Emiliano ed ai terreni della prima categoria; coll'applicazione nelle altre provincie di altri mezzi di irrigazione, come serbatoi e laghi artificiali, o pozzi trivellati, e financo con edifizii di sollevamento a vapore, l'acqua irrigatoria riuscirà sempre a costar meno che il litro d'acqua del Canale Emiliano.

Forse a più d'uno di voi potrà sembrare notevole che siano occorsi studi e progetti siffattamente lunghi e costosi, per quanto in sè pregevolissimi, e teoricamente parlando ammirabilissimi, a dimostrare che un canale di irrigazione il quale abbia da superare tanti e così gravi ostacoli naturali, non potrebbe in alcun modo divenire un'opera finanziariamente remuneratrice.

ARCHITETTURA E COSTRUZIONI CIVILI

CONTRIBUTO ALLO STUDIO DELLE VOLTINE E DELLE VOLTE SOPRA FERRI A T.

(Veggasi la Tavola III)

5. — La figura 1 (a-g) della tavola III rappresenta un'impalcatura sopra travi di ferro eseguita per una stalla-barco.

È noto che in questo campo si contendono la palma le costruzioni a volta e quelle con travi di ferro e materiale murario. Il soffitto ha il vantaggio di permettere, a parità di cubatura dell'ambiente sottostante, di tenere più basso il palco del fienile superiore, palco che non può essere molto alto senza rendere malagevole lo scarico dei carri di fieno: ma ha lo svantaggio di essere assai costoso, specialmente con fienili alti da 4 a 5 metri, come si usa. In questo caso — in base ad un peso del fieno di chg 125 per mc. — il sovraccarico sale a chg. 500 : 625 per mq.; e allora per stalle doppie groppa a groppa, larghe cioè fra i muri m. 7,50 : 8,50 i travi di ferro raggiungono un costo assai elevato.

Coll'uso di tenere i travi di ferro distanti circa un metro da asse ad asse, e con una portata di soli m. 7,50, supposto un peso proprio del soffitto di chg. 300 e un sovraccarico di chg. 500 per mq. si avrebbe un costo del solo ferro di oltre lire 10 per mq.

Infatti, ammettendo uno sforzo unitario K del ferro di chg. 12 per mm^2 di sezione, e supponendo i travi di ferro

liberamente appoggiati, come realmente avviene per tutti quelli che non si trovano nel maschio dei pilastri, avremo:

$$K \frac{J}{z} = \frac{0,800 \times 7500 \times 7500}{8}$$

$$\frac{J}{z} = 468750.$$

Seguendo la tabella dei tipi normali tedeschi, a questo momento di resistenza si approssimano maggiormente i travi di ferro alti 260 e 280 mm., i quali hanno un peso di chg. 42 e 48 per ml. rispettivamente.

Tuttavia una numerosa serie di osservazioni mi ha permesso di constatare che nei soffitti per fienili calcolati col metodo precedente, che è quello universalmente in uso, si può spingere il valore di K fino a 18 chg. circa per mm^2 .

Altri prima di me ha fatto questa stessa osservazione: ma non è totalmente vero asserire che il caso si spiega colla resistenza di attrito che l'ammasso di fieno, assettandosi, incontra coi muri e coi pilastri che circoscrivono la campata, i quali sopporterebbero così una parte del peso. Ho infatti osservato che, se $K < 18$, la resistenza del soffitto non è compromessa quando si tagliano, come da noi diventa di uso generale, gli ammassi di fieno sotto le gronde al principiare dell'inverno, per non lasciarle danneggiare dalle emanazioni umide delle porte e delle finestre e dall'atmosfera, facendo così gravitare l'ammasso unicamente sopra il soffitto.

Convieni dunque ammettere che la resistenza è assicurata per il concorso dato dalla parte muraria, e perchè un carico come quello dei fienili, non soggetto a brusche variazioni, è da considerarsi meno pericoloso di un carico variabile e soggetto a scosse come quello degli ambienti abitati.

Nel caso antecedente per $K=18$ si avrebbe $\frac{J}{z} = 281250$: basterebbe quindi — ciò che è provato dall'esperienza — un trave di ferro alto 235 ($235 \times 90 \times 9$) il quale ha $\frac{J}{z} = 292000$, e pesa chg. 31 per ml.

Ciò premesso, il soffitto rappresentato colla figura 1 della tavola III fa vedere come si possa ridurre in modo considerevole il costo della parte in ferro, senza aggravare quello della parte muraria.

I travi di ferro sono alti 300 mm. e pesano chg. 54.1 per ml. ($\frac{J}{z} = 659000$): sono posti, con un interasse di m. 2,50,

alternativamente sopra un pilastro e sopra il maschio fra due finestre. In tal modo i ferri che stanno sopra i pilastri si possono considerare quasi come completamente incastrati.

Fra i travi di ferro non corre nessun tirante all'infuori di quelli a, b, c (fig. 1 g) che servono per elidere la spinta contro il muro di testa de : neppure si riconobbe necessario munire le teste dei travi con staffe e bolzoni.

La forma delle voltine è indicata dalle figure 1, a, b, c ; la parte che ha per direttrice la curva mp ha generatrici rettilinee, ma a partire dal punto p fino alla sezione $n n'$ la volta ha la forma di una conca generata da un arco il quale si muove in successivi piani verticali normali ai travi di ferro conservando la corda di m. 2,30 cogli estremi nelle rette pn' e trasformandosi in modo che la sua monta varia da zero nella posizione p fino al valore $n n'$ nella posizione $n n'$.

In complesso la voltina si compone di tre parti: due poste contro i muri, coprenti ciascuna in pianta una lunghezza di m. 1,90, e formate come la parte dianzi descritta mpn ; la terza intermedia, lunga in pianta $2 n n_1 = m. 3,70$ (fig. 2, tav. III), colla forma di una volta a botte.

Per eseguire le parti estreme si è fatto uso di un tamburo lungo m. 1,90 (fig. 1, d); le centine b sono tagliate sulla sagoma mpn' : le centine d sulla sagoma mpn . Il pezzo f è senza monta; e ed e hanno monta successivamente crescente, e la monta della centina e è di mm. 170, pari alla monta della parte a botte intermedia.

Il manto del tamburo si può costrurre con precisione usando sottili assicelle di abete (10 mm.), le quali, messe a bagno, si adattano perfettamente alla forma delle centine.

La parte intermedia si esegui con un tamburo lungo m. 3,70.

Le voltine estreme, che si appoggiano da una parte sopra un ferro e dall'altra sopra un muro parallelo al medesimo, eseguite colla stessa armatura, presenterebbero l'imposta sopra questo stesso muro colla forma mistilinea $mp'n'n'$ con uno spigolo in due punti come p . Per evitare questo inconveniente è bastato modificare l'imposta contro il muro secondo la forma $mp'n'n'$, ritagliando leggermente la centina b tanto da ridurla alla forma a .

Le voltine così eseguite presentano, anche lasciate a paramento di mattoni visti, una forma molto elegante, e danno l'idea di una volta con nervature.

Appena eseguite le voltine, dentro lo spazio di quattro o cinque giorni, feci caricare di fieno fresco alcune campate contigue, raggiungendo un peso fra i 230 e i 260 quintali per ogni campata.

La forma degli ammassi era, ad un dipresso, quella indicata colle linee punteggiate nelle figure 1, e, f, g. Così ognuno può farsi un criterio per arguire quale parte del peso fu portata dal soffitto e quale dai muri direttamente.

Il calcolo semplicissimo seguente prova che con questo carico, e supposte inoltre tagliate le gronde, la costruzione presenta un eccesso di stabilità:

Se alla voltina in questione ne sostituiamo un'altra composta (fig. 3, tav. III) di tre parti, delle quali quella intermedia $a b$ a botte, e le altre due parti, contigue ai muri, di forma tale da costituire, avvicinandole, un'altra volta a botte impostata sui muri stessi, otteniamo una costruzione la quale, senza differire molto dalla precedente, non ha un grado di stabilità maggiore di quella a cui si sostituisce.

Se ora immaginiamo che nei due piani verticali di contatto fra queste tre parti non si faccia sentire nè la coesione delle malte, nè l'aderenza, nè altra forza che non sia normale a questi piani, che cioè le medesime parti funzionino indipendentemente, è chiaro che la spinta prodotta da ciascuna delle mezze botti si elide vicendevolmente, e il ferro non viene a portare altro peso senonchè quello della parte a botte intermedia.

In questa ipotesi, colle notazioni della fig. 3, se P è il peso totale che gravita sul tratto $a b = l$, il massimo momento flettente che si manifesta nel trave liberamente appoggiato in c e d è dato da

$$M = \frac{1}{4} P (l - \frac{1}{2} l_1).$$

Nel caso nostro, con un sovraccarico di quintali 5 per mq., si ha

$$P = \text{chg. } 6105$$

ed

$$M = 8623312.$$

E colla sezione del ferro adottata avremo:

$$K \frac{J}{z} = M \quad K = \frac{8623312}{659000} = 13.$$

Come abbiamo visto, lo sforzo unitario di chg. 13 non è eccessivo con un carico della natura di quello in questione.

Ecco ora la specifica del costo di un metro quadrato di questa impalcatura da me eseguita in economia:

Travi di ferro	L.	5,14
Mattoni forati e imposte forate	»	1,54
Malta di calce di Arona	»	0,50
Rifianchi di calcestruzzo	»	0,40
Legname per i tamburi, e mano d'opera da falegname	»	0,08
Mano d'opera da muratore coi relativi garzoni e manovali	»	0,65
Spese generali	»	0,19
	Totale L.	8,50

6. — Prima di chiudere questa rassegna credo opportuno ritornare sul tipo di impalcatura precedentemente illustrato colle figure 9, 10 e 11 (tav. II), per dare due nuovi esempi (fig. 4 e 5 della tav. III), eseguiti a Mortara in fine dell'anno 1893, i quali, non differendo essenzialmente dai precedenti

per la forma, si distinguono assai per la disposizione dei mattoni.

Le fig. 4, a, b, c, d rappresentano una delle volte che ho costruite per un fabbricato del signor Ispettore di P. S. cav. Sisto Annovazzi.

La forma è a schifo, ma con monta talmente ridotta da offrire l'aspetto di un soffitto quasi piano.

Si procedette nella costruzione in questo modo: Tutto all'intorno dei muri perimetrali si predispose l'imposta del volto con un oggetto di mm. 250, limitandola con un piano aa' che non corrisponde alla direzione del raggio aa' dell'arco ab ; contemporaneamente si murarono i travi di ferro ancorandoli alle estremità.

In seguito si eseguirono le due nervature $c d$, ciascuna sopra una tavola: alle medesime si diede una monta di circa 50 mm., e se ne limitò l'estradosso all'altezza della suola superiore dei ferri a I.

I ferri stessi furono prima racchiusi fra mattoni copriferro per tutto lo spazio compreso fra le due suddette nervature $c d$ e in corrispondenza alle nervature medesime, e ancora per circa mm. 400 oltre le stesse.

Dopo di tutto ciò si collocarono a segno le quattro centine diagonali $m m$ e le due centine pp , fissandole ai travi a I con filo di ferro. Le altre due centine nn furono egualmente assicurate ai travi stessi per mezzo di un regolo posto a cavalcioni dei travi di ferro. Queste otto centine debbono col loro assieme segnare l'intradosso del volto.

Si può quindi intraprendere a mano libera la costruzione, incominciando dall'imposta.

E bene che la parte a padiglione si eseguisca contemporaneamente tutto all'ingiro corso per corso: o quanto meno è indispensabile che si costruisca contemporaneamente una metà del padiglione, cioè un fuso e i due mezzi fusi contigui.

Non occorre ripetere che è necessario lavorare con mattoni bene asciutti, con malta molle e finamente stacciata, e che bisogna avere riguardo di tenere minimo lo spessore delle connesure, e di comprimere energicamente ogni corso contro il precedente e fra loro i mattoni di uno stesso filare.

Con queste avvertenze è facile porre in opera i primi filari contigui all'imposta, in modo che i medesimi non abbiano a scivolare in basso. Anche i corsi che in seguito man mano si vanno formando continueranno ad avere un'inclinazione a, a' sensibilmente discesa da quella che corrisponde alla direzione a, a' , che va al centro di curvatura dell'arco $a b$, come scorgesi anche in r (fig. 4 d , tav. III), e in tal modo si evita anche per questi corsi il pericolo che abbiano a scivolare. Ma non si può evitare che il padiglione, il quale si avvanza tutto all'ingiro come una mensola verso il vuoto, non subisca, man mano che il lavoro progredisce, un cedimento successivo, e quasi come una rotazione intorno al punto n_1 (fig. 4 d).

Tuttavia il lavoro, se è condotto a perfezione, potrà ancora sostenersi per il contrasto dei successivi contorni chiusi formati dai corsi posti ad una stessa altezza; ma è necessario che i vari filari di mattoni, mentre si costruiscono, non siano a contatto colle centine; e se (fig. 4 d) n_1, n_2, n_3 è la curva di una centina, la curva cioè che deve avere il volto ad opera finita, è necessario, nel costruire i successivi filari, dare all'intradosso una forma come n_1, n', n_3 , la quale ad opera finita si sarà poi ridotta alla forma n_1, n_2, n_3 .

Insomma il volto non deve arrivare in contatto colle centine senonchè quando i rispettivi corsi a contatto si siano, per l'abbassamento subito, portati sul tiro. Allora i corsi stessi possono, per la rigidità acquistata, venire puntellati dalle centine, senza che il puntellamento deformi la grazia dell'intradosso, e produca anche la rovina del volto.

Chi conosce come si costruiscono le volte a vela senza armatura, non avrà difficoltà a comprendere questo metodo di disporre i mattoni. Soltanto nelle volte a vela la mano d'opera è più agevole, perchè i vari contorni chiusi, secondo i quali la volta a vela trovasi successivamente aperta mentre si costruisce, possono avere un numero di lati grandi finchè occorre, mentre nel padiglione il contorno non ha più di quattro lati, corrispondenti ai quattro fusi. È quindi importante dare anche tre o quattro centimetri di monta alle linee di giunto $s t, s_1, t_1$ dei vari fusi, per evitare che i fusi tendano ad abbassarsi soverchiamente dove non esiste la centina.

Lo schifo può costruirsi a parte tanto a mano libera quanto sopra un tavolato, aggraziando con sabbia.

Converrà eseguire la volta con mattoni forati leggeri: questa della fig. 4 si costruisse con mattoni vuoti $52 \times 110 \times 220$ del peso di circa 1 chg. Lo spessore delle connesure all'intradosso risultò mediamente di mm. 4,1. La volta produce sui muri una spinta assai limitata, e può sopportare carichi assai più considerevoli di un soffitto piano.

Confrontando questa disposizione di mattoni con quella della fig. 9, tav. II, non esito dichiarare che quella è preferibile perchè più solida e assai più facile da eseguire.

Il costo complessivo per mq. di area coperta risultò di L. $\frac{125,58}{26,40} = 4,76$, come si vede dal seguente prospetto:

1. Muratura di mattoni per l'imposta e sbalzo, me ri cubi 1,50 a L. 15	L.	22,50
2. Ferri a I in opera, chg. 162 a L. 21	»	34,02
3. Mattoni $52 \times 110 \times 220$ per la formazione del padiglione, N. 1600 a L. 18 in cantiere	»	28,80
4. Mattoni $80 \times 80 \times 210$ per lo schifo, N. 100 a L. 24	»	2,40
5. Mattoni d'imposta, N. 70 a L. 20	»	1,40
6. Malta di calce, in ragione di L. 0,30 per mq.	»	7,80
7. Rifianco di smalto magro, mc. 0,80 a L. 6	»	4,80
8. Riempimento di scorie, quintali 34 a L. 0,20 in opera	»	6,80
9. Mano d'opera:		
Muratori giornate 4 a L. 2,75 = L. 10,00		
Garzoni » 4 » 1,00 = » 4,00		
Falegname » $\frac{1}{4}$ » 2,25 = » 0,56	»	14,56
10. Consumo d'utensili e legnami per le centine	»	2,50
	Totale L.	125,58

Le fig. 5 a b c (tav. III) riproducono un altro esempio di volta, che si costruisse con metodo identico a quello dell'esempio precedente. Soltanto si riconobbe opportuno, tanto per ottenere una maggiore perfezione, quanto per facilitare e abbreviare la mano d'opera, aumentare il numero delle centine; e si collocarono quattro centine *aa*, quattro centine diagonali *bb* e otto centine *cc*, le quali tutte si costrussero con assicelle di abete di m. $0,15 \times 0,02$ di sezione, e in complesso, se si fossero eseguite con legname nuovo e se avessero servito per una sola volta, avrebbero aggravato il costo totale della medesima di L. 5,14, calcolando il legname lavorato a L. 60 per mc. A questo prezzo corrisponde un costo per le centine di L. 0,15 per mq. di area coperta.

Prima di finire non credo inutile riportare un parallelo un po' dettagliato fra due solai costruiti in condizioni di portata pochissimo diverse, l'uno col sistema delle piattabande solitamente in uso, l'altro col metodo da me ideato.

Nel Ricovero di Mendicità di Mortara, che attualmente si sta erigendo, si sono composte le impalcature sottostanti ai dormitori con travi di ferro e piattabande della fornace Bosq di Trofarello, nel modo indicato dalle fig. 6 e 7, tav. III. Ma nel proseguire dei lavori, riconosciutasi la rilevantissima economia, non disgiunta da una maggiore resistenza ed eleganza che si sarebbe potuto ottenere coi metodi da me proposti, si stimò conveniente eseguire i residui soffitti con tali metodi. Le fig. 8, 9 e 10 rappresentano una di queste impalcature, nella quale la portata dei ferri è di m. 7,40, cioè poco diversa dalla portata di m. 7,24 dell'esempio precedente.

Ecco adunque il confronto dei due sistemi:

A) *Solaio Bosq* (fig. 6 e 7, tav. III).

a) *Descrizione del solaio*. — Si compone di 16 piattabande portate da travi in ferro distanti mm. 840 da asse ad asse. Le voltine hanno due mattoni d'imposta pieni, due mattoni intermedi a destra e due a sinistra vuoti con quattro fori, e una serraglia pure vuota con quattro fori. L'altezza dei mattoni cresce dall'imposta alla chiave da mm. 150 a mm. 190.

I mattoni, tenendo conto della connesura, fanno in opera una lunghezza di mm. 225, e occorrono quindi mattoni $\frac{1000}{225} = 4,44$ per fare un metro di lunghezza.

Il mattone *a* (fig. 7) pesa chg. 2,5; gli altri *b*, *c*, *d* pesano ciascuno chg. 3,8.

I travi di ferro, scelti fra quelli che offre il mercato di Milano (*Catalogo Migliavacca*), pesano chg. 23 per ml.

La malta occorrente per un ml. di piattabanda, conteggiata allo stato secco, pesa chg. 52.

b) *Resistenza del solaio*. — *Carico permanente per ml. di piattabanda*.

1. Mattoni d'imposta: $2 \times 4,44 \times 2,50 =$	chg.	22,20
2. Mattoni a quattro fori: $5 \times 4,44 \times 3,8 =$	»	84,36
3. Malta per l'orditura, per la cappa e per l'intonaco dell'intradosso	»	52,00
4. Riempimento di scorie: $0,076 \times 0,84 \times 1000 =$	»	63,84
5. Pavimento di piastrelle di Pavia, compreso il letto di calce: $50 \times 0,84 =$	»	42,00
6. Travi di ferro del tipo $220 \times 65 \times 7,5$	»	23,00
	Totale chg.	287,40

Carico totale per ml. di piattabanda. — Ammettendo un sovraccarico di chg. 100 per mq., avremo per ml.: chg. $100 \times 0,84 =$ chg. 84,00

E così complessivamente un carico totale, per ml. di ferro, di » 371,40

Sforzo unitario di resistenza provocato nel trave di ferro. — I ferri a I non si possono ritenere come incastrati, perchè dei medesimi appunto una metà viene a cadere con uno o con ambedue gli appoggi in corrispondenza a passate d'uscio o a strombature di finestre. Calcolandoli dunque come liberamente appoggiati, colle notazioni già usate, avremo:

$$M = K \frac{J}{z} = \frac{1}{8} 371,40 \times 7,24 \times 7240 = K 192000$$

$K = 12,7$ chg. per mm^2 di sezione.

B) *Solaio Gregotti* (fig. 8, 9 e 10, tav. III).

a) *Descrizione dell'opera*. — Si compone dei seguenti elementi:

1. Imposta a mensola, coprente un'area di $0,20 \times 30,08 =$	mq.	6,02
2. Parte a padiglione, dello sviluppo di $25,40 \times 0,90 =$	»	22,86
3. Sei piattabande fra i travi di ferro: $N. 6 \times 1,70 \times 0,21 =$	»	2,14
4. Quattro nervature, coprenti le soles inferiori dei travi di ferro: $N. 4 \times 5,26 \times 0,21 =$	»	4,42
5. Tre cassettoni, che hanno uno sviluppo complessivo di $N. 3 \times 4,90 \times 1,71 =$	»	25,14
	Sommano mq.	60,58

I materiali impiegati, escludendo quelli per formare l'imposta a mensola, da conteggiarsi come muratura, furono, compreso il consumo:

1. <i>Mattoni forati</i> dello stampo di mm. $51 \times 100 \times 200$:		
a) Nel padiglione	N.	1750
b) Nelle piattabande	»	360
c) Nei cassettoni	»	2110
	In tutto N.	4220

Questi mattoni avevano un peso di chg. 0,73 cad.

2. *Mattoni pieni*, usati per ottenere le frazioni di mattone occorrenti in corrispondenza ora all'imposta, ora alla serraglia di ciascun anello. (I mattoni forati erano di impasto tale che non si potevano nè accorciare nè tagliare senza mandarli in pezzi). Questi mattoni pieni pesa-

vano caduno chg. 1,9, ed erano dello stampo di mm. $51 \times 100 \times 240$. Ne occorsero:

a) Nel padiglione N.	320
b) Nelle piattabande »	25
c) Nei cassettoni »	140

In tutto N. 485

3. *Mattoni d'imposta*, pieni, e pesanti chg. 2,8 caduno. Ne abbisognarono per ciascun trave di ferro N. 76, e così in complesso . . . N. 304

4. *Malta di calce per le connessure*. — Della medesima si determinarono i pesi impiegati, le perdite, il peso specifico della stessa appena composta, e il peso allo stato di completa essiccazione.

Il peso specifico della malta molle risultò di chg. 1830 per mc., e i pesi impiegati furono partitamente:

a) Nel padiglione chg. 1200, cioè mc.	0,66
b) Nelle piattabande » 220 » »	0,12
c) Nei cassettoni » 1150 » »	0,63
d) Nei cordoni » 260 » »	0,14

Totale chg. 2830, cioè mc. 1,55

Lo spessore delle connessure è risultato di mm. 4, non più.

Per mettere in relazione questo dato coi precedenti, si osservi che della malta di calce impiegata una piccola parte, circa un 8 0/0, andò perduta, e circa un 40 0/0 non restò impigliata nelle connessure, ma (schizzando fuori dalle medesime nell'atto che i mattoni si pongono in opera facendoli scorrere sull'anello precedente e contemporaneamente tirandoli un po' dall'alto in basso) si depositò sull'estradosso della volta. Questa parte, in seguito ridotta molle con acqua, serve per formare un po' di cappa alla volta medesima.

Per calcolare coi dati precedenti il carico prodotto dalla malta, si determinò, oltre la perdita dell'8 0/0, anche il peso specifico della malta allo stato di completa essiccazione, che risultò di chg. 1380 per mc.

Finalmente il peso prodotto dall'arricciatura da applicarsi all'intradosso del volto, è risultato in media, allo stato secco, di chg. 24 per mq.

Per costruire l'impalcatura, si procedette nel modo più volte indicato nel contesto di questo lavoro, facendo semplicemente uso d'una centina *pq*, un travicello di mm. 80×80 , che si pose successivamente in opera sulle quattro diagonali del padiglione, e di due tavole *mn* per sostenere le sei piattabande (fig. 9).

A queste piattabande *ab* (fig. 8) si diede una monta non maggiore di 25 mm; e i primi sei o sette corsi del cassettone, contigui alle piattabande stesse, si fecero, come scorgesi in *c* (fig. 8) con monta crescente da 40 mm. circa fino a raggiungere la monta definitiva del cassettone che si tenne di mm. 80.

Le linee di giunto si sono per semplicità disegnate nella pianta (fig. 9) come rettilinee; ma noi sappiamo che effettivamente debbono avere una piccola curvatura, la quale nel caso era di circa 25 mm., misurata all'intradosso.

Disponendo, come si sono disposti, i mattoni dei vari anelli punta a punta, la monta di mm. 80, data alla parte a botte del cassettone, non è da considerarsi piccola per riguardo alla resistenza dell'opera. Ed infatti in un secondo esempio non si diede al cassettone una monta definitiva maggiore di 50 mm., che è ancora sufficiente per garantire la resistenza e permette di fare un ulteriore risparmio nel riempimento di scorie. In questo secondo esempio di soffitto, coprente la stessa area, invece dei ferri $235 \times 90 \cdot 9$ (chg. 31 per ml.), si usarono i ferri $220 \times 65 \times 7,5$ (chg. 23 per ml.), e invece dei ferri $220 \times 65 \times 7,5$, si usarono quelli $200 \times 60 \times 7,5$ (chg. 20 per ml.).

Per costruire l'impalcatura completa occorsero tre giornate da muratore e sei da garzone, alle quali bisogna aggiungere una giornata da muratore e due da garzone per

l'impianto e lo spianto del ponte di servizio, posto a m. 1,60 sotto i travi di ferro.

b) *Resistenza del solaio*.

Carico permanente di un cassettone completo, coprente un'area di mq. $1,90 \times 4,86 =$ mq. 9,23.

1. Mattoni forati: $703 \times 0,73$ chg.	513,19
2. Mattoni pieni: $47 \times 1,90$ »	89,30
3. Mattoni d'imposta: $76 \times 2,80$ »	212,80
4. Malta di calce per le connessure della volta: $0,19 \times 1380$ »	262,20
5. Id. per i mattoni d'imposta: $0,03 \times 1380$ »	41,40
6. Intonaco dell'intradosso: $24 \times 9,23$ »	221,52
7. Ferri a I: $4,86 \times 31$ »	150,66
8. Riempimento di scorie: $9,23 \times 0,04 \times 1000$ »	369,20
9. Pavimento di piastrelle di Pavia col letto di calce: $9,23 \times 50$ »	461,50

Carico totale corrispondente al medesimo cassettone.

Aggiungendo, come per il solaio Bosq, un sovraccarico di chg. 100 per mq., e così in complesso chg. $100 \times 9,23$ » 923,00

si ottiene un carico totale di chg. 3244,37

al quale corrisponde un carico per ml. di cassettone di:

$$\text{chg. } \frac{3244,37}{4,86} = 667,57.$$

Dopo quanto abbiamo visto nei precedenti esempi, importa, per calcolare lo sforzo subito dai travi di ferro intermedi, fissare alcune ipotesi semplificative. E anzitutto conviene determinare se il carico di chg. 3244, corrispondente all'intero cassettone, sia da ritenersi portato integralmente dai travi di ferro, o se sia razionale ammettere che una parte si trasmetta direttamente al padiglione che chiude l'impalcatura all'ingiro.

La prima ipotesi è certamente a favore della stabilità: ma è ovvio riconoscere che la seconda è quella che si avvera in pratica; soltanto non è agevole determinare quale parte del peso totale del cassettone non sia sentita dai ferri stessi. Si sa però che questa parte cresce col crescere della presa e della robustezza del masso murale componente il padiglione all'ingiro, e varia a seconda della forma e dell'orditura delle piccole teste di padiglione del cassettone, diminuisce col crescere della robustezza dei ferri, ma a parità di robustezza dei medesimi, cioè a parità del momento d'inerzia della sezione dei travi, varia secondo che la sezione stessa è più o meno alta, e conseguentemente è meno o più grande la saetta d'inflessione corrispondente ad uno sforzo dato.

Nei casi ordinari non è da ritenersi sfavorevole alla stabilità l'ammettere che di tutto il peso del cassettone, rappresentato dall'area ABCD (vedi prospetto A nel testo), sia unicamente portata dai ferri una parte A'B'C'D'E'F' (prospetto B).

Noi faremo l'una e l'altra ipotesi di carico:

Nel primo caso il peso di chg. 3244, gravita uniformemente distribuito sopra una lunghezza di m. 4,86, corrispondente al tratto intermedio del trave;

Nella seconda ipotesi il peso si riduce a:

$$\text{chg. } \frac{3244(4,86 - 0,95)}{4,86} = \text{chg. } 2610,$$

che si può immaginare diviso in quattro porzioni: due parti di chg. 988 caduna, le quali si possono immaginare uniformemente distribuite secondo le aree rettangolari che hanno per centro i punti G_2 ; e due altre parti di chg. 317 caduna, uniformemente distribuite secondo le aree triangolari, delle quali i baricentri sono nei punti G_1 .

Conviene ancora stabilire una seconda ipotesi, quella cioè che riguarda il modo col quale sul trave in ferro si fanno sentire le reazioni degli appoggi.

Conformemente a quanto abbiamo dichiarato nei precedenti esempi, le due più ovvie ipotesi sono: a) quella che ammette che il peso portato dai ferri a I sia trasmesso interamente agli appoggi sui muri in M ed N; b) quella con cui

si ritiene che il peso stesso incomba nei punti R e S dove terminano i cassettoni.

La prima è certo a favore della stabilità: per cui, combinandola colla prima ipotesi del carico, si è doppiamente sicuri di agire con prudenza; e combinando ancora quest'ipotesi colla seconda ipotesi del carico, si può andare pure sicuri di fare complessivamente un calcolo favorevole alla resistenza.

La seconda ipotesi è invece in generale dannosa alla stabilità; ma se si considera che a favore della medesima restano pur sempre alcune altre condizioni, in aggiunta a quelle che si verificano nei soliti solai con piattabande, quali sono: a) un contributo portato alla resistenza del sistema dalla flessione della parete muraria, contributo che nel calcolo trascuriamo, ma che è assai più considerevole di quello che si avvera nei soffitti ad intradosso piano; b) e più ancora

l'ipotesi d'ammettere i travi come semplicemente appoggiati, si vedrà che il supporre in R ed S le reazioni degli appoggi, può ancora condurre a risultati attendibili.

Infatti, mentre l'ipotesi dell'incastramento dei travi non è in generale ammissibile nei soliti tipi di soffitti coi travi di ferro così avvicinati, che necessariamente debbono in buon numero cadere in corrispondenza ad apertura d'uscio o di finestra, invece col sistema da me progettato, che permette un'assai più libera disposizione dei travi e una distanza fra i medesimi assai più rilevante, avverrà di solito che il costruttore con un po' di diligenza potrà garantire l'incastramento quasi perfetto.

La pratica acquistata in questo genere di costruzioni mi permette di asserire che, ammettendo un caso intermedio in cui le reazioni degli appoggi si facciano sentire per metà in M ed N e per metà in R ed S, si ottengono risultati general-

PROSPETTO A.

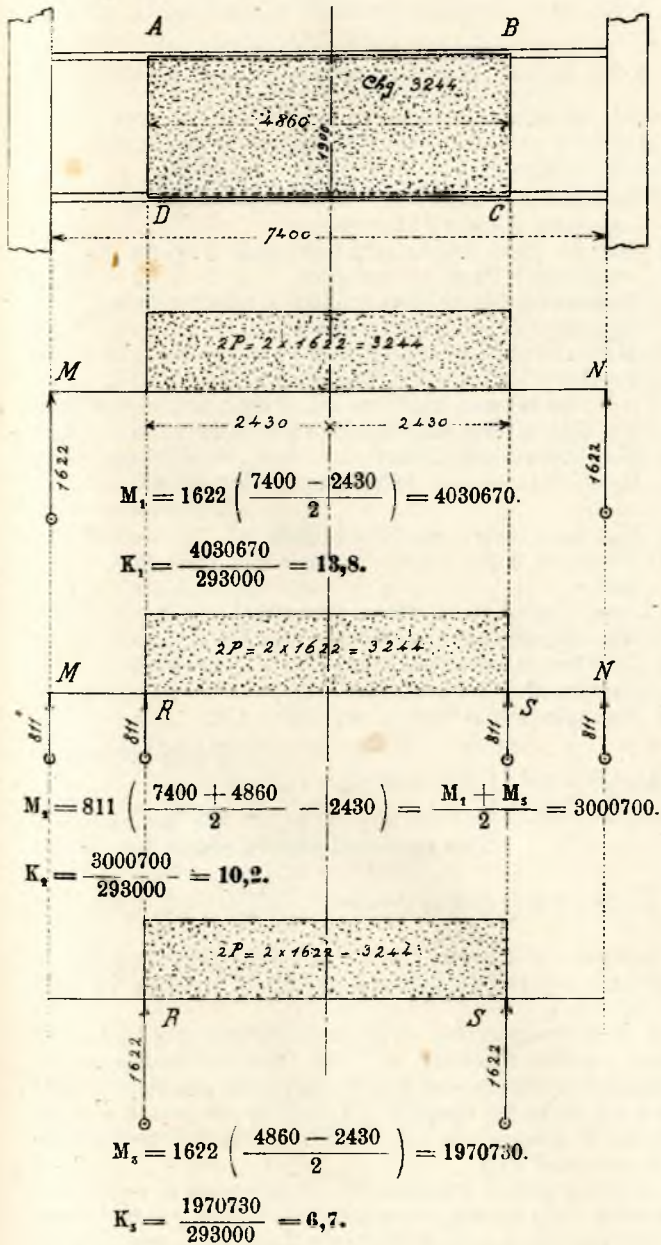


Fig. 15.

PROSPETTO B.

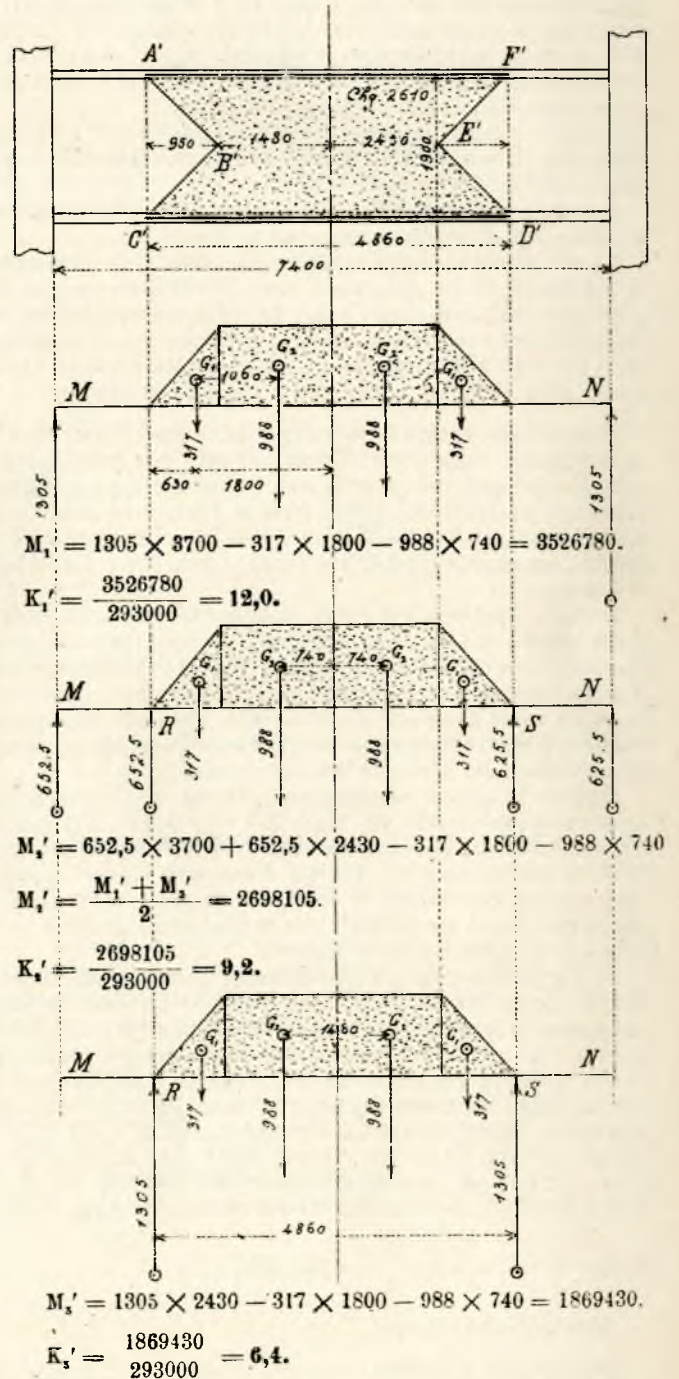


Fig. 16

mente ammissibili finchè la parte a padiglione non è più grande di circa m. 2,00, e finchè la monta di questa parte non è troppo limitata.

Nell'esempio attuale, i risultati di calcolo ottenuti ammettendo questo caso intermedio sono per lo meno comparabili a quelli che si ottengono col calcolo precedentemente svolto per il solaio Bosq.

Combinando adunque le due anzidette ipotesi di carico con ciascuna delle tre ipotesi relative alla reazione degli appoggi, si ottengono sei coefficienti dello sforzo elastico $K, K', K_1, K_1', K_2, K_2'$ del ferro, come vedesi nei prospetti A e B, riportati nel testo.

È mia opinione adunque che non solo i coefficienti

$$K_1 = \text{chg. } 13,8 \text{ e } K_1' = \text{chg. } 12,0$$

siano sempre troppo favorevoli alla stabilità; ma ancora che i coefficienti $K_2 = 10,2$ e $K_2' = 9,2$ siano essi medesimi assai favorevoli, almeno in tutti i casi in cui il vólto sia bene eseguito col metodo indicato, e quando il masso murale avrà raggiunto la presa definitiva. Allora gli spostamenti elastici della parte in muro saranno in generale minori di quelli che occorrerebbe promuovere nel ferro per provocarlo nella misura rappresentata dal coefficiente suddetto.

Soltanto quando la serie di queste impalcature sarà più numerosa, si potrà risolvere con tutta sicurezza la questione dianzi posta.

Del resto indicherò agli studiosi un metodo d'indagine che mi propongo di seguire alla prima occasione.

Se col calcolo o meglio sperimentalmente si determinano le inflessioni di un dato trave sotto determinati carichi, si potrà per quel trave stesso avere un indizio sicuro del carico subito in una costruzione quale quella che ora si esamina, se si riescono a misurare le deformazioni elastiche del trave stesso sotto il carico ignoto che si vuole determinare.

Non abbiamo ancora fatto cenno dei due travi di ferro posti in contiguità delle pareti. Senza indicare per questi alcun metodo di calcolo che probabilmente condurrebbe a risultato incerto, è evidente che questi ferri si trovano in condizioni di resistenza più favorevoli dei travi intermedi; ed è perciò pienamente giustificato il minor peso che ai medesimi si è assegnato.

Osservo finalmente che non abbiamo tenuto alcun conto della spinta che la parte a padiglione produce sui muri. Questo si fece dopo avere sperimentalmente verificato in più d'una circostanza, nella quale i travi di ferro sono stati posti in opera senza ancorarli alle estremità, che una tale spinta anche con muri sottili e con carichi straordinari non produce uno spostamento sensibile dei muri stessi.

È anche in questo esempio è evidente che: se l'effetto della spinta non può essere sul muro MN (fig. 9, tav. III) molto diversa da quella che si verifica sul muro NP; se per il muro MN in nessun caso si è trovato necessario vincere questa stessa spinta con tiranti in ferro; se questo è vero, come è verissimo, non è ammissibile che la medesima produca una sensibile trazione nei travi di ferro.

Se ora confrontiamo la resistenza di questa nostra impalcatura con quella del solaio Bosq dianzi descritto, e se ammettiamo fra loro comparabili i due coefficienti $K_2' = 9,2$ per questa e $K = 12,7$ per quello, troveremo che per portare il solaio a intradossio piano ad un grado di stabilità pari a quello della costruzione da me progettata, occorrerebbe precisamente sostituire ai travi di ferro adottati ($220 \times 65 \times 7,5$) del peso di chg. 23 per ml., i travi, scelti fra quelli del mercato corrente di Milano (Catalogo Migliavacca) del tipo $200 \times 100 \times 9$, pesanti chg. 29 per metro, dei quali il mo-

mento di resistenza è $\frac{J}{z} = 239,000$.

Costo del solaio Bosq.

Questa spesa si deduce da quella occorsa per comporre il solaio di m. $1350 \times 7,24 = \text{mq. } 97,74$, rappresentato colle fig. 6 e 7, tav. III.

1. Mattoni Bosq in stazione a Mortara	L.	306,25
2. Trasporto a piè d'opera e dazio dei medesimi »		16,55
3. Ferri a I in stazione a Mortara, chg. 2720 a L. 0,21	»	571,20
4. Trasporto a piè d'opera e dazio dei medesimi »		29,70
5. Verniciatura degli stessi	»	17,00
6. Opera di fabbro per la foratura delle teste dei ferri a I	»	5,00
7. Bolzoni e staffe, chil. 168 a L. 0,45	»	75,60
8. Scorie per il riempimento, mc. 7,82 a L. 2 »		15,65
9. Malta di calce per l'orditura delle voltine, mc. 2,60 a L. 9	»	23,40
10. Mano d'opera, compresa impianto e spianto dei ponti di servizio e posa dei ferri, L. 0,50 p. mq. »		48,90
Totale L.		1109,25

Spese generali, consumo d'utensili, di ponti di servizio, interessi dei capitali esposti e utile dell'impresa, calcolati in base al 17 0/0:

$$1109,25 \times 0,17 = \dots \dots \dots \text{ » } 188,57$$

Costo totale del solaio Bosq L. 1297,82

$$\text{Costo per mq. di area coperta } \frac{1297,82}{97,72} = \text{L. } 13,27.$$

Costo del solaio Gregotti.

Si deduce parimente dalla spesa occorsa per comporre il solaio su pianta di m. $7,40 \times 8,04 = \text{mq. } 59,50$.

1. Mattoni forati 4220 a L. 18 0/00 a piè d'opera, compreso il dazio e il trasporto	L.	75,95
2. Mattoni pieni 485 a L. 22 0/00 a piè d'opera, compreso il dazio e il trasporto	»	40,70
3. Imposte copriferro 304 a L. 32 0/00 a piè d'opera, compreso il dazio e il trasporto	»	9,75
4. Malta di calce mc. 1,55 a L. 9	»	13,95
5. Ferri a I in stazione a Mortara:		
Tipo tedesco, chg. 500 a L. 0,22	»	110,00
Tipo di Vobarno, chg. 368 a L. 0,21	»	77,30
6. Verniciatura degli stessi	»	4,00
7. Opere di fabbro per la foratura delle teste dei ferri	»	1,25
8. Bolzoni e staffe, chg. 50 a L. 0,45	»	22,50
9. Trasporto a piè d'opera e dazio dei travi di ferro	»	9,55
10. Mano d'opera di muratore: Giornate 4 a L. 3 »		12,00
11. Id. di garzone: Giornate 8 a L. 1,50	»	12,00
12. Cordone di muratura componente l'imposta a sbalzo, mc. 0,85 a L. 20	»	17,00
13. Riempimento di scorie, mc. 8,55 a L. 2	»	17,10
Totale L.		393,05

Aumento del 17 0/0 come sopra:

$$393,05 \times 0,17 \dots \dots \dots \text{ » } 66,82$$

Costo totale del solaio Gregotti L. 459,87

$$\text{Costo per mq. di area coperta: } \frac{459,87}{59,50} = \text{L. } 7,72.$$

Il confronto dimostra che si passa dal costo di questa impalcatura a quello del solaio Bosq con un aumento di spesa del 72 0/0.

E si noti ancora che se si vuole portare quel solaio ad avere, a parità di portata (m. 7,40), un'eguale resistenza dell'impalcatura da me eseguita, occorrerebbe assumere almeno i travi di ferro del tipo $200 \times 100 \times 9$, del peso di chg. 29 per ml. In questo caso i costi dei due sistemi starebbero all'incirca come 1 : 2.

Alcuno potrebbe osservare che la differenza di prezzo non sta tutta nella natura stessa dei due sistemi, ma anche nel costo eccezionale della piattabanda Bosq. Ed io ammetto subito che il prezzo di L. 95 0/00 che hanno i mattoni intermedi della piattabanda Bosq, dati in stazione a Mortara, è assai elevato e poco in relazione colla qualità del materiale: ma mi si deve pure ammettere che anche il prezzo di L. 7,72 non rappresenta tutta l'economia che si sarebbe potuto fare coll'altro sistema. Infatti senza mutare la forma del vólto,

basterebbe sostituire i mattoni $51 \times 100 \times 200$ con quelli $80 \times 80 \times 210$ e le imposte piene con altre forate, meno pesanti e meno costose, per avere nel peso totale del cassettone un'economia del 7 0/0 e un corrispondente aumento del 7 0/0 nella resistenza del sistema, e contemporaneamente un'ulteriore economia del 5 0/0 nel prezzo dell'impalcatura. Quando poi la distribuzione delle finestre avesse consentito di tenere i due ferri contigui ai muri un po' più distanti dai muri medesimi, l'economia del ferro avrebbe portato un risparmio totale assai maggiore.

Se finalmente confrontiamo fra loro gli spazi occupati dalle due impalcature, troviamo due volumi appunto eguali, soltanto nell'impalcatura da me progettata la distribuzione di questo volume parmi più gradevole all'occhio.

Se invece di riportare saggi di costruzioni eseguite non stimassi inopportuno progettare casi non eseguiti, sarebbe facile disegnare altri esempi di impalcature economiche per ambienti anche assai più ampi di quelli citati, ma i lettori potranno facilmente idearli colla scorta degli esempi predetti.

Mortara, 30 ottobre 1893.

Ing. E. GREGOTTI.

MECCANICA APPLICATA

PROBLEMI

SULLA TEORIA DELLE MACCHINE IN GENERALE

PROBLEMA IV.

Si progetta un compressore che comprima adiabaticamente a 100 atm. ed in 6 ore il gas-luce necessario per riempire un pallone areostatico, che deve innalzarsi a $h = 2350$ m., con un carico utile di 162 chg. Ad elevazione massima la pressione interna dovrà superare l'esterna di 0,01 atm.; il pallone avrà forma sferica ed un peso proprio di 0,9 chg. per ogni m² di superficie. Si domanda quanti cavalli teorici N_t dovranno trasmettersi al compressore.

Indichiamo con:

V il volume del pallone;
 r il raggio »
 P il carico utile »
 Q il peso proprio »
 a e g gli indici che individuano i valori relativi all'aria ed al gas-luce;
 o e h gli indici che individuano i valori relativi alle altezze o e h .

Riferendosi all'altezza h , dovrà scriversi la:

$$V_h (\gamma_{ah} - \gamma_{gh}) = Q + P \quad (1)$$

relazione tra r_h , γ_{ah} , γ_{gh} , che potrà fornire r_h qualora siensi determinate le densità γ .

Per le densità dell'aria abbiamo:

$$\gamma_{ah} = \gamma_{ao} \left[1 - \frac{n-1}{n} \frac{h}{R_a T_o} \right]^{\frac{1}{n-1}}$$

la quale, essendo:

$$\begin{aligned} \gamma_{ao} &= 1,2883 \text{ chg.} \\ R_a &= 29,38 \\ T_o &= 288^\circ \end{aligned}$$

fornisce:

$$\gamma_{ah} = 1,048 \text{ chg.}$$

Per la densità del gas abbiamo:

$$\gamma_{gh} = \frac{p_{gh}}{R_g T_h}$$

la quale, essendo:

$$\begin{aligned} p_{gh} &= p_{ah} + 100 \text{ chg.} = p_{ao} \left[1 - \frac{n-1}{n} \frac{h}{R_a T_o} \right]^{\frac{n}{n-1}} + \\ &+ 100 \text{ chg.} = 7586 \text{ chg.} \\ T_h &= T_o - \frac{n-1}{n} \frac{h}{R_a} = 266^\circ \\ R_g &= 54 \end{aligned}$$

fornisce:

$$\gamma_{gh} = 0,528 \text{ chg.}$$

Sostituendo nella (1) questi valori delle densità, si ottiene un'equazione di 3° grado in r_h che fornisce:

$$r_h = 6,80 \text{ m.}$$

Ciò posto, calcoliamo i volumi V .

Abbiamo:

$$V_o \gamma_{go} = V_h \gamma_{gh}$$

ossia:

$$r_o^3 = r_h^3 \frac{\gamma_{gh}}{\gamma_{go}} = r_h^3 \left[1 - \frac{n-1}{n} \frac{h}{R_g T_o} \right]^{\frac{1}{n-1}} = 0,8959 r_h^3$$

quindi:

$$r_o = 6,555 \text{ m.} \quad V_o = 1177,099 \text{ m}^3.$$

Sono dunque necessari 1177,099 m³ di gas-luce a pressione atmosferica, i quali per essere:

$$\gamma_{go} = \frac{0,528}{0,8959} = 0,5893 \text{ chg.}$$

pesano complessivamente 693,664 chg.

Se gli indici 1 e 2 individuano i valori relativi allo stato iniziale e finale del gas da comprimersi, il lavoro per la compressione adiabatica di ogni chg. è dato da:

$$L = \frac{1}{n-1} [p_2 v_2 - p_1 v_1].$$

Nel nostro caso abbiamo:

$$\begin{aligned} p_1 &= 1 \text{ atm.} \\ v_1 &= \frac{1}{\gamma_{go}} = 1,696 \text{ m}^3 \\ p_2 &= 100 \text{ atm.} \end{aligned}$$

e la relazione:

$$\frac{p_2}{p_1} = \left(\frac{v_1}{v_2} \right)^n$$

che fornisce:

$$v_2 = 0,04916 \text{ m}^3.$$

Sostituendo si ricava:

$$L = 107333 \text{ chgm.}$$

Al compressore dovranno quindi trasmettersi 74453038,21 chgm. in 6 ore, ossia:

$$N_t = 45,958$$

cavalli meccanici teorici.

PROBLEMA V.

Si richiede il calcolo di una gru carro-ponte per una portata massima $Q = 5$ tonn. e di cui la fig. 17 dà uno schizzo e le principali dimensioni; sul carrello è disposto un paranco di *Pikering* con contralbero.

1. Paranco. — (V. fig. 18):

- A = Ruota mobile del paranco
- C = » fissa »
- B = Eccentrico del paranco
- D = Ruota dentata sull'albero del paranco
- E = » » sul contralbero
- F = Comando a catena.

Pei denti di A e C scelto:

$$\frac{\gamma}{\alpha} = 1,5 \quad , \quad \frac{\beta}{\alpha} = 2,$$

$K = 3000 \text{ chg./cm.}^2$, $\sigma = \text{coeff. di sicurezza} = 6,$

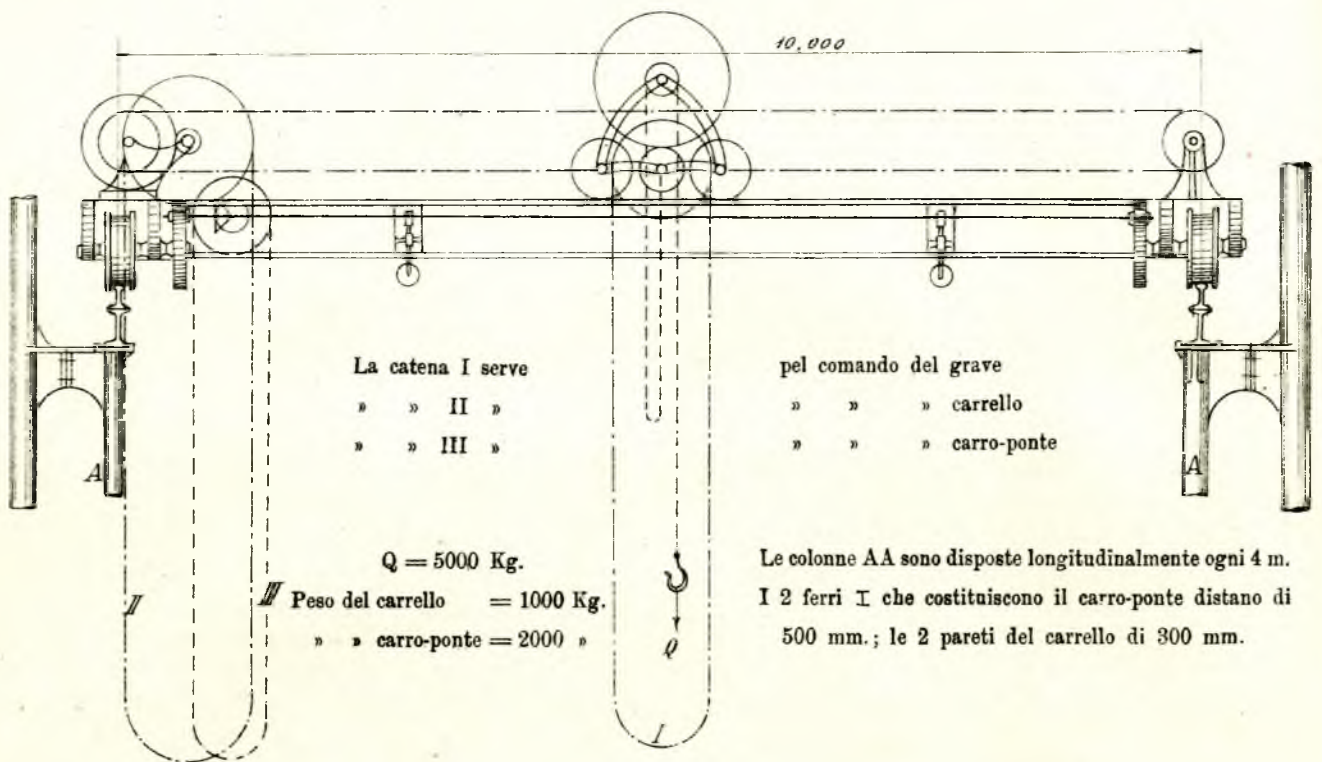


Fig. 17.

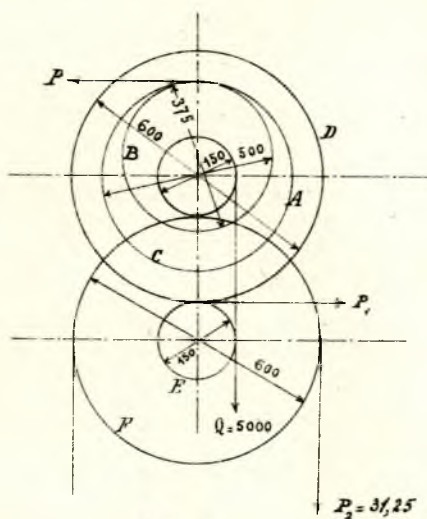


Fig. 18.

ed essendo $P = 1500$ chg., si ricava:

$$\alpha = 0,045 \sqrt{\frac{\gamma}{\alpha} \frac{\alpha}{\beta} P \sigma} = 3,7 \text{ cm. (*)}$$

quindi:

	α	β	γ	D	z	t
Ruota . . . A	37	74	55	500	20	25π
Ruota . . . C	37	74	55	500	19	—
Eccentrico B	37	150	55	375	15	25π

(*) A questa formula, dove α, β, γ indicano rispettivamente, lo spessore (sulla primitiva), la larghezza e l'altezza del dente, si giunge supponendo che P sia applicato alla periferia esterna, ossia che agisca con braccio di leva $= \gamma$ sulla sezione d'incastro, la quale è posta $= \alpha \beta$.

Il paranco dà un rapporto di trasmissione:

$$i = \left(1 - \frac{19}{20}\right) \frac{15}{60} = \frac{1}{80}$$

che si riduce a $\frac{1}{40}$, ammettendo 50 0/10 di perdita per attrito.

Per i denti di D ed E scelto:

$$\frac{\gamma}{\alpha} = 1,5 \quad \frac{\beta}{\alpha} = 4 \quad K = 3000 \text{ chg./cm}^2 \quad \sigma = 10,$$

e per essere:

$$P_1 = \frac{Q}{40} = 125 \text{ chg.},$$

ne viene:

$$\alpha = 0,975 \text{ cm.},$$

valore troppo piccolo che porteremo a 12 mm.; quindi:

	α	β	γ	D	z	t
Ruota D	12	48	18	600	75	8π
» E	12	48	18	152	19	8π

Per l'albero d'acciaio del paranco scelto:

$$K_s = 6,5 \text{ chg./mm}^2$$

avremo:

$$M_f \text{ (flessione)} = 15 \times 2500 = 37500 \text{ chg./cm.}$$

$$M_t \text{ (torsione)} = 7,5 \times 5000 = 37500 \text{ »}$$

quindi:

$$M_i = \frac{3}{8} M_f + \frac{5}{8} \sqrt{M_f^2 + M_t^2}$$

che fornisce:

$$d = 94.$$

Pel contralbero in ferro scelgo $d = 50$, giacché il calcolo darebbe un diametro troppo piccolo.

Per l'asse in ferro delle ruote del carrello:

$$K_s = 5 \text{ chg./mm}^2,$$

avrò:

$$M_f = 10 \times 1500 = 15000$$

che fornisce:

$$d = 76.$$

2. *Travi.* — I travi del carro ponte debbono resistere ad un massimo momento flettente:

$$M_{fm} = P \frac{l}{4} = 750000 \text{ chg./cm.}$$

Scelto $K_s = 6 \text{ chg./mm}^2$, sarà:

$$\frac{I}{z} = \frac{M_{fm}}{K_s} = 1250000 \text{ chg./mm}^2;$$

convorrà quindi scegliere un tipo normale di ferro a I che offra questo momento resistente.

Pel calcolo delle travi longitudinali bisogna supporre tanto il carrello quanto il carro-ponte nella posizione più sfavorevole rispetto ad essi. Il carrello l'assume quando, a carico massimo, è talmente spostato dal centro, da potersi ammettere che graviti completamente sovra un solo trave longitudinale. Allora le ruote del carro-ponte sono caricate così:

$$\text{Grave} + \text{Carrello} + \frac{1}{2} \text{Carro-ponte} = 7000 \text{ chg.},$$

di cui $P = 3500 \text{ chg.}$ per ogni ruota (V. fig. 19).

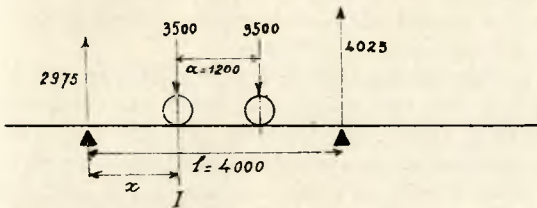


Fig. 19.

Il momento flettente nella sezione I ha per espressione generale:

$$M_f = \frac{Px}{l} [2(l-x) - a],$$

e per:

$$x = \frac{l}{2} - \frac{a}{4}$$

diventa massimo col valore:

$$M_{fm} = 505750 \text{ chg./cm.}$$

Scelto $K_s = 6 \text{ chg./mm}^2$, sarà:

$$\frac{I}{z} = 842916,6 \text{ chg./mm}^2;$$

convorrà quindi scegliere un tipo normale di ferro a I, che offra questo momento resistente.

Scorrimento carrello. — Resistenze d'attrito:

$$Q = 6000 \text{ chg.} \quad 1^\circ \text{ tra ruota e rotaia } (f = 0,05).$$

$$\text{Raggio ruota } R = 180 \quad Qf \frac{1}{R} = 17,6 \text{ chg.}$$

$$\text{» perno } r = 35 \quad 2^\circ \text{ tra perno e cuscinetto } (f = 0,15)$$

$$Qf \frac{r}{R} = 180 \text{ chg.},$$

quindi una resistenza totale di 197,6 chg., che porto a 220 chilogrammi. La disposizione del comando è data dalla figura 20.

A = Ruota per catena B = Ruota dentata
D = » di comando C = » »

Pei denti di B e C scelto:

$$\frac{\gamma}{\alpha} = 1,5 \quad \frac{\beta}{\alpha} = 4 \quad K = 3000 \text{ chg./cm}^2 \quad \sigma = 10,$$

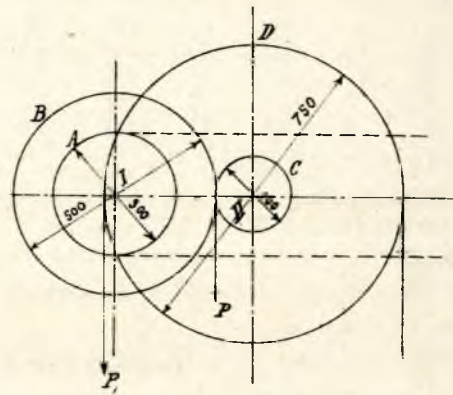


Fig. 20.

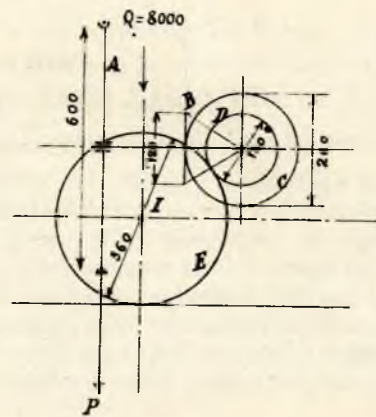


Fig. 21.

ed essendo $P = 132 \text{ chg.}$, si ricava $\alpha = 0,895 \text{ cm.}$, valore troppo piccolo che porto a 10 mm.; quindi:

	α	β	γ	D	z	l
Ruota B	10	40	15	504	72	7π
» C	10	40	15	98	14	7π

Per l'albero di ferro I:

$$M_f = 1650 \text{ chg./cm.} \quad M_t = 3300$$

$$d = 39, \text{ portato a } 50.$$

Per l'albero di ferro II scelgo $d = 40$.

Sforzo al comando: $P = 17,6 \text{ chg.}$

Scorrimento carro-ponte. — Resistenze d'attrito:

1° tra ruota e rotaia ($f = 0,05$):

$$Qf \frac{1}{R} = 22,2 \text{ chg.};$$

2° tra perno e cuscinetto ($f = 0,15 \quad r = 30$):

$$Qf \frac{r}{R} = 200 \text{ chg.},$$

quindi una resistenza totale di 222,2 chg., che porto a 230 chg. La disposizione del comando è data dalla figura 21.

A = Ruota di comando (per catena)

B - C = Ruote coniche imboccanti

D - E = » cilindriche »

Scelto:

$$\frac{\gamma}{\alpha} = 1,5 \quad \frac{\beta}{\alpha} = 5 \quad K = 3000 \text{ chg./cm}^2 \quad \sigma = 10.$$

Si ricava:

$$\alpha = 0,836 \text{ cm.},$$

valore troppo piccolo che porto a 11 mm.

Avrò quindi:

	α	β	γ	D	z	t
Ruota E	11	55	16	360	45	8π
» D	11	55	16	120	15	8π
» C	8	40	12	200	33	6π
» B	8	40	12	120	20	6π

Sforzo al comando: $P = 27,6$ chg.

Albero delle ruote:

$M_7 = 10000$ chg./cm. $M_l = 2070$ chg./cm. $d = 60$.

Contralbero:

$M_t = 690$ chg./cm. $d = 22,8$, da portarsi a 40.

Alberino di comando:

$M = 414$ chg./cm. $d = 18$, da portarsi a 35.

Roma, novembre 1893.

UGO ANCONA.

FISICA

SULLA GENESI DELLA GRANDINE.

Nota del prof. C. MARANGONI (1).

La teoria di Volta sulla grandine era caduta in tanto discredito, specialmente per le critiche straniere, che si sentì il bisogno di sostituirla delle nuove, fra le quali hanno avuto, ed hanno tuttora maggior favore quelle che pongono nelle scariche elettriche la sorgente frigorifera, e quindi la causa della produzione della grandine. Scopo di questa Memoria è di chiarire tre punti, cioè:

1° Che l'elettricità non è causa, ma effetto della grandine;

2° Che l'elettricità c'entra solo per dare struttura, forma e grandezza ai chicchi;

3° Che il freddo necessario per la congelazione è dovuto principalmente, se non totalmente, all'evaporazione dell'acqua.

Il Volta espose la sua teoria in molte e lunghissime lettere dirette al Lichtenberg. Ne riassumerò l'idea in poche linee, sostituendo alle antiche espressioni: *calorico, vapore vescicolare, ecc.*, le locuzioni moderne.

Le nuvole grandinose sono basse, spesso più basse delle modeste montagne. D'estate e nelle ore più calde la temperatura dell'aria non può essere inferiore a 15° o 16° C. a quell'altezza. Ma su quelle nuvole sferza il sole, e l'aria si riscalda e favorisce potentemente l'evaporazione, anche perchè l'acqua di cui sono costituite le nubi è suddivisa in goccioline minutissime.

Coll'evaporazione dell'etere, dice il Volta, si fa gelare l'acqua d'estate. Cita poi il seguente fatto, che è di importanza capitale per la sua teoria. Nelle miniere di Chemnitz funziona una macchina frigorifera, inventata dal sig. Hell, la quale schizza acqua ed aria ad un tempo con grande impeto, cosicchè l'acqua si sparpaglia a meraviglia. Presentando contro al detto spruzzo un cappello od un fazzoletto, questo in breve si copre d'una crosta di ghiaccio grossa due o tre millimetri; eppure l'aria e l'acqua del recipiente erano a 13° o 14° C. Che cosa si chiede di più, esclama il Volta, per formare in breve tempo del ghiaccio?

L'idea che il freddo che produce la grandine derivasse dall'evaporazione, venne emessa prima dal Morveau nelle sue *Conversations*, lo dice il Volta medesimo; ma quegli non formulò una teoria completa sulla grandine.

(1) Dagli *Atti della R. Accademia dei Lincei*, vol. II, fasc. 11, 2° semestre 1893. — Nota presentata dal socio BLASERNA.

Il Volta spiega poi l'accrescimento dei chicchi a proporzioni spaventose, così: La nuvola che evapora alla superficie superiore si elettrizza negativamente (era la sua teoria, ora riconosciuta erronea); intanto si raffredda e forma delle stelletine di neve. Queste vengono respinte in alto dall'elettricità omonima, e si mantengono in una *danza galleggiante* al disopra della nuvola stessa. Questi fiocchetti nevosi, essendo freddissimi, le goccioline d'acqua che gli vanno in contatto gelano, e formano una crosta di ghiaccio trasparente. Infatti nella grandine si vede sempre un nucleo bianco nevoso circondato da strati di ghiaccio duro. Se poi la nuvola negativa continua ad evaporare per lungo tempo, il vapore sollevatosi a certa altezza si condensa in goccioline e forma superiormente un secondo strato nuvoloso, il quale sarà perciò positivo. Allora i chicchi di grandine si trovano respinti e attratti fra le due nuvole, e possono rimanere anche delle ore, dice il Volta, in quello stato di agitazione, e crescere a dismisura.

In conferma di ciò il Volta cita la famosa grandine che osservò egli stesso a Como la notte fra il 19 e il 20 agosto 1787, e che devastò la campagna per una striscia di 20×30 miglia. Il temporale non aveva cessato di mormorare dalle 2 pomeridiane alla mezzanotte, allorchè succedette la grandinata sterminatrice. Nessun fulmine cadde in tutto quel tempo, quantunque l'elettricità delle nubi fosse così grande che i lampi erano continui ed estesissimi e tutto il cielo pareva in fiamme.

L'esperienza della danza elettrica, fatta fra due dischetti metallici sotto una campana di vetro, può sembrare un balocchino di fronte all'imponente apparato della grandine, e forse quest'esperienza contribuì piuttosto a screditare, che non ad avvalorare la teoria voltiana. Ma il Volta soleva ripetere l'esperienza con due lenzuoli distanti vari palmi fra loro, che elettrizzava oppostamente, e fra i quali gettava un pugno di palline: il fenomeno diventava allora sorprendente.

Due obiezioni serie si sono fatte però alla teoria del Volta. La prima è che: se più potente sferza il sole, e maggiore è il freddo prodotto dall'evaporazione, l'acqua dovrebbe gelare più facilmente d'estate al sole, che non d'inverno all'ombra. La seconda obiezione è che la semplice evaporazione dell'acqua, come la semplice condensazione del vapore non producono alcun segno di elettricità. Anche io, come tanti altri, ho trovato sempre questo risultato negativo, con elettrometri posti nelle migliori condizioni di isolamento.

Quanto alla prima obiezione, bastava che il Volta non insistesse, anzi non nominasse neppure la sferza del sole, ma che avesse insistito molto sul vento, come lo notò nella macchina frigorifera Hell, ove l'aria *schizzava impetuosamente*.

Colla macchina pneumatica Carrè si fa del ghiaccio, di estate, coll'evaporazione dell'acqua; anzi v'è un accessorio per fare la grandine, consistente in un imbuto con chiavetta che mette nella boccia. Fatta agghiacciare prima un po' d'acqua nella boccia, facendo il vuoto, e messa l'acqua nell'imbuto, aprendo la chiavetta in modo che avvenga l'efflusso a gocce, nel tempo che queste cadono si agghiacciano e formano delle pallottoline come di grandine minutissima, di 2 o 3 mm. di diametro, e opaca, che rimbalzano cadendo sul fondo della boccia.

Qui non c'è il vento, ma non dimentichiamo che il fenomeno avviene nel *vuoto secco*, ove l'evaporazione dell'acqua è istantanea.

Vediamo quale è il rapporto fra l'acqua che evapora e l'acqua che si congela. Se supponiamo l'acqua già ridotta a zero, per evaporarne un chilogrammo restando a 0° bi-

sogna fornirle 606,5 calorie; nel congelare un chilogrammo di ghiaccio vengono emesse 80 calorie. Supponendo che l'aria non partecipi a fornire o sottrarre calorie, e chiamando p il peso in chilogrammi dell'acqua che deve gelare per fornire le 606,5 calorie di evaporazione, si ha evidentemente:

$$80 p = 606,5$$

da cui:

$$p = \text{chg. } 7,58.$$

Dunque il peso dell'acqua che deve evaporare è fra $\frac{1}{7}$ e $\frac{1}{8}$ di quella che diventa ghiaccio.

Durante i temporali grandinosi il vento è furiosissimo; esso deve produrre una grande evaporazione ed un freddo intenso, e per ogni chg. d'acqua evaporata si formano circa $7 \frac{1}{2}$ chg. di ghiaccio.

È da meravigliare che dopo Marveau e dopo Volta nessuno abbia più invocata l'evaporazione, ma si siano fatte le più strane ed arbitrarie ipotesi per spiegare la formazione della grandine. E tanto più fa meraviglia che le nuove ipotesi sieno uscite nell'epoca nella quale si sono liquefatti tutti i gas creduti permanenti, mediante appunto l'evaporazione dei liquidi, che è il mezzo frigorifero più potente.

Veniamo ora alla seconda difficoltà, cioè alla sorgente dell'elettricità. Volta era morto quando fu inventata la macchina di Armstrong. Se egli l'avesse veduta e provata, avrebbe condannata la sua teoria elettrica, ed avrebbe sostituito quella dello strofinio. Fu Faraday che fece questo studio, e trovò che tutti i solidi asciutti, compreso il ghiaccio, si elettrizzano negativamente se sono sfregati o colpiti da goccioline di acqua pura, e l'acqua diventa positiva. Ma questo importantissimo fatto rimase lettera morta dal 1843 in poi. Solo in questi ultimi anni il Sohncke e il Luvini l'applicarono a spiegare l'elettricità atmosferica. Ora io l'applico al fenomeno della grandine.

Sappiamo che i nembi grandinosi hanno velocità tanto maggiori quanto più grossa e disastrosa è la grandine; velocità che furono determinate entro i limiti da 13 fino a 156 chm. all'ora. Immaginiamo un nembo grandinoso. Il vento, prendendo sempre più forza, farà allungare il nembo in forma di una lingua orizzontale MN (fig. 22). Le gocce

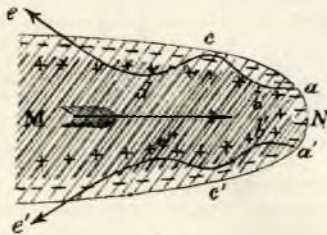


Fig. 22.

più esterne vaporizzeranno, produrranno freddo, ed altre agghiaceranno, formando dei fiocchi di neve asciutti che rimarranno addietro, e quindi saranno sfregati dalle goccioline interne della nuvola; così il velo più esterno, o dei ghiaccioli, sarà negativo; e lo strato, positivo. Per mutua attrazione i ghiaccioli correranno dietro al nembo e penetreranno nello strato positivo delle goccioline. Qui si copriranno di una crosta di ghiaccio, prima asciutto, poi bagnato. Allora, per una recente ricerca di Ph. Lénard (1), che se le gocce d'acqua pura cadono su corpi bagnati, entrambi si elettrizzano positivamente, e l'aria scacciata lo

è negativamente, i chicchi bagnati, sfregandosi colle goccioline di acqua, diventano positivi e sono spinti fuori nel velo dei ghiaccioli, dove i chicchi si raffreddano sotto zero, e sfregando lo strato nebbioso diventano negativi e sono di bel nuovo attirati entro la nube. Così ogni chicco, seguendo il moto del nembo, però in ritardo, descriverebbe una linea sinuosa $abcde\dots$ (fig. 22), e s'ingrosserebbe ricuoprendosi alternativamente di strati di ghiaccio trasparente e di neve, secondo che i chicchi si trovano nello strato nebbioso, o nevoso, e questa è appunto la struttura caratteristica e costante della grandine un po' grossa.

Naturalmente il peso dei chicchi reagisce sulla nuvola, e l'abbassa nel suo corso fino a rasentare quasi il suolo. Ecco come i chicchi non abbandonano la nuvola nutrice, e come essi possano arrivare a grossezze straordinarie. Un nembo grandinoso può quindi riguardarsi come un grandinoso apparato Hell-Armstrong.

Benchè il Volta non conoscesse la vera sorgente dell'elettricità nelle nubi, pure seppe così bene ordire una teoria elettrica che, bisogna confessarlo, è l'unica di quante si sieno immaginate che spieghi con soddisfazione l'ingrossamento dei chicchi. Se la teoria del Volta contiene delle inesattezze, queste derivano dalle imperfette cognizioni termiche ed elettriche di quel tempo. Ma in compenso dobbiamo convenire che il Volta risolse tre punti principali sulla formazione della grandine: 1° Che la causa produttrice il freddo è l'evaporazione dell'acqua: 2° Che la causa che fa ingrossare i chicchi è l'attrazione e la repulsione elettrica che trattiene a lungo i chicchi in seno alle nubi; 3° Che l'elettricità non è causa prima, ma effetto, e causa secondaria della grandine.

La teoria da me modificata spiega il lampeggiare e rumbeggiare continuo in seno alle nuvole; e spiega poi il fatto fin qui inesplicato, che cioè alle volte la grandine cade su due striscie parallele separate da una zona di pioggia diretta, come si verificò nella straordinaria grandinata del 13 luglio 1788, che attraversò la Francia e i Paesi Bassi per più di 100 leghe. I chicchi di grandine, per cadere, bisogna che escano dalla nuvola. Cadono adunque respinti a destra e a sinistra, come è indicato in e ed e' . Nel mezzo scende la pioggia: perchè la grandine che vi può essere mescolata viene liquefatta dall'acqua avanti di toccare il suolo.

NOTIZIE

Il Canale navigabile di Manchester. — Quest'opera gigantesca che è forse la più eminente delle costruzioni idrauliche di questo secolo e colla quale si è inteso provvedere una via navigabile fra Liverpool e Manchester, venne inaugurata il 1° gennaio del corrente anno, dopo un lavoro di 8 anni compiutosi attraverso le più grandi difficoltà tecniche e finanziarie.

La prima idea risale al 1825, ma non ebbe seguito. Cinquant'anni dopo il signor Hamilton H. Fulton, ora defunto, presentò un nuovo progetto di canale navigabile senza conche; ma non si potè venire ad alcuna conclusione pratica prima del 1882 quando il signor E. Leader Williams, che doveva studiare il progetto d'accordo col Fulton, per divergenza di pareri finì per presentarne uno proprio, che fu definitivamente accettato.

Il progetto stesso dovette però essere presentato per ben sei volte alla Commissione del Parlamento incaricata di esaminarlo, cosicchè le sole spese legali ammontarono a sei milioni di lire italiane.

Nè certamente minori furono le difficoltà per raccogliere il capitale necessario alla sua costruzione, che raggiunse la somma considerevole di 15 milioni di lire sterline (375 milioni di lire italiane).

(1) Wied. Ann. d. Phys. u. Chem., vol. XLVI, 1892.

La lunghezza del Canale è di 57 chilometri; l'altezza minima dell'acqua è di m. 7,90, uguale cioè a quella del Canale di Suez; ma il Canale di Manchester è riuscito più largo di m. 14,6, la minima sua larghezza sul fondo essendo di m. 36,5.

Le differenze di livello furono superate con cinque grandiosi impianti di conche; il 1° ad Eastham, ossia all'ingresso del Canale, dove si trovano tre grandi conche della profondità di 15 metri e delle dimensioni in lungo ed in largo rispettivamente di:

m. 183 × 24,3, m. 106,7 × 15,2 e m. 46,7 × 9,1.

Quivi la differenza di livello causata dall'alta e bassa marea nel fiume Mersey arriva fino a 12 metri.

Gli altri 4 impianti sono a:

Latchford	distante miglia maritt.	20,5	con diff. di livello di m.	5,03
Irlam	id.	28	id.	4,88
Barton	id.	30,5	id.	4,57
Mode Wheel	id.	33,5	id.	3,94

In ognuno di questi punti esistono due conche delle dimensioni di

m. 183,19 × 8 e m. 106,7 × 13,7.

Le conche di Mode Wheel costituiscono l'ingresso ai Docks di Manchester.

La larghezza del Canale a monte delle conche di Eastham è considerevole per poter permettere alle navi sufficiente libertà di movimento.

Al porto di Ellesmere, a tre miglia a monte di Eastham trovasi l'estremità del Canale Shropshire-Union con parecchi Docks.

A un miglio e un quarto in su fu superata felicemente la difficoltà presentata dall'esistenza del fiume Gowy, le acque del quale furono deviate per mezzo di tubi al disotto del letto del Canale.

A nove miglia a monte di Eastham sbocca nel Canale il fiume Weaver, le acque del quale si uniscono in parte a quelle del Canale, scorrendo nello stesso senso, e in parte sono deviate per mezzo di chiuse.

Il primo ponte importante sul Canale trovasi a Runcorn, dove la linea ferroviaria *London and North Western* che conduce a Liverpool attraversa il Canale. A 17 miglia a monte di Eastham altre due linee ferroviarie attraversano il Canale con un angolo di 26° 1/2 sopra ponti ad un'arcata di m. 91,4; a 18 1/2 miglia a monte di Eastham si trovano le conche di Warrington e dopo due altre miglia un'altra linea ferroviaria attraversa nuovamente il Canale sotto un angolo acuto. Un miglio a valle di Latchford, presso Thelwall, il Canale attraversa per la prima volta l'antico letto della Mersey; nel rimanente del suo corso il Canale attraversa ancora 30 volte il letto della Mersey e del fiume Irwell. A 24 miglia e mezzo a monte di Eastham, prima dello sbocco nella Mersey del Glazebrook, la linea ferroviaria di Cheshire attraversa per la prima volta il Canale, riattraversandolo poi una seconda volta ad Irlam.

Le conche di Barton costituiscono la parte più importante e nuova. È qui che il Canale di Bridgewater attraversa il Canale di Manchester per mezzo di un ponte-acquedotto girevole. Questo ponte a due luci, ciascuna di m. 27,4, è sostenuto da una pila centrale, e porta un cassone che è sempre riempito d'acqua ed ha la stessa profondità del Canale di Bridgewater, ed una via di rimorchio; sicché quando il ponte è chiuso, quest'ultimo Canale può essere liberamente percorso da battelli. Per il transito di navi a grande alberatura nel Canale di Manchester, si apre il ponte-acquedotto, che rimane pieno d'acqua perchè ha alle estremità porte a tenuta, di costruzione speciale: due porte dello stesso genere trattengono da una parte e dall'altra le acque del Canale di Bridgewater nei punti in cui resta interrotto.

Nella rimanente parte del Canale sono notevolissime le costruzioni delle conche di Mode-Wheel e dei Docks di Manchester o Salford.

Le principali vie ordinarie attraversano il Canale su 10 ponti girevoli con m. 36,6 di larghezza utile ciascuno.

Il merito principale di aver condotto a termine, in mezzo a tante difficoltà, la costruzione gigantesca, spetta al signor E. Leader Williams, ingegnere-capo della Società del Canale.

Il 7 dicembre il battello a vapore *Snowdrop* percorse per primo il Canale di Manchester partendo da Liverpool alle 8 ant. Tutti i ponti girevoli furono aperti, operazione che si eseguì per ognuno in meno di 1 m. Il battello percorse l'ultimo tratto del Canale a piccola velocità per non giungere a Manchester prima dell'ora stabilita.

Il 1° gennaio il Canale fu aperto al commercio mercantile. Fin dal primo giorno partirono da Eastham numerose navi che furono salutate entusiasticamente al loro arrivo a Manchester e nei bacini di Salford.

Per l'anno 1894 tutte le navi che si serviranno del Canale sono esenti dal pagamento di qualsiasi tassa di transito, nè vi è obbligo di servirsi di piloti pratici; l'illuminazione elettrica permette servirsi del Canale anche di notte.

Sarà certamente molto interessante la concorrenza nei prezzi che si farà pel trasporto di materiali nel tratto Liverpool-Manchester fra la Direzione del Canale e quella della ferrovia, perchè le spese pel trasporto per via acqua saranno del 55 1/2 per 100 inferiori a quelle attuali della ferrovia. Le 342 filande che esistono a Manchester e nei dintorni e 182 armatori di navi con più di 1000 bastimenti a vapore hanno già dichiarato che si serviranno del Canale.

La spesa totale del canale con tutti i porti, magazzini, armamento di gru, elevatori, congegni di scarico, illuminazione elettrica, ecc., ammontano a 375 milioni di lire italiane. Già nel 1895, secondo anno d'esercizio, si spera di avere un traffico di 4,4 milioni di tonnellate; l'introito totale sarebbe in tal caso di 22 milioni di fronte ad una spesa di 10 milioni. Il guadagno netto che così si avrebbe corrisponde ad un dividendo del 6,26 0/0 sul capitale di 200 milioni di lire italiane versato dagli azionisti.

Però è da notare che, secondo l'*Engineering*, la previsione dell'introito nei primi due anni non supererebbe i 20 milioni; e calcolando le spese d'esercizio e gli interessi alle obbligazioni, il dividendo sulle azioni raggiungerebbe appena il 3 0/0.

(*Bollettino della Società degli Ingegneri di Roma*).

BIBLIOGRAFIA

Prontuario dell'Ingegnere. — Compilato sulle edizioni 14^a e 15^a del Prontuario della Società *Hütte*, con modificazioni ed aggiunte, per cura e sotto la direzione dell'ing. FRANCESCO MAZZOLA. — Vol. 1^o, 2^a edizione, di pagine 1006, con 722 figure nel testo. — Torino, E. Loescher, 1894.

Il noto Prontuario della Società *Hütte* è certamente una delle migliori pubblicazioni di tal genere, ed è ormai arrivato alla sua 153^a edizione tedesca. Valeva quindi la pena di averne una buona edizione italiana.

Alcune parti, però, e specialmente le sezioni: *Resistenza dei materiali* — *Organi delle macchine* — *Motrici idrauliche*, sono state rifatte, allo scopo, come dice l'A., d'avvicinarsi maggiormente ai metodi d'insegnamento seguiti nelle nostre Scuole d'Applicazione per gli Ingegneri, e quindi far opera che, mentre deve servire specialmente al professionista, potesse anche essere di valido aiuto ai giovani Ingegneri, ponendo loro sott'occhio la sintesi delle materie da loro studiate.

La capacità dei collaboratori prescelti dall'egregio ing. Mazzola dà motivo a credere che egli abbia raggiunto lo scopo propostosi.

Non abbiamo potuto dare che un rapido sguardo alle materie condensate in questo primo volume del Prontuario, ma ci siamo convinti che esso tornerà utilissimo, tanto al professionista, quanto allo studioso.

Il libro può dunque dirsi un buon Prontuario da tavolino, più esteso, cioè di quanto possano esserlo gli eccellenti manuali tascabili che possediamo. Segnaliamo in special modo al lettore le seguenti parti: *Mechanica dei gas e dei vapori*; *Calore*; *Resistenza dei materiali*; *Statica delle costruzioni*; *Organi delle macchine*; *Macchine da sollevare pesi*; *Pompe*; *Ventilatori*; *Compressori*; *Caldaje a vapore*; che sono svolte con una ricchezza di dati, di formole, e di disegni quale non si potrebbe desiderare maggiore, in una pubblicazione di tal genere.

Con questo volume, che nella seconda sua edizione seguì a pochi mesi di distanza la pubblicazione del volume secondo, l'opera è completa, e noi siamo quindi persuasi che essa acquisterà prestamente fra i Prontuari da tavolino, il posto che si merita.

G. S.

