

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 od Editori

COSTRUZIONI CIVILI

LA LINEA FETESTI-CERNAVODA ED IL PONTE SUL DANUBIO A CERNAVODA (1)

(Veggasi la Tav. VII)

Nel settembre prossimo venturo si aprirà all'esercizio in Rumenia la linea Fetesti-Cernavoda della sola lunghezza di 27 km., ma di importanza straordinaria per l'unione diretta che stabilisce fra Bucarest ed il porto di Costanza, per la vitalità che promette arrecare alle finora abbandonate ma pur fertili campagne della Dobrovia e per le grandiose opere d'arte che la compongono, fra le altre il ponte sul Danubio di cui specialmente intendiamo parlare.

Questa linea parte dalla stazione di Fetesti internandosi subito in una trincea di 4028 m. di lunghezza, di una profondità massima di 12 m., da cui furono asportati 395.000 m. c. di terra. Scorre quindi su di un rilevato di 700 m. di lunghezza e di altezza massima di 16 m. che conduce al ponte sulla Borcea. La Borcea non è che il braccio sinistro del Danubio che sopra Calarasi si è diviso in due rami, non riunendosi più che fra Hirsova e Gura-Ialomizeii, rinchiusi fra di loro un bassopiano paludoso, che all'altezza di Cernavoda ha una larghezza di 13 Km.

Il ponte sulla Borcea ha una lunghezza di 420 m., ed è diviso in 3 aperture eguali di 140 m. ciascuna. L'altezza libera nelle piene è di 12 m., le pile sono in muratura con malta di cemento e fondate a 28 m. sotto le magre. La soprastruttura metallica è formata di una travata a mensola, avente una parte centrale di 140 m. e due mensole laterali di 50 m., e di due travi semiparaboliche di 90 m. di lunghezza, come indica lo schizzo schematico, fig. 47. Le di-

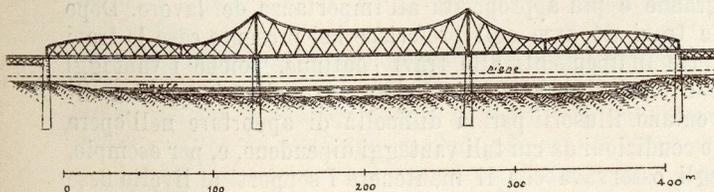


Fig. 47.

mensioni e la forma della soprastruttura, come pure la qualità del metallo sono identiche a quelle del ponte sul Danubio.

Sulla sinistra verso il rilevato di cui abbiamo parlato evvi per le inondazioni della Borcea un viadotto di 3 aperture di 50 m. ciascuna; sulla destra del ponte il raccordo col rilevato del bassopiano è fatto ancora per un viadotto

(1) Questi appunti furono tolti in gran parte dai Bollettini della Società Politecnica di Bucarest, gentilmente favoriti dall'ing. A. Saligny, presidente di detta Società, autore del progetto del ponte sul Danubio.

di 8 luci pure di 50 m. Si ha così un'apertura totale di 970 m. sufficiente a dar sfogo alle acque di piena della Borcea, la cui portata massima si calcola a 6000 m. c. al secondo. La soprastruttura metallica dei viadotti è di travi indipendenti a correnti paralleli. Il piano stradale è superiore. L'altezza delle travi è di 6 metri, la larghezza dei viadotti di 4 m.

Le sponde della Borcea e del Danubio verso il bassopiano hanno un'altezza da m. 5,50 a 6; ma l'isola che la linea deve attraversare non ha che un'altezza media di 2 m. sul livello delle magre del Danubio. In tempo di piena le acque alzandosi di circa 7 m., tutta l'isola rimane inondata da una massa d'acqua che vi scorre lentamente. La linea quindi fu mantenuta sollevata sul bassopiano dopo il viadotto destro della Borcea, per mezzo di un terrapieno dell'altezza media sul terreno naturale di 6 m., lungo 6082 m., di cui ambe le scarpate sono difese dalle acque da pareti in muratura di pietra con calce idraulica, di 33 cm. di spessore, alte 1 m. oltre le massime piene e prolungate da 1 m. a m. 1,50 sotto il terreno naturale. Poi, per smaltire i 6000 m. c. d'acqua al secondo che nelle inondazioni passano sul bassopiano, si ha un ponte per le acque d'inondazione largo 5 m., di 1455 m. di lunghezza, composto di 34 travate di m. 42,80 ciascuna. L'altezza libera di questo viadotto in caso di massime piene è di m. 2,80. La soprastruttura metallica è composta di travi Schwedler alte m. 5,60, a piano stradale inferiore.

Segue poi un secondo rilevato di 4133 metri di lunghezza e 24 m. di altezza massima, difeso dalle acque colle stesse precauzioni del precedente, e si giunge con questo ad un secondo viadotto, che si raccorda poi col ponte sul Danubio.

In caso di massima piena il Danubio ha una portata di circa 14.000 m. c. al secondo, di cui la parte esuberante, in volume di circa 1.200 m. c., essendo la sua riva destra di molto elevata, si riversa sulla sinistra dalla parte del bassopiano, sotto il viadotto cui abbiamo accennato. Questo ha poi anche lo scopo di evitare un rilevato troppo alto e di prevenire gli spostamenti verso sinistra del fiume che da qualche tempo si vanno accennando. Esso ha la larghezza di 5 m., la lunghezza di m. 912,75, diviso in 15 aperture di m. 60,85 ciascuna. Le sue travate sono a correnti parallele e il piano stradale è superiore. Le fondazioni delle pile di questo e degli altri viadotti sul bassopiano sono fatte a palafitte. Il materiale di soprastruttura è acciaio molle.

Il viadotto di cui abbiamo ora parlato si raccorda col gran ponte sul Danubio che descriveremo più particolarmente in seguito. All'uscita del ponte parecchie trincee e rilevati conducono la linea a raccordarsi colla Cernavoda-Costanza a 7 Km. al di là di Cernavoda.

L'intera linea Fetesti-Cernavoda ha pendenze massime dell'1 per 100 e le sue curve più piccole hanno il raggio di 750 m. Dal ponte sulla Borcea a quello sul Danubio si ha un solo rettilineo. Quantunque per considerazioni diverse non si sia potuto fare la linea con doppio binario, si

previdero nondimeno sul bassopiano due fermate di incrociamiento, affine di poter permettere una grande circolazione di treni. Al punto di incontro della nuova linea colla Cernavoda-Costanza si stabilì ancora una stazione, che per decreto reale ricevette il nome di Stazione *Saligny*.

*

Del ponte sul Danubio, di cui veniamo ora di proposito a parlare, parmi interessante, prima che di dare un cenno descrittivo, narrare lo sviluppo storico e far notare gli studi ed i dibattiti che alla sua compilazione definitiva concorsero.

Già dal 1880, per incarico del Ministero dei Lavori Pubblici, l'Ispettore Generale ing. Iorceanu aveva studiato le comunicazioni di Bucarest e Faurei con Cernavoda, ed era già stato deciso fin d'allora di cominciare a costruire la Faurei-Fetesti e di fare poi contemporaneamente alla Fetesti-Cernavoda il ponte sul Danubio.

Nel 1882 esciva il programma di concorso per i due ponti sul Danubio e sulla Borcea, accompagnato da un piano idrografico del Danubio rilevato dall'ing. Hartley e da un tracciato stabilito fra Fetesti e Cernavoda dall'Ispettore Generale ing. Iorceanu e riveduto dall'Ispettore Generale ing. Frunza.

Il programma era in riassunto il seguente:

Si domandavano i progetti dei ponti sul Danubio e sulla Borcea.

Per la collocazione dei ponti i costruttori erano liberi di proporre il tracciato che credevano preferibile, non essendo obbligatorio quello dato.

La lunghezza approssimativa del ponte sul Danubio era di 800 metri, quello sul Borcea doveva esser lungo circa 260 metri.

I ponti potevano essere o con travi fisse situate all'altezza di 30 m. sulle acque massime per permettere il passaggio sotto il ponte delle navi di maggior alberatura, o ponti girevoli con un'altezza libera di 11 m.

Per la costruzione della soprastruttura si ammetteva ogni genere di travi all'infuori delle travi sospese, ed il metallo poteva essere ferro od acciaio.

Le aperture del ponte dovevano essere tali da permettere un massimo sfogo alle acque, rappresentando nello stesso tempo un minimo di spese.

La profondità delle fondazioni non era prescritta. Il costruttore era obbligato a determinarla da sé, e doveva giustificare con sondaggi fatti sul luogo la bontà del terreno di fondazione.

Essendo queste le disposizioni principali del programma, si vedeva che era lasciata ai costruttori la più grande libertà affinché essi potessero utilizzare la esperienza loro personale e preparare un progetto che convenisse perfettamente secondo le loro vedute. E da questo stesso programma derivava il vantaggio al Governo Rumeno di poter esaminare e confrontare le diverse soluzioni che si sarebbero proposte per un lavoro tanto importante.

Al termine fissato (1° settembre 1883) otto case avevano presentato i loro progetti:

1. La Società Batignolles (Gouin et Comp.) di Parigi;
2. Klein, Schmoll e Gärtner di Vienna, associati con Gutehoffnungshütte di Oberhausen;
3. Holzmann e Comp. di Francoforte sul Meno, associati colle officine Dortmund e colla fabbrica di macchine Esslingen;
4. La Compagnia Fives-Lille di Parigi;
5. Röthlisberger e Simons di Berna;
6. G. Eiffel di Parigi;
7. Lo Stabilimento Cail di Parigi;
8. La Società anonima Braine-le-Comte del Belgio.

Com'era da prevedersi, i progetti presentati manifestavano fra di loro grandi differenze. La principale risultava dalla disposizione della soprastruttura, e in special modo dal sistema di travi. Sotto questo aspetto i progetti si dividevano in tre gruppi:

1. I progetti Batignolles e Klein, che adottavano travi semiparaboliche indipendenti;

2. I progetti Fives-Lille, Eiffel, Braine-le-Comte, che adottavano travi continue rette del sistema Neville (quadruplo e ottuplo);

3. I progetti Holzmann, Cail e Röthlisberger, che erano preparati per travi ad arco (con 3, con 2, o con nessuna articolazione).

Anche la grandezza ed il numero delle aperture presentavano variazioni notevoli, e dal progetto Eiffel, che aveva 7 aperture di 100 m. ciascuna, si veniva fino al progetto Röthlisberger con 3 aperture di m. 206,70. La profondità delle fondazioni sotto il livello delle acque basse variava pure dal progetto Cail con m. 15,70, al progetto Braine-le-Comte con m. 25,50. Le pile da alcuni (Batignolles, Braine-le-Comte) erano progettate completamente in muratura; da altri erano miste di muratura e di metallo. Come materiale di soprastruttura alcune Case suggerivano il ferro, altre (Batignolles, Eiffel, Cail) l'acciaio.

La Commissione incaricata di esaminare i progetti, composta dei signori Collignon, professore della Scuola di Ponti e Strade di Parigi, E. Winkler, professore della Scuola di Ponti e Strade di Berlino, dei signori ingegneri Frunza, Iorceanu ed Olanescu, Ispettori generali, cominciava i lavori coll'esame separato dei progetti da parte di ciascun membro. Le discussioni in merito ai progetti succedettero solo quando il giurì ebbe preso conoscenza delle opinioni dei diversi suoi componenti.

Ci limitiamo a dare per sommi capi il parere emesso dopo lo studio dei progetti, dal prof. Winkler.

In primo luogo per la fondazione egli dichiara di credere sufficiente una profondità di 25 m. sotto le acque basse, quando lo scavamento venisse difeso; sostiene la necessità dei rompighiacci, e quanto alla soprastruttura egli si manifesta in prima linea partigiano delle travi ad arco con articolazioni, perchè, quantunque meno proficue finanziariamente delle travi rette, hanno su queste il vantaggio di permettere delle aperture maggiori e di presentare dal punto di vista estetico un'imponenza più grande e più appropriata all'importanza del lavoro. Dopo le travi ad arco egli preferisce nel presente caso le travi rette indipendenti alle travi continue, poichè i vantaggi che teoricamente queste hanno su quelle, in pratica diventano illusorii per la difficoltà di apportare nell'opera le condizioni da cui tali vantaggi dipendono, e, per esempio, egli osservava che il mantenere i sopporti al livello fisso sarebbe stato difficilissimo, qualora il terreno di fondazione si fosse presentato, anche per poco, cedevole. Quanto alle aperture, il Winkler riteneva che alcuni progetti fossero stati preparati con aperture troppo piccole in rapporto alla profondità delle fondazioni, ed opinava che, per una lunghezza totale del ponte di 800 m. e profondità di fondazione di 25 m. sotto il livello delle acque basse, le aperture più convenienti per travi indipendenti fossero di 165 m., per travi ad arco di m. 200. Vedendo poi grande discrepanza nelle opinioni dei concorrenti sulla superficie offerta all'azione del vento, il Winkler raccomandava le disposizioni applicate in Inghilterra.

Per il materiale di soprastruttura egli non dava giudizio definitivo, ma mostrava di preferire il ferro in vista dell'incertezza che si riscontrava allora nella struttura del-

l'acciaio, in seguito alla manipolazione necessaria alla confezione dei singoli pezzi.

Queste erano in massima le opinioni del prof. Winkler.

Terminata la comunicazione, di cui si è parlato, il giurì, entrando nella discussione di tutte le questioni decisive per l'approvazione o la ripulsione dei progetti, veniva alle conclusioni seguenti:

1. Come sistema di ponte fosse a preferirsi un ponte alto a travi fisse, considerando che i ponti girevoli sono una fonte perenne di accidenti per la circolazione dei treni, che sono di grave incaglio alla navigazione e che il funzionamento di un pezzo mobile richiede un mantenimento costoso;

2. Quanto al sistema di travi la Commissione raccomandava l'adozione di travi rette indipendenti, specialmente pel motivo che le travi ad arco diminuiscono la larghezza utile per la navigazione fluviale;

3. La profondità delle fondazioni si fissava a 31 m. sotto le acque basse, perchè da sondaggi fatti risultava che solo a quella profondità si riscontrava buon terreno di fondazione (roccia).

Considerando che dei progetti presentati al concorso neppur uno rispondeva completamente a queste condizioni, il giurì decideva di non approvarne alcuno per la esecuzione. Nello stesso tempo esso formulava le disposizioni principali che credeva bene raccomandare in vista di un secondo concorso:

a) Per la posizione del ponte si adottasse il tracciato proposto dalla casa Battignolles;

b) Il ponte si costruisse con travi fisse situate a 30 m. sopra le acque massime e se ne progettasse il piano stradale a doppio binario;

c) Le fondazioni scendessero a 30 m. sotto le acque minime;

d) Le pile si eseguissero completamente in muratura e fossero munite di rompighiacci;

e) La pressione sul terreno di fondazione non fosse maggiore di 10 Kg. per cm.²;

f) Le aperture più piccole fossero di m. 165;

g) Le travi fossero indipendenti;

h) Come materiale di soprastruttura si adoperasse di preferenza il ferro;

i) La pressione del vento ammessa nei calcoli fosse di 180 Kg. per m. q. quando il ponte è carico e di 270 Kg. al m. q. se il ponte è libero. Come superficie azionata dal vento si ammettesse l'1,50 della superficie reale visibile di una trave.

Questo fu il risultato del concorso del 1883, primo concorso che non potè riescire definitivo per la costruzione del ponte, ma che molte cose ebbe insegnato, di cui si potè trarre profitto. In vista del risultato di esso il Ministero dei Lavori pubblici istituì una nuova Commissione, composta dei signori ing. Iorceanu, C. Duca, C. C. Popescu, C. Mironescu e A. Saligny, coll'incarico di preparare nel senso delle disposizioni raccomandate dal giurì del 1883 un nuovo programma-capitolato d'oneri che indirizzasse alla definitiva formazione dei progetti.

Il programma così compilato prescriveva categoricamente ed in dettaglio tutte le disposizioni da osservarsi per la composizione dei progetti definitivi, e prevedeva le condizioni da soddisfare per l'eventuale esecuzione dei lavori. Riguardo a detto programma è da osservare che la Commissione derogò, coll'approvazione del Ministero, da alcune delle disposizioni raccomandate dal giurì del 1883. In tal modo essa prevedeva che il ponte fosse progettato a semplice binario, che l'altezza libera del ponte sulla Borcea fosse di 11 m. invece che di 30 m., e permetteva anche

una variazione di 3 metri in più o in meno per l'altezza di fondazione prevista di 30 m., domandando poi l'applicazione rigorosa delle disposizioni inglesi, tanto riguardo alla superficie azionata dal vento, quanto riguardo all'intensità della pressione del vento medesimo.

Tale programma fu messo a conoscenza nel 1886 di molte Case straniere stimate capaci di eseguire lavori della natura di quelli previsti, coll'invito a concorrere alla presentazione di progetti e di offerte per la loro esecuzione. Cinque sole Case risposero all'appello e furono: la Compagnia Braine-le-Comte, la Fives-Lille, la Cail, la Gouin e la Joret; e dei progetti da esse proposti nessuno corrispondeva alle condizioni del programma o per modificazioni essenziali apportate o per deficienza di offerte complete. Ed in vista di ciò la Commissione esaminatrice fu costretta ancora a respingerli tutti e a raccomandare al Ministero di non aggiudicare i lavori ad alcuna delle Case concorrenti.

Quantunque questa seconda prova non avesse dato il risultato che si sperava, se ne ebbero peraltro grandi vantaggi.

Si vide in prima che l'applicazione completa delle disposizioni inglesi per la pressione del vento conduceva a risultati esorbitanti ed inaspettati, fino a dare un peso di 5 tonn. per m. l. In secondo luogo le offerte suscitavano gravi discussioni tecniche e finanziarie, come per esempio sull'ammissione dell'acciaio come materiale di soprastruttura e sulla profondità della fondazione delle pile. Le suddette importanti discussioni consigliarono il Ministero dei Lavori pubblici a domandare sulle questioni ventilate il parere dei Consigli Tecnici dei Ministeri dei Lavori pubblici di Francia, di Austria, di Germania e del professore dott. E. Winkler.

Ma il grande ritardo che si frapponeva alla costruzione del lavoro e l'insuccesso avuto consecutivamente in due concorsi internazionali suggerivano frattanto al Ministero di accingersi esso stesso alla formazione del progetto, incaricandone un servizio speciale appositamente creato. A capo di questo servizio fu nominato l'ing. A. Saligny, professore di ponti alla Scuola Politecnica di Bucarest.

Così ebbe origine lo studio del progetto, che fu poi il definitivo del ponte. Benchè alla sua compilazione la serie delle verità tecniche apprese nelle lotte che lo precedettero abbia servito di indirizzo, tuttavia e per la sua forma e per alcune sue interessantissime particolarità egli si scosta completamente da quanti furono prima di esso ideati.

*

Il ponte che si sta ultimando sul Danubio ha una lunghezza di 750 m., e presenta 5 aperture di cui una centrale di 190 m. e due per parte laterali di 140 m. ciascuna, come apparisce dalla Tav. VII. L'altezza libera del ponte sulle acque medie è di m. 37. Le pile sono di muratura con malta di cemento e di calce idraulica. Le fondazioni fatte con aria compressa furono stabilite alla profondità di 27 m. sotto le acque basse.

La soprastruttura è composta di due travi a mensola di 240 m. di lunghezza, aventi ciascuna una parte centrale di 140 m. e due mensole di 50 m.; e di 3 travi semiparaboliche ciascuna di 90 m. di lunghezza.

L'altezza delle travi a mensola, una delle quali è rappresentata in prospettiva nella fig. 6 della Tav. VII, è di:

- m. 32 ai montanti in corrispondenza delle pile;
- m. 17 al mezzo della travata;
- m. 9 all'estremità delle mensole.

Le travi semiparaboliche hanno l'altezza di:

- m. 13 nel mezzo della travata;
- m. 9 all'estremità.

Il corrente inferiore delle travate è orizzontale. Al livello di esso abbiamo il piano stradale.

Le specialità di questo ponte sono le seguenti:

1. Il fatto dell'appoggio delle travi semiparaboliche su certi punti non sostenuti da pile, o in altre parole le estremità delle mensole delle travi principali che servono d'appoggio alle travi semiparaboliche;

2. La lunghezza delle travi ossia la grande distanza fra i veri punti d'appoggio (pile);

3. Le dimensioni colossali delle pile ossia la lunghezza, la larghezza e specialmente la loro altezza di m. 62,88;

4. L'altezza delle travi principali che nei punti d'appoggio si elevano di 32 m. sui cuscinetti della parte superiore della pila;

5. La profondità delle fondazioni che è sotto le acque basse di m. 27;

6. La quantità colossale di muratura e metallo qui riunite, esagerate anche per far sì che l'intera massa resista alle spinte enormi che il ponte riceverà da parte dei grossi massi di ghiaccio portati dalla corrente nel disgelo e dalla violenza dei venti;

7. La circostanza che il metallo che si adopera nella soprastruttura è acciaio in luogo di ferro come anticamente si era quasi sempre usato;

8. La cura che si pose nella scelta, nella foggatura e nella messa in opera di tutti i materiali.

Prima di descrivere più minutamente i dettagli del ponte, fermiamoci ad esaminarne la particolarità più saliente che è quella delle travate a mensola.

L'introduzione di queste travate, per quanto non nuova nella storia dei ponti, dimostra pur nondimeno una grande sicurezza tecnica ed una perizia non comune. Poichè, quantunque sia dimostrata la perfetta loro staticità e la loro completa convenienza finanziaria, l'applicarle al caso in questione sarebbe parso a molti un passo troppo arduo.

Le travi a mensola erano ancora quasi sconosciute nel 1883.

A vero dire se noi ci addentrassimo nell'oscurità della storia, si potrebbero già considerare come prodromi delle travate a mensola le architravi dei tempi egiziani o dell'India od i ponti di vimini selvatici che da tempo immemorabile si costruiscono nelle regioni del Canada. Ma il nome di primo vero ponte conosciuto con trave a mensola noi lo potremmo dare solamente ad un ponte che risale a circa 200 anni fa, scoperto il 1873 a Wandipore nel Tibet dal tenente inglese Davis.

Fu l'ingegnere inglese Edwin Clark che nel 1850 pubblicò i primi studi su questi ponti, dimostrando che le travi continue non erano che travi a mensola che cominciavano ai punti di flessione e terminavano ai punti di appoggio. Nulla di più naturale quindi che di tagliare le travi continue nei loro punti di flessione arrecando tale operazione immensi vantaggi. Da quell'anno progredirono gli studi, e nel 1855 l'ing. Barton, pure inglese, affermava che per ponti a grandi aperture è importantissimo che il peso delle travi si diminuisca il massimo possibile verso la metà dell'apertura e dimostrava che ciò poteva ottenersi trasportando verso di essa i punti di flessione. Gli studi continuarono lentamente e l'ing. Latham nel 1858, il professore Ritter nel 1862, l'ing. Baker nel 1867 facevano fare alla causa passi sicuri.

Le caratteristiche delle travi a mensola sono:

1. Di formare una continuità di travi che si comportano come travi indipendenti;

2. Di permettere di trasportare a volontà i punti di appoggio delle travi secondarie.

I loro vantaggi sono:

1. Che per ponti di più di 60 m. di luce la quantità di materiale è per questo genere di travi minore che in ogni altro sistema di travi rettilinee. E tale considerazione acquista sempre maggior valore, quanto maggior importanza ha il ponte;

2. Che le masse vengono concentrate in prossimità delle pile. Il qual fatto diminuisce gli sforzi che devono calcolarsi pel peso morto e specialmente per la pressione del vento;

3. Che potendosi permutare i punti d'appoggio sospesi si possono ridurre ad un minimo i momenti fra questi punti.

Malgrado questi principali ed altri secondari vantaggi chiaramente evidenti, l'applicazione delle travi a mensola andò lentamente estendendosi, massime per ponti di grandi aperture, sembrando esse troppo arduose. E, per quanti progetti si fossero su tale sistema preparati prima del 1880, si può dire che nessun ponte con trave a mensola si fosse costruito che avesse un'importanza ragguardevole.

Fu a quest'epoca che il famoso ponte sul Firth of Forth in Inghilterra, progettato dagli ing. I. Fowler e B. Baker, scosse le titubanze e le paure (1).

Prima del 1887 erano già costruiti 16 ponti con travi a mensola e molti altri, quantunque ineseguiti, erano stati progettati.

Il ponte sul Danubio, all'epoca in cui fu ideato, veniva a prendere per le sue dimensioni e particolarità il secondo posto fra i ponti di questa specie.

Toccata così la circostanza dell'appoggio sulle mensole, entriamo a studiare più davvicino altri particolari del ponte.

Nelle travi secondarie i correnti superiori sono curvati a forma di parabola, nelle travi principali essi ricordano la forma di una semiellisse. Il contorno dei correnti superiori fu determinato in vista di un minimo di materiale, ossia tale che le altezze nei diversi punti siano all'incirca proporzionali ai momenti flettenti. Le travi semiparaboliche furono calcolate come travi appoggiate agli estremi. Il loro appoggio sulle mensole è fatto con carrelli di dilatazione.

Le travi sono a traliccio triangolare doppio, a maglie variabili allo scopo di ottenere per quanto si può il parallelismo delle diagonali necessario dal punto di vista estetico. Tali diagonali sono inclinate ad un piano verticale a seconda della loro diversa altezza da 13° a 36°. Le travi a mensola hanno tre barre soprannumero, quelle semiparaboliche una sola. Alla base e superiormente in corrispondenza di ciascun nodo si hanno delle travi trasversali che hanno anche lo scopo di contraventi. In una sezione trasversale le travate sono inclinate alla verticale colla pendenza di 1 a 10, il che dà maggior consistenza alla soprastruttura e diminuisce il volume dei contraventi. Questi sono disposti nei piani delle diagonali e cominciano all'altezza di metri 5,70 oltre il piano stradale appena passata la sagoma di libero transito.

Orizzontalmente la piattaforma del piano stradale è formata da lamine di metallo riunite fra di loro, che in una

(1) Questo ponte è ampiamente descritto ed illustrato nei fascicoli di giugno e luglio 1890 dell'*Ingegneria Civile*.

sezione longitudinale del ponte presentano aspetto di lamiera ondulata con incanalature a spigoli vivi. In queste incanalature coll'intermediario di uno strato di calcestruzzo di 5 cm. di grossezza posano le traversine di quercia di 15 cm. per 24 cm., che portano le rotaie come in linea corrente. Ai due lati della linea un parapetto. La distanza fra i parapetti è di 5 m.

Il ponte come si è detto è preparato per un solo binario. Tuttavia per garantirlo dal rovesciamento la larghezza di base delle travate a mensola si tenne di 9 m., quella delle travate semiparaboliche fu stabilita a 6 m. Il raccordo in pianta si fa nella lunghezza delle mensole.

Le forze esterne di cui si dovette tener conto per il calcolo della parte metallica sono: 1° peso proprio; 2° sopraccarico; 3° pressione del vento.

Quanto alla prima di queste forze, non potendosi ammettere neppure approssimativamente un peso uniforme, fu calcolato preventivamente quale potesse essere lo sforzo prodotto dal peso proprio in ciascuno dei nodi inferiori e superiori. Tale sforzo varia da 2,000 a 26,000 tonn. nei nodi superiori e da 2,000 a 41,000 tonn. nei nodi inferiori.

Il sopraccarico fu ritenuto di 3,500 Kg. per metro corrente uniformemente ripartito. Esso risulta dal massimo momento prodotto da un treno merci moventesi sul ponte avente tre macchine di 4ª categoria di cui 2 testa a testa.

La pressione del vento produce sulle barre delle forze dirette ed indirette. Senza fermarci qui a discutere tutte le forze orizzontali e verticali che il vento sviluppa in ogni trave di un ponte e le difficoltà che si incontrano per determinare la superficie azionata dal vento, ci basterà, per giustificare l'importanza che diamo a questo coefficiente, il constatare che nei ponti di grandi aperture come il presente l'influenza del vento oltrepassa l'influenza del peso morto nel calcolo degli sforzi. Eppure il valore di questo coefficiente così ragguardevole non si è ancor riuscito a trovare in modo indiscusso, e le ipotesi su cui i diversi calcoli si basano sono pure oggidi controverse se non contrarie.

Gli autori del progetto del ponte sul Danubio a Cernavoda, quantunque non soddisfatti dei modi con cui tale pressione era stata calcolata fino allora, pure non osarono introdurre modificazioni o miglioramenti nelle formole, aspettando che l'iniziativa partisse da altri paesi più dediti all'ingegneria pratica. Essi ritennero la pressione di 180 Kg. al m. q. per il ponte carico e di 270 Kg. al m. q. per il ponte libero. Come superficie azionata dal vento, fu ammessa una superficie doppia di ciascuna trave visibile ed esposta direttamente al vento. Si derogò in questa ipotesi dalla prescrizione delle condizioni di contratto date dalla Commissione promotrice del 2° concorso che comandavano di attenersi alle regole inglesi, ma ciò in vista che un serio ragionamento faceva concludere che le regole inglesi che vogliono si tenga in tutti i casi una pressione di 270 Kg. per m.q. apparivano assolutamente esagerate.

La massa di acciaio risultante dai calcoli sopraccennati venne ad avere un peso di circa 5000 tonn.

Un grave problema era di montare tutta questa massa di metallo con una minima spesa, richiedendo i diversi sistemi di montaggio conosciuti enormi impianti che ad opera compiuta devono poi andare distrutti. Anche qui fu brillantemente ed economicamente risolto il problema, non essendosi fatte le armature per le travi a mensola che fino all'altezza di pochi metri oltre le massime piene, ed essendosi montate completamente dette travi sulle armature e sulle pile sollevate a tale altezza. Poi, tolte le armature, tutta la travata fu sollevata per mezzo di pompe idrauliche, agenti su tubi lasciati nell'interno delle pile, mentre man-

mano avanzavano i lavori della costruzione della pila. E questo metodo di montaggio diede ottimi risultati colle travi a mensola, mentre con altre travi comuni non sarebbe stato attuabile. Sollevate le travi a mensola all'altezza preveduta, si montarono con armature le travi semiparaboliche. In tal modo anche la navigazione del Danubio non fu mai interrotta.

Le 5000 tonn. di massa metallica a cui abbiamo accennato ci danno modo di far notare che fu specialmente per ottenere un minimo di peso nel materiale di soprastruttura che si prescelse l'acciaio al ferro. Tale adozione stabilita nel 1887 fu invero coraggiosa, se si considera che solo da pochissimo tempo l'acciaio si è imposto per le costruzioni metalliche e che persino nel 1883 e nel 1886 le Commissioni esaminatrici dei progetti, costituite da uomini competentissimi, erano venute ad una conclusione assolutamente sfavorevole all'impiego dell'acciaio. Come mai nel 1887 il nuovo servizio allora creato della linea Fetesti-Cernavoda osava impugnare verdetti così imperiosi di sommità eminenti?

Lo persuadevano a ciò uno studio scrupoloso e rigoroso della questione. Le esperienze famose fatte a Duisburg in Germania, quelle che avevano arrestato di un passo il progresso dell'acciaio per la cattiva prova fattavi da esso, non vennero considerate dagli autori del ponte che come uno spauracchio. Si volle andare a fondo della questione; si esaminò la costruzione dell'acciaio usato in quelle tristi esperienze.

Si accusava l'acciaio di mancanza di omogeneità e di capricciosità e si temette che quest'ultima fosse dovuta al fatto che all'acciaio si dimandava di tutte le sue qualità specialmente la resistenza, usandosi in generale acciaio duro con resistenza di 60 Kg. per mm. q. Ma, quando entrò nella pratica l'acciaio molle Siemens-Martin da cui non si chiedeva che una resistenza da 40 a 50 chilogrammi per mm. q. e i medesimi fenomeni si ripeterono, una meraviglia si impadronì dei costruttori e parve un enigma indecifrabile la causa delle rotture che si manifestavano nel metallo. Gli studi che ne seguirono furono seri ed universali.

Fu merito dei costruttori del ponte sul Firth of Forth di aver trovato una spiegazione a questo fenomeno. Si vide allora che il trattamento dell'acciaio doveva essere fatto con precauzioni delicate. Così pure si osservò che la temperatura era un contribuente alla manifestazione di rotture spontanee, e che, per esempio, se lavorato a 350°, il materiale soffre moltissimo.

Tali esplicazioni o non erano conosciute o non furono apprezzate nell'acciaio sottoposto alle ricerche di Duisburg e l'acciaio a torto allora fu condannato. Aggiungiamo ancora che un gran fattore del discredito in cui nel 1883 era tenuto l'acciaio era dovuto alla qualità punto omogenea dell'acciaio Bessemer. L'acciaio Siemens, senza dubbio di perfetta omogeneità e per il maggior tempo di fabbricazione e per il suo modo di formazione, non solo si impose in breve e vinse la lotta con gli altri acciai, ma fece prevedere già agli autori del ponte sul Danubio la prossima vittoria che avrebbe ottenuto sul ferro stesso. E parve anche ad essi, che il difetto attribuito all'acciaio di non resistere a temperature eccessivamente fredde non avesse quel valore che gli si voleva dare dai suoi avversari, sul fatto specialmente che lo stesso Congresso internazionale di Ural (Russia) aveva concluso che l'acciaio poteva essere usato in paesi di climi freddissimi, purchè fabbricato con cure speciali.

Per il progetto presente si ammisero per l'acciaio Siemens-Martin i seguenti valori:

Resistenza	45 Kg. per mm. q.
Limite di elasticità	25 » »
Lavoro	da 9 a 11 » »
Allungamento	20 per 010.

Anche quanto al prezzo, l'acciaio, già nell'anno 1887, poteva far concorrenza al ferro. E gli stessi professori Schwedler e Winkler, che nel 1883 avevano sostenuto come materiale di soprastruttura il ferro, nel 1887 consigliavano l'acciaio. E il Congresso internazionale di Ingegneri, tenuto a Milano nel 1887, ad unanimità dichiarava che nei ponti di grande apertura doveva usarsi l'acciaio.

Crede così di aver esaurito quanto poteva dirsi a proposito del materiale di soprastruttura del ponte. Un'altra parte importantissima sarebbe riservata all'infrastruttura, specialmente pel costo delle pile e per le loro enormi dimensioni.

Il numero delle pile che fu poi di 4 fu determinato in rapporto alla staticità del ponte e in rapporto alla minima spesa occorrente. Invece di 30 m. sotto le acque basse consigliata dal Giurì del 1883, si tenne per le fondazioni solo una profondità di m. 27, perchè parve che quelle stesse considerazioni che consigliavano a quel Giurì di ordinare la profondità di 30 m., potessero applicarsi anche a quella di 27 m., essendo la sabbia che copre la roccia a questa profondità sufficientemente resistente. Inoltre la profondità di 30 m. sotto le acque ordinarie è il limite estremo a cui si possano stabilire fondazioni pneumatiche senza gravi inconvenienti.

L'altezza libera fu determinata con considerazioni relative alla navigazione fluviale, ma fu tenuta di 37 m. sulle acque ordinarie, quantunque alcune navi che circolano sul Danubio abbiano altezza maggiore; anche perchè parve che non si dovesse aumentare di tanto la spesa del ponte per pochi vascelli di dimensioni straordinarie, i quali del resto vanno man mano scomparendo.

Le pile potevano essere costrutte o tutte in muratura, o parte in muratura e parte in metallo. Tale ultima soluzione si respinse. Poichè, in primo luogo, a causa delle masse di ghiaccio che nel tempo del disgelo sono portate dal Danubio, la parte in muratura delle pile avrebbe per lo meno dovuto elevarsi a 10 m. oltre il livello delle acque ordinarie. In secondo luogo la legatura fra il metallo e la muratura non presentava agli occhi degli autori del progetto quella garanzia di solidità e di durabilità che essi ricercavano.

La pressione sul fondo fu tenuta di 10 Kg. per cm. q., il che non implica che un aumento di Kg. 5,5 dal peso che il fondo a quella profondità sopportava già prima della costruzione a causa della colonna di sabbia di m. 21 di altezza che la comprimeva. Per la muratura la massima pressione ammessa fu di 12 Kg. per cm. q.

La base di ogni pila copre 300 m. q.

I particolari delle pile sono rappresentati dalle figure 48-53 nel testo a pag. 101.

Fra la parte delle pile immersa nel terreno e quella emergente dalle massime piene, da 1 m. sotto le acque basse a 3 m. sopra le straordinarie, abbiamo nella parte a monte i rompighiacci a forma di rostri di nave, destinati a ricevere in gran parte l'urto degli enormi blocchi di ghiaccio trasportati dal Danubio al principiar della primavera. L'intero massiccio di una pila pesa circa 23.300 tonnellate e può resistere a qualunque urto per quanto potente. La forma dei rompighiacci è designata nella Tav. VII, fig. 5.

Interessantissimo sarebbe qui ancora studiare le forze che dai calcoli risultarono esercitarsi su diverse sezioni

delle pile; interessantissimo lo studio dei cassoni che servirono per la fondazione ad aria compressa e di altri argomenti cui ho potuto appena accennare di volo. Ma ciò porterebbe in lungo assai, onde mi limiterò a dare ancora un cenno sull'appalto dell'opera.

Il progetto preparato dal servizio della linea Fetesti-Cernavoda fu esaminato da una Commissione di Ingegneri appositamente istituita, fu poi redatto nei suoi particolari, accettato dal Ministero dei Lavori Pubblici e dato in appalto pel 15 gennaio 1890. In tal giorno, alla Direzione Generale delle Strade Ferrate Rumene, in presenza del Ministro dei Lavori Pubblici, ebbe luogo l'apertura delle offerte dei concorrenti.

Su nove Case invitate a prender parte all'appalto, due sole non si presentarono: la Filip Holzmann e Compagnia di Francoforte sul Meno e la Guttehoffnungs-hütte di Oberhausen. Il risultato delle offerte fu:

Compagnia Fives-Lille (Parigi)	L. 7,837,278.71
Società Anonima Braine-le-Comte (Belgio)	» 7,958,949.25
Gärtner (Vienna)	» 8,310,953.14
Società Batignolles (Gouin e Compagnia, Parigi)	» 8,441,449.96
G. Eiffel (Parigi)	» 9,017,082.00
Stabilimento Cail (Parigi)	» 11,765,095.46
Danube Bridge-Company (Londra)	» 17,339,126.86

Il Consiglio Amministrativo delle Strade Ferrate Rumene in seduta 30 gennaio, e il Consiglio dei Ministri in seduta 31 gennaio, dopo esame dell'infondata protesta della Casa Braine-le-Comte, aggiudicavano la costruzione del ponte alla Casa Fives-Lille di Parigi, del resto già conosciuta e stimata in Rumenia per avervi eseguiti altri importanti lavori.

I Rumeni vanno superbi ed a ragione di quest'opera colossale che quanto prima ornerà il loro paese, tanto più che il progetto che riuscì definitivo fu studiato dai loro compatriotti, dopochè riuscirono infruttuosi successivamente due concorsi internazionali. Si dolgono solo che l'esecuzione del lavoro si sia dovuta affidare a mani straniere.

G. BARBERIS

Ingegnere delle Ferrovie Rumene.

GEOMETRIA PRATICA

SULLA TRASMISSIONE DELL'AZIMUT AI RILIEVI SOTTERRANEI.

(Continuazione)

12. — Prima di lasciare l'esame dei metodi basati sull'uso di fili a piombo, conviene osservare che la trasmissione dell'azimut può ottenersi anche senza assumere come primo lato della poligonale sotterranea il prolungamento della congiungente dei piombi. L'essenziale è di determinare mediante i piombi l'azimut di una direzione sotterranea, qualunque del resto sia il suo orientamento rispetto alla direzione dei piombi. L'operazione diventa allora più semplice e meno noiosa, risparmiandosi il tempo e la pazienza che si richiedono nei successivi tentativi per mezzo dei quali si giunge a collocare lo strumento sulla direzione della congiungente dei due piombi. Notiamo ancora che in generale i pozzi sogliono avere una sezione di forma allungata; e ad ogni modo lo spazio libero che rimane in essi, per potervi discendere i piombi, trovasi in generale ridotto ad un rettangolo, che è lo scompartimento destinato al servizio dell'estrazione. È sul lato maggiore di questo rettangolo che sono intestate le gallerie dei vari livelli; quindi è, che se la direzione data dai due piombi deve direttamente prolungarsi nella galleria da

rilevare, la distanza fra i medesimi riesce limitata dalla minore delle due dimensioni della sezione libera del pozzo. Rinunciando a quella condizione si può invece approfittare della massima dimensione del pozzo, per dare una maggiore lunghezza alla base di collegamento Δ . Ora, abbiamo visto di quale vantaggio sia l'aumento di Δ sulla precisione dell'operazione.

Siano P_1, P_2 (fig. 54) i due piombi, collocati alla massima distanza consentita dalla sezione libera del pozzo, A un punto qualunque di stazione, dal quale possano comodamente puntarsi i due piombi. Basterà misurare gli elementi del triangolo $A P_1 P_2$ perchè la stazione A ed il primo lato $A B$ della poligonale sotterranea si trovino collegati all'esterno. Siccome la base Δ è già conosciuta, perchè misurata all'esterno, basterebbe misurare i due lati D_1 e D_2 , ovvero uno di questi e l'angolo A , per poter risolvere e calcolare gli angoli P_1, P_2 , coi quali si passerà dall'azimut di Δ a quello di D_1 o D_2 . Misurando tutti e tre gli elementi A, D_1, D_2 , si avrebbe un elemento esuberante utilizzabile per verifica, e per farsi un concetto della bontà del lavoro, ed anche per procedere ad una compensazione degli errori. Potrebbero misurarsi anche

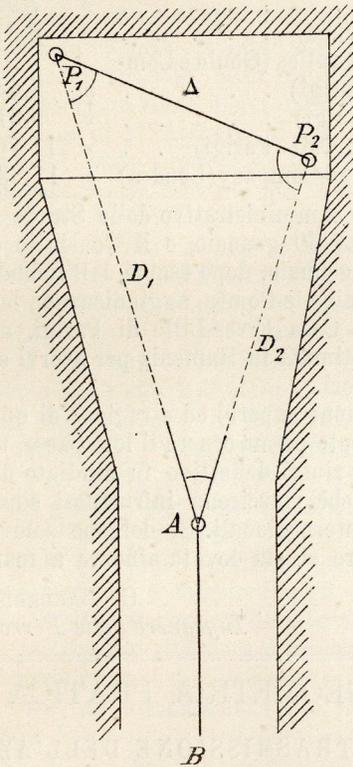


Fig. 54.

gli angoli P_1, P_2 ; ma siccome il far stazione entro la canna di un pozzo è sempre cosa assai malagevole, occupiamoci solo del caso in cui questi angoli vengano dedotti col calcolo.

Le formule da adoperare a questo scopo sono le seguenti:

$$\sin P_1 = \sin A \frac{D_2}{\Delta}, \quad \sin P_2 = \sin A \frac{D_1}{\Delta};$$

e l'equazione di condizione per la verifica o per la compensazione degli errori sarà:

$$P_1 + P_2 + A = 180^\circ.$$

Proponiamoci di esaminare l'influenza degli errori di misura degli elementi A, D_1, D_2 sul valore degli angoli incogniti P_1, P_2 . Chiamiamo ordinatamente con $\alpha, \delta_1, \delta_2, \pi_1, \pi_2$ gli errori medi di tutte queste grandezze, e supponiamo scevro da errore il valore di Δ , che può essere misurato in ottime condizioni e colla massima esattezza presso i punti di sospensione dei due piombi.

Differenziando la formula di P_1 , se ne trae:

$$dP_1 = \frac{\sin A}{\Delta \cos P_1} dD_2 + \frac{D_2 \cos A}{\Delta \cos P_1} dA;$$

passando dai differenziali agli errori medi quadrati, colla nota regola di quadrare tutti i coefficienti, e notando che se α e π_1 sono espressi in minuti secondi bisogna moltiplicarli

per $\sin 1'' = \frac{1}{206265}$, avremo:

$$\pi_1^2 \sin^2 1'' = \frac{\sin^2 A}{\Delta^2 \cos^2 P_1} \delta_2^2 + \frac{D_2^2 \cos^2 A}{\Delta^2 \cos^2 P_1} \alpha^2 \sin^2 1''.$$

Siccome poi:

$$\cos^2 P_1 = 1 - \sin^2 P_1 = 1 - \sin^2 A \frac{D_2^2}{\Delta^2},$$

otteniamo finalmente:

$$\pi_1^2 = \frac{\delta_2^2 \sin^2 A + \alpha^2 \sin^2 1'' D_2^2 \cos^2 A}{\sin^2 1'' (\Delta^2 - D_2^2 \sin^2 A)};$$

ed in modo simile:

$$\pi_2^2 = \frac{\delta_1^2 \sin^2 A + \alpha^2 \sin^2 1'' D_1^2 \cos^2 A}{\sin^2 1'' (\Delta^2 - D_1^2 \sin^2 A)}.$$

Con queste formule, dati gli elementi A, D_1, D_2 del triangolo, e gli errori medi con cui essi furono misurati, si possono calcolare gli errori medi attribuibili agli angoli calcolati P_1, P_2 . In generale questi angoli non soddisferanno esattamente alla condizione di chiusura sopra accennata, e mostreranno una differenza $P_1 + P_2 + A - 180^\circ$, che bisognerà ripartire fra i tre angoli del triangolo. Questa ripartizione dovrà farsi non già in parti uguali, ma in parti inversamente proporzionali ai pesi corrispondenti $\frac{1}{\pi_1^2}, \frac{1}{\pi_2^2}, \frac{1}{\alpha^2}$.

Per fare un esempio pratico, supponiamo $\Delta = 4$ m., $D_2 = 12$ m., $A = 16^\circ$, ed ammettiamo che, realizzandosi buone condizioni di stabilità dei piombi, si possa assumere $\delta_2 = m. 0,001$, $\alpha = 3''$. Ne risulterà $\pi_1 = 30''$ circa; ed ammettendo che questo errore medio possa ridursi a $20''$ per effetto della accennata compensazione, si vede che nel caso ora supposto la precisione dell'operazione sotterranea non sarebbe tanto grande, specialmente nell'ipotesi che abbiamo fatto della immobilità dei piombi. Si è già visto come una approssimazione migliore possa ottenersi col metodo usuale di prolungare direttamente la congiungente dei due piombi, quantunque in questo caso si sia costretti ad adottare una base d'appoggio Δ notevolmente più breve. Gli è che il vantaggio indiscutibile dell'aumento di questa base, rimane eliminato dall'influenza che hanno sul collegamento gli errori di misura degli elementi del triangolo; mentre coll'altro metodo non vi sono misure da eseguire, e la precisione del risultato dipende solo dalla finezza delle puntate ai fili. E notisi che non sempre, cogli strumenti usuali, e malgrado il ripiego delle reiterazioni, potrà raggiungersi nelle misure la precisione supposta assumendo $\delta_2 = m. 0,001$, $\alpha = 3''$. Rimane però, per il collegamento a triangolo, il vantaggio di risparmiare la noia di una lunga serie di tentativi, che richiedesi nel primo metodo, per riuscire a mettere il centro dello strumento sulla direzione dei due piombi.

13. — Rimane da vedersi se l'influenza degli errori di misura degli elementi del triangolo di collegamento possa essere attenuata dando una forma opportuna a questo triangolo. Si capisce tosto che, non trattandosi qui di sola misura di angoli, non vale la regola usuale che il triangolo si avvicini alla forma equilatera. Per studiare la forma più conveniente, bisogna discutere il valore di π_1^2 quando si faccia variare A ovvero D_2 .

Facendo la derivata di π_1^2 rispetto ad A , si ottiene, a riduzioni fatte:

$$\frac{d(\pi_1^2)}{dA} = \frac{2 \sin A \cos A}{\sin^2 1'' (\Delta^2 - D_2^2 \sin^2 A)^2} [\delta_2^2 (\Delta^2 + D_2^2 \sin^2 A) + \alpha^2 \sin^2 1'' D_2^2 (D_2^2 - \Delta^2)];$$

la quale, a meno che D_2 non sia tanto piccola da non poter essere pratica, è sempre positiva; quindi π_1^2 sarà crescente con A , e cioè l'errore medio π_1 riuscirà tanto più piccolo quanto più acuto sarà l'angolo A .

Similmente, facendo la derivata di π_1^2 rispetto a D_2^2 , si ottiene:

$$\frac{d(\pi_1^2)}{d(D_2^2)} = \frac{\delta_2^2 \operatorname{sen}^4 A + \alpha^2 \operatorname{sen}^2 A \Delta' \cos^2 A}{\operatorname{sen}^2 A (\Delta^2 - D_2^2 \operatorname{sen}^2 A)^2}$$

che è essenzialmente positiva, e quindi π_1 riesce tanto più piccolo, quanto minore è D_2 .

In conclusione, la forma più conveniente per il triangolo di collegamento è quella indicata nella fig. 55, cioè colla sta-

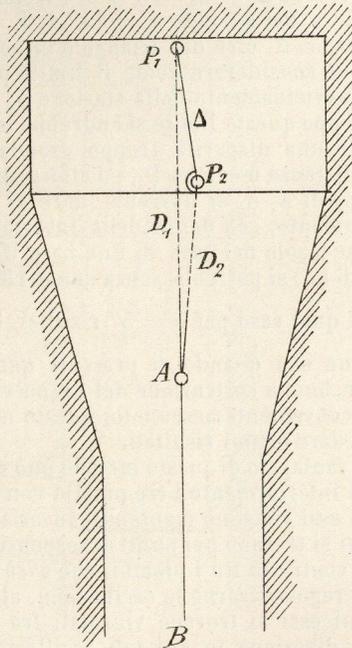


Fig. 55.

zione A posta assai prossima alla direzione dei due piombi, e a distanza piuttosto breve dai medesimi. Viene in tal modo a rinunziarsi, nella maggior parte dei casi, al vantaggio di una base d'appoggio A più lunga, quale si aveva nel caso della fig. 54, ma tuttavia si ha un guadagno di precisione nel risultato.

Per fare un confronto coll'esempio del numero precedente, supponiamo $\Delta = 2$ m., $D_2 = 3$ m., $A = 2^\circ$, $\delta_2 = \text{m. } 0,001$, $\alpha = 3''$. — Ne risulta sul valore di P_1 un errore medio $\pi_1 = 6''$ circa, cioè dello stesso ordine di quello che si sarebbe potuto ottenere col metodo del prolungamento diretto della base d'appoggio Δ , e circa $1/5$ di quello che si sarebbe avuto col triangolo della fig. 54, quantunque in questo si avesse una base d'appoggio di lunghezza doppia di quella ora considerata. Ed il vantaggio rimane ancora per il caso della fig. 55, supponendo che le misure di A e di D_2 vengano fatte con minor approssimazione; raddoppiando gli errori medi, cioè supponendo $\delta = \text{m. } 0,002$, $\alpha = 6''$, l'errore medio di P si innalzerebbe a $12''$ circa, e si ridurrebbe poi a circa $8''$ in grazia della compensazione che può eseguirsi, come abbiamo detto, fra i due risultati P_1 e P_2 , mediante la verifica di chiusura del triangolo di collegamento.

Osserviamo ancora che, a seconda della forma del triangolo di collegamento, può avere maggiore importanza sulla bontà dei risultati il valore del primo termine delle formule di π_1^2 e di π_2^2 , ovvero quello del secondo termine; il primo rappresenta l'influenza dell'approssimazione con cui vengono misurati i lati D_1 , D_2 ; il secondo esprime quella dell'approssimazione con cui è osservato l'angolo A . Perciò converrà sempre istituire qualche calcolo preliminare per giudicare

dell'entità relativa di questi due termini, e quindi della convenienza di portare maggiori cautele sulla misura dell'angolo A o su quella dei lati D_1 , D_2 , ovvero viceversa; coll'angolo A molto piccolo, sarà il primo di questi due casi che più frequentemente si presenterà; cioè potranno tollerarsi senza grave danno errori medi anche di parecchi millimetri nella misura dei lati D_1 , D_2 , mentre bisogna attenuare quanto è possibile l'errore di misura dell'angolo A .

Il metodo ora esaminato, in confronto a quello del prolungare direttamente la direzione dei due piombi, presenta, come abbiamo detto, il vantaggio pratico non disprezzabile di risparmiare i lunghi tentativi per giungere, con successive approssimazioni, a mettere il centro dello strumento sull'esatto prolungamento di Δ . Basterà collocare lo strumento grossolanamente nella direzione di questa base, in guisa da far riuscire quanto più piccolo si può l'angolo A , e ciò si può ottenere facilmente anche quando non si disponga di una piattaforma a piccoli movimenti, quale sarebbe richiesta per l'uso dell'altro metodo. E l'operazione risulterà direttamente precisa nei casi in cui si riesce ad ottenere l'immobilità dei piombi, ovvero quando le oscillazioni di queste siano di tale regolarità da potere, con un certo numero di ripetizioni, ottenere per D_1 e D_2 , e specialmente per A , dei valori medi dotati di errore medio assai piccolo.

14. — Un altro metodo proposto per ottenere un buon triangolo di collegamento è il seguente. Si calino nel pozzo, non più due, ma tre piombi disposti in linea retta P_1 , P_2 , P_3 (fig. 56). Leggendo nella stazione A i due angoli A_1 , A_2 , la

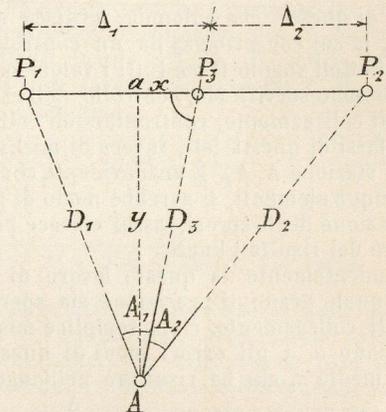


Fig. 56.

determinazione di questa si riduce ad un caso del problema di Pothenot.

Il calcolo del collegamento può farsi in questo caso particolare in modo assai semplice, prendendo come incognite ausiliari, non già gli angoli P_1 , P_2 , come si fa d'ordinario, ma invece il solo angolo P_3 , che la base $\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$ fa colla visuale condotta al filo intermedio. Abbassando da A la perpendicolare Aa sulla base, e ponendo $Aa = y$, $P_3a = x$, si hanno evidentemente le relazioni:

$$\begin{aligned} y &= x \operatorname{tg} P_3 \\ y &= (\Delta_1 - x) \operatorname{tg} P_1 = (x - \Delta_1) \operatorname{tg} (P_3 + A_1) = \\ &= \frac{\operatorname{tg} P_3 + \operatorname{tg} A_1}{1 - \operatorname{tg} P_3 \operatorname{tg} A_1} (x - \Delta_1) \\ y &= (\Delta_2 + x) \operatorname{tg} P_2 = (\Delta_2 + x) \operatorname{tg} (P_3 - A_2) = \\ &= \frac{\operatorname{tg} P_3 - \operatorname{tg} A_2}{1 + \operatorname{tg} P_3 \operatorname{tg} A_2} (\Delta_2 + x) \end{aligned}$$

dalle quali non rimane che eliminare x ed y per avere una equazione fra l'angolo incognito P_3 e gli angoli misurati A_1 , A_2 . Uguagliando il primo valore di y a ciascuno dei due altri, si hanno le seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} x \operatorname{tg} P_3 &= (x - \Delta_1) \frac{\operatorname{tg} P_3 + \operatorname{tg} A_1}{1 - \operatorname{tg} P_3 \operatorname{tg} A_1} \\ x \operatorname{tg} P_3 &= (\Delta_2 + x) \frac{\operatorname{tg} P_3 - \operatorname{tg} A_2}{1 + \operatorname{tg} P_3 \operatorname{tg} A_2} \end{aligned}$$

le quali risolte rispetto ad x , ci danno rispettivamente:

$$x = \Delta_1 \frac{\operatorname{tg} P_3 + \operatorname{tg} A_1}{\operatorname{tg} A_1 (1 + \operatorname{tg}^2 P_3)}$$

$$x = \Delta_2 \frac{\operatorname{tg} P_3 - \operatorname{tg} A_2}{\operatorname{tg} A_2 (1 + \operatorname{tg}^2 P_3)}$$

ed uguagliando questi due valori di x , si ottiene con facili trasformazioni:

$$\operatorname{tg} P_3 = \frac{(\Delta_1 + \Delta_2) \operatorname{tg} A_1 \operatorname{tg} A_2}{\operatorname{tg} A_1 \Delta_2 - \operatorname{tg} A_2 \Delta_1}.$$

Supponendo per semplicità $\Delta_1 = \Delta_2 = \frac{\Delta}{2}$, la qual cosa può sempre ottenersi in pratica, la formula di risoluzione si riduce a:

$$\operatorname{tg} P_3 = 2 \frac{\operatorname{tg} A_1 \operatorname{tg} A_2}{\operatorname{tg} A_1 - \operatorname{tg} A_2}$$

o più semplicemente:

$$\operatorname{cotg} P_3 = \frac{1}{2} (\operatorname{cotg} A_2 - \operatorname{cotg} A_1).$$

Calcolato così l'angolo P_3 , potranno dedursene i lati di collegamento colle relazioni:

$$D_3 = \frac{\Delta}{2} \frac{\operatorname{sen} (P_3 + A_1)}{\operatorname{sen} A_1} = \frac{\Delta}{2} \frac{\operatorname{sen} (P_3 - A_2)}{\operatorname{sen} A_2},$$

$$D_1 = \frac{\Delta}{2} \frac{\operatorname{sen} P_3}{\operatorname{sen} A_1}, \quad D_2 = \frac{\Delta}{2} \frac{\operatorname{sen} P_3}{\operatorname{sen} A_2};$$

la prima di queste, che è doppia, fornisce due valori della mediana, la cui concordanza dà un controllo dell'esattezza del calcolo dell'angolo P_3 ; e tutti i valori calcolati per D_1 , D_2 , D_3 possono servire per controllo dell'esattezza dell'operazione di collegamento, confrontandoli colla misura diretta che può farsi di questi lati, invece di misurare soltanto gli angoli di stazione A_1 , A_2 . È anzi evidente che misurando tutti questi cinque elementi, si avrebbe modo di procedere ad una compensazione degli errori, assai efficace per aumentare la precisione dei risultati finali.

Indipendentemente da questo lavoro di compensazione, vediamo quale grado di precisione sia sperabile da questo metodo di collegamento, colla semplice misura degli angoli A_1 , A_2 . Siano α_1 , α_2 gli errori medi di questi, e cerchiamo l'errore medio π_3 che ne risulterà nell'angolo calcolato P_3 ,

continuando a supporre $\Delta_1 = \Delta_2 = \frac{\Delta}{2}$.

Differenziando l'equazione che dà P_3 otteniamo:

$$-\frac{d P_3}{\operatorname{sen}^2 P_3} = -\frac{1}{2} \frac{d A_2}{\operatorname{sen}^2 A_2} + \frac{1}{2} \frac{d A_1}{\operatorname{sen}^2 A_1},$$

ossia:

$$d P_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{\operatorname{sen} P_3}{\operatorname{sen} A_2} \right)^2 d A_2 - \frac{1}{2} \left(\frac{\operatorname{sen} P_3}{\operatorname{sen} A_1} \right)^2 d A_1,$$

od anche, introducendovi i valori di D_1 e D_2 :

$$d P_3 = 2 \left(\frac{D_2}{\Delta} \right)^2 d A_2 - 2 \left(\frac{D_1}{\Delta} \right)^2 d A_1.$$

E finalmente, passando dai differenziali agli errori medi quadrati:

$$\pi_3^2 = 4 \left(\frac{D_2}{\Delta} \right)^4 \alpha_2^2 + 4 \left(\frac{D_1}{\Delta} \right)^4 \alpha_1^2.$$

Se si suppongono gli angoli A_1 , A_2 osservati colla stessa precisione, ossia $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$, la formula si riduce a:

$$\pi_3 = 2 \alpha \frac{\sqrt{D_1^4 + D_2^4}}{\Delta^2};$$

ed infine se il triangolo di collegamento fosse isoscele, cioè $D_1 = D_2 = D$:

$$\pi_3 = 2 \sqrt{2} \alpha \left(\frac{D}{\Delta} \right)^2 = 2,828 \alpha \left(\frac{D}{\Delta} \right)^2.$$

Da queste formule risulta chiaramente la condizione da soddisfare per attenuare l'errore medio π_3 del risultato, cioè avvicinare quanto è possibile la stazione A alla base $P_1 P_2$.

L'influenza dei rapporti $\frac{D_1}{\Delta}$, $\frac{D_2}{\Delta}$ è fortissima, giacchè essi entrano alla quarta potenza nel valore di π_3^2 .

Supponendo isoscele il triangolo, come all'incirca sarà il caso ordinario, se si fa $D_1 = D_2 = 2\Delta$ risulta:

$$\pi_3 = 2,828 \times 4 \times \alpha = 11,32 \alpha;$$

se invece si fa $D_1 = D_2 = \Delta$, si ha soltanto:

$$\pi_3 = 2,83 \alpha.$$

Così, ammettendo buone condizioni di stabilità dei piombi, o almeno una certa regolarità nelle oscillazioni di essi, in guisa da ottenere $\alpha_1 = \alpha_2 = 5''$, si avrebbe nel primo caso $\pi_3 = 56'',6$, e nel secondo $\pi_3 = 14'',4$. E quest'ultima ipotesi $D_1 = D_2 = \Delta$, cioè del triangolo di collegamento equilatero, si può considerare come il limite pratico a cui può spingersi l'avvicinamento della stazione A, giacchè oltrepassando di troppo questo limite si andrebbe incontro all'inconveniente di una disparità troppo grande fra le distanze D_1 , D_2 e la distanza mediana D_3 , ed allora per leggere ognuno dei due angoli A_1 , A_2 si dovrebbe dare al tubo oculare un forte spostamento, con danno della invariabilità dell'asse di collimazione; solo nel caso di una base d'appoggio Δ assai lunga (5 o 6 m.) si potrebbe senza danno ridurre D_1 e D_2 fino a $\frac{1}{2}\Delta$, nel qual caso per $\alpha = 5''$ risulterebbe $\pi_3 = 3'',5$. Si

vede dunque che quando si presenti questo caso, ovvero quando per buona costruzione del cannocchiale non sia da temere l'inconveniente accennato, questo metodo di collegamento può dare ottimi risultati.

Un altro vantaggio di questo metodo può essere il seguente. Collegando inferiormente i tre piombi con una verga rigida colla quale essi vengano mantenuti invariabilmente alla distanza a cui si trovano nei punti di sospensione, può nascere un mutuo contrasto fra i piombi, che avrà per effetto di attenuarne e regolarizzarne le oscillazioni, almeno nella direzione in cui essi si trovano vincolati fra loro; e questa è appunto la direzione in cui tali oscillazioni avrebbero la maggiore influenza sulla buona misura degli angoli A_1 , A_2 .

Anche usando due soli piombi (che converrà sempre congiungere solidariamente in basso per aumentarne la stabilità), si possono fare dei collegamenti con diversi triangoli, coi quali si procureranno elementi esuberanti in guisa da desumerne un criterio *a posteriori* del grado di precisione raggiunto, ovvero procedere ad una compensazione razionale degli errori inevitabili.

Applicando, per esempio, al caso nostro il cosiddetto problema di Hansen, si stabiliranno nella galleria da rilevare due stazioni abbastanza vicine al pozzo, da ognuna delle quali si punterà l'altra stazione e ciascuno dei due piombi (4). Coi quattro angoli così misurati e colla lunghezza della base Δ dei due piombi, nota esattamente dall'esterno, si hanno gli elementi necessari per calcolare la posizione delle due stazioni e l'angolo della loro congiungente, che servirà poi come primo lato della poligonale sotterranea. Se però si misura anche la lunghezza di questa congiungente, ciò che può farsi assai comodamente e bene, si avrà in essa un elemento di controllo e di compensazione assai efficace.

I metodi ora accennati hanno tutti il vantaggio che permettono di stabilire i piombi in modo da utilizzare la massima dimensione della luce libera del pozzo, ottenendo così una base Δ assai più lunga di quella che può aversi quando si voglia fare il prolungamento diretto della direzione individuata dai piombi. Però bisogna riconoscere che, malgrado questi vantaggi, i metodi di questo genere non riescono di pratica utilità se non quando si possa far assegnamento, se non sull'assoluta immobilità dei piombi, almeno sopra una certa regolarità delle loro oscillazioni.

(1) Sappiamo che un metodo di questo genere fu adoperato con buon risultato dal signor Guido Sanna nella Miniera di San Giovanni.

15. — Per liberarsi completamente della difficoltà inerente alla mobilità dei piombi, specialmente quando questa è eccessiva ed assai variabile, fu proposto un metodo assai ingegnoso, basato sull'uso di fili fissi.

Si immagini sulla bocca del pozzo una riga di ferro nella quale siano praticati a uguale distanza tre fori A, B, C; un'altra riga identica A, B, C, si trovi in fondo al pozzo sospesa alla prima con cinque fili disposti come è rappresentato nella fig. 57. Lasciando libera questa sospensione, si trovi

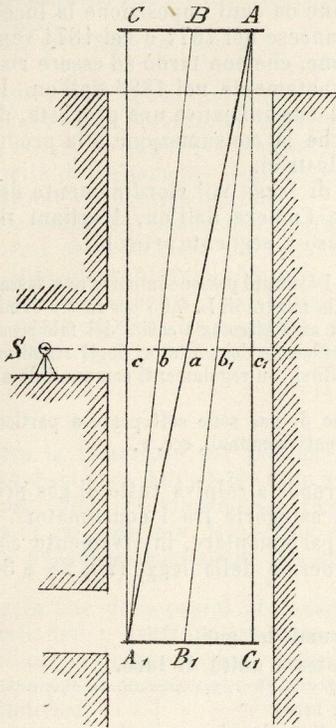


Fig. 57.

dapprima la posizione approssimativa di riposo della riga inferiore, indi la si fissi solidamente e si tendano quanto si può i fili. Resta allora da determinare la differenza d'orientamento fra la riga esterna ABC e quella inferiore A, B, C₁. A tal uopo si immagini sezionato il sistema all'incirca a metà altezza; i tre punti abc formeranno una retta parallela ad AC, e sarà pure $ab = bc$; similmente la retta ab_1c_1 sarà parallela ad A₁C₁, e si avrà $ab_1 = b_1c_1$. L'angolo compreso fra queste due rette abc ed ab_1c_1 , sarà evidentemente uguale alla differenza azimutale cercata fra le due direzioni ABC A₁B₁C₁. Per determinarla si faccia una stazione in S, di fronte ai fili, e col cannocchiale disposto orizzontalmente si misurino gli angoli A, C, A₁, C₁ (fig. 58).

I due triangoli Sac, Sac₁ si trovano allora nel caso analizzato nel numero precedente, e possono essere risolti facilmente, calcolando come abbiamo detto gli angoli B B₁; da questi si dedurrà poi l'angolo cercato Θ osservando che nel quadrilatero Sbab₁ deve aversi:

$$\Theta = 360^\circ - (A + A_1 + B + B_1).$$

Indicando con α, α_1 gli errori medi attribuibili agli angoli osservati A A₁, e con β, β_1 quelli degli angoli calcolati B B₁, l'errore medio che ne risulterà sul valore ottenuto per Θ sarà dato da:

$$\theta = \sqrt{\alpha^2 + \alpha_1^2 + \beta^2 + \beta_1^2};$$

i valori di α, α_1 risulteranno nel far la media delle osservazioni multiple eseguite su A ed A₁; i valori di β e β_1 potranno

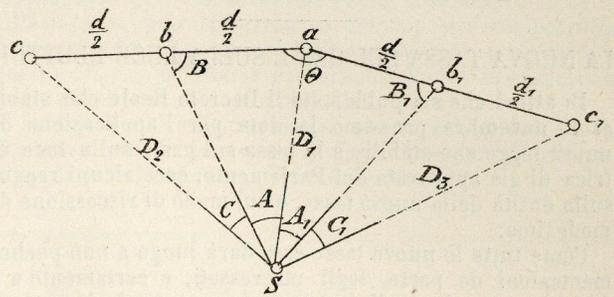


Fig. 58.

ottenersi, come abbiamo mostrato nel numero precedente, colle formole:

$$\beta = 2 \sqrt{\left(\frac{D_1}{d}\right)^4 \alpha^2 + \left(\frac{D_3}{d}\right)^4 \gamma^2}$$

$$\beta_1 = 2 \sqrt{\left(\frac{D_1}{d_1}\right)^4 \alpha_1^2 + \left(\frac{D_3}{d_1}\right)^4 \gamma_1^2}.$$

Con queste formole sarà facile rendersi conto della precisione sperabile da questo metodo. Ammettendo che l'immobilità dei fili consenta di spingere fino ai 2" di errore medio la misura degli angoli A, C, A₁, C₁, e che la sezione del pozzo permetta di fare $d = d_1 = m. 2$, $D_1 = m. 3$, $D_3 = D_3 = m. 4$, otteniamo:

$$\beta^2 = \beta_1^2 = 4 \left[\left(\frac{3}{2}\right)^4 \times 2^2 + \left(\frac{4}{2}\right)^4 \times 2^2 \right] = 336,$$

e quindi:

$$\theta = \sqrt{2^2 + 2^2 + 336 + 336} = 26'' \text{ circa.}$$

Notisi però che dopo determinato come si disse l'angolo Θ fra la direzione ABC e la A₁B₁C₁, l'operazione sotterranea non è finita; rimane ancora da collegare la base inferiore A₁B₁C₁ al primo lato della poligonale sotterranea da rilevare; e questa operazione può farsi col metodo indicato nel numero precedente; ma si avrà il vantaggio che in questo caso si ha da fare con fili fissi, e quindi il collegamento inferiore si può fare con molta precisione.

Ma posto pure che per quest'altra operazione l'errore medio sopra calcolato venga ad innalzarsi a 30 o 40", dovrà ancora considerarsi come un risultato soddisfacente, per il caso di un pozzo nel quale non si riesca ad ottenere né l'immobilità dei piombi, né quella regolarità di oscillazioni che si richiede per applicare con buon risultato i metodi che prima abbiamo esaminato.

Però bisogna riconoscere che il metodo ora descritto coi fili fissi, teoricamente ottimo, non è privo di inconvenienti pratici. Anzitutto è ben difficile che cogli attacchi dei fili possano realizzarsi le condizioni geometriche su cui è basato il calcolo dell'angolo Θ . Nei punti A ed A₁ devono fissarsi contemporaneamente tre fili, e lo spessore di essi viene ad alterare la semplicità teorica del problema.

In secondo luogo, se nel pozzo esistono delle cause perturbatrici di grande entità, che hanno reso inapplicabili i metodi coi piombi, è facile che le stesse cause possano alterare anche la stabilità dei fili nel tratto in cui devono farsi le osservazioni per determinare l'angolo Θ .

Il metodo è senza dubbio assai ingegnoso, ma non sappiamo se in pratica esso abbia dato realmente risultati soddisfacenti.

(Continua)

Ing. F. MOSSA.

QUESTIONI ECONOMICHE E D'ORDINE TECNICO-AMMINISTRATIVO

LA NUOVA TASSA SUL GAS E SULLA LUCE ELETTRICA.

In attesa che sia pubblicato il Decreto Reale che stabilirà al 1° novembre prossimo la data per l'applicazione della nuova legge che stabilisce la tassa sul gas e sulla luce elettrica di già approvata dal Parlamento, ecco alcuni ragguagli sulla entità della nuova tassa, e sul modo di riscossione della medesima.

Come tutte le nuove tasse essa darà luogo a non poche lamentazioni da parte degli interessati, e certamente a non pochi inconvenienti. Ma l'esperienza non tarderà a scindere le mende reali della nuova legge da quelle immaginarie e a suggerire alla illuminata attenzione del Governo il mezzo di rimediare alle prime colla più doverosa sollecitudine.

Al primo novembre adunque ogni metro cubo di gas-luce proveniente dalla distillazione del carbone pagherà due centesimi di tassa consumo. Pagherà otto centesimi al metro cubo il gas-luce ottenuto colla distillazione degli olii minerali.

L'energia elettrica pagherà sessanta centesimi per ogni etto-watt-ora.

È esente dalla tassa il consumo per la illuminazione municipale delle aree pubbliche, per forza motrice o per ogni altro uso che non sia di illuminazione o riscaldamento.

È pure esente dalla tassa il consumo negli opifici per riscaldamento richiesto dai processi industriali.

La tassa sarà pagata dal fabbricante sulla quantità del gas e della energia elettrica effettivamente utilizzata dai consumatori, e con diritto al fabbricante stesso di valersi contro i consumatori dell'imposta pagata allo Stato.

La liquidazione della tassa sarà fatta dall'Ufficio tecnico di finanza in base alla dichiarazione che il fabbricante deve presentare nei primi 20 giorni di ciascun mese per il consumo del mese precedente, e la riscossione avrà luogo con le forme stabilite per la tassa sugli spiriti.

Fin dal 1871 si era pensato in Italia ad imporre una tassa sul gas-luce, dichiarandosi non conforme ad equità e giustizia che mentre la luce modesta del petrolio era tassata, rimanesse immune da ogni imposizione la luce del gas. Anche alla Camera francese nel 1871 e nel 1874 ventilavasi la medesima questione, che non tardò ad essere risolta fra noi nel 1885 e segnatamente nel 1886 dall'on. Pais-Serra, che ripresentava di sua iniziativa una proposta, diretta per altro a colpire più che la consumazione o la produzione del gas, le Società produttrici.

Nel disegno di legge sul riordinamento dei tributi locali, presentato alla Camera dall'on. Magliani il 19 novembre 1887, era incluso il seguente articolo:

ART. 20. — « I Comuni possono imporre una tassa sulla produzione del gas, fino alla misura di L. 0,05 per metro cubo.

« Questa tassa sarà riscossa a carico dei fabbricanti in conformità dei libri delle officine e dei contatori degli stabilimenti, e secondo le norme da stabilirsi con regolamenti comunali da approvarsi con Decreto reale.

« Le fabbriche di gas sono sottoposte a particolare vigilanza da parte degli agenti comunali, ecc. ».

Or questa proposta colpiva tutto il gas producibile senza distinzione di categorie fra i consumatori. Accettata dalla Commissione parlamentare, fu vivamente combattuta nella discussione generale della legge (20, 28 e 30 aprile 1888).

Confronto e rapporto di tassazione dei consumi del gas e dell'energia elettrica occorrenti a produrre una stessa unità di luce.

ILLUMINAZIONE A GAS	Quantità su 100 N°	Consumo di un becco per produrre la luce di 1 Carcel			Consumo percentuale
		massimo	minimo	medio	
Becchi Auer	20	25	30	27,5	27,50 × 0,20 = litri 5,50
» speciali a tubo	6	85	100	92,5	92,50 × 0,06 = » 5,55
» Bengel	37	100	110	105	105 × 0,37 = » 38,85
» a fiamma libera	37	120	140	130	130 × 0,37 = » 48,10
Totale	100				Consumo medio litri 98,00

Il Carcel equivalendo a 9,62 candele decimali, il consumo di gas per 100 candele sarà:

$$\frac{98,00}{9,62} \times 100 = \text{litri } 1019 = \text{mc. } 1,019.$$

ILLUMINAZIONE ELETTRICA	Quantità su 100 N°	Consumo di una lampada per produrre la luce di 1 Carcel			Consumo percentuale
		massimo	minimo	medio	
Lampade ad arco (1)	17	0,05	0,09	0,07	0,07 × 0,17 = Ett. 0,0119
» speciali	6	0,24	0,29	0,265	0,265 × 0,06 = » 0,0159
» usuali	65	0,29	0,30	0,295	0,295 × 0,65 = » 0,1917
» di massimo consumo	12	0,33	0,36	0,345	0,345 × 0,12 = » 0,0414
Totale	100				Consumo medio Ett. 0,2609

Il consumo di energia elettrica per 100 candele sarà dato da:

$$\frac{0,2609}{9,62} \times 100 = \text{Ettowatt-ora } 2,712.$$

(1) Si è ritenuto che per uso privato si abbia almeno una lampada ad arco ogni 199 lampade ad incandescenza, e che queste siano per 2/3 da 16 candele e per 1/3 da 10 candele. Non si è tenuto conto delle lampade al disotto di 10 candele nè di quelle al disopra di 16 perchè in quantità trascurabile e fra loro compensantisi. Quindi siccome le lampade usuali per privati variano da 250 a 1000 candele, così prendendo la media di 600 candele, si ha:

$$1 \times 600 + 2/3 \times 199 \times 16 + 1/3 \times 199 \times 10 = 3387, \text{ e } \frac{600}{3387} \times 100 = 17,71.$$

E la Commissione stessa proponeva e la Camera approvava la seguente proposta, essenzialmente diversa dalla prima:

« Il dazio consumo sul gas *adoperato ad uso d'illuminazione*, potrà essere portato fino al massimo di centesimi tre.

« I Comuni potranno essere autorizzati, sopra loro domanda, a riscuotere la tassa direttamente dai fabbricanti, in conformità alle indicazioni dei libri e dei contatori degli stabilimenti, e secondo le norme di speciali regolamenti comunali da approvarsi per Decreto reale, sentito il Consiglio di Stato.

« I fabbricanti del gas potranno rivalersi della tassa verso i consumatori coi quali esistessero contratti conclusi prima dell'applicazione della presente legge.

« Per la vigilanza delle fabbriche, ecc. »

Ma la legge sui tributi locali veniva nel suo complesso respinta dalla Camera nella votazione a scrutinio segreto. Né il dazio sul gas veniva in seguito riproposto, sebbene fosse richiesto per parità di trattamento dagli esercenti di talune industrie già gravate di identico onere.

Oggi poi, nelle condizioni finanziarie nostre, doveva essenzialmente ritenersi che una tassa sul consumo del gas sarebbe stata di notevole vantaggio all'erario, senza turbare lo sviluppo economico del paese; ma stante i progressi dell'illuminazione elettrica, pubblica e privata, quella tassa non poteva andare disgiunta da una proporzionata tassa sulla corrente elettrica.

*

Il rapporto fra la tassazione del gas-luce e dell'energia elettrica si cercò desumere dall'effetto utile prodotto rispettivamente col gas e colla corrente elettrica, ricercando quante unità di misura di gas e quante di energia elettrica occorrono a produrre nel medesimo tempo una stessa illuminazione.

Dal prospetto in fine della pagina precedente, è messo in evidenza su quali dati e quali ipotesi siano stati basati gli studi ed i calcoli per la determinazione della misura proporzionale della tassa per il metro cubo di gas e per l'ettowatt-ora di energia elettrica.

Risulterebbe adunque dal prospetto riportato che per una uguale illuminazione nel medesimo tempo, esiste tra il consumo del gas in metri cubi e quello di energia elettrica in ettowatt-ora il rapporto di 1,019 a 2,712, cioè di 0,375; il che vorrebbe dire che la tassa sull'ettowatt-ora di energia elettrica dovrebbe essere 0,375 di quella sul metro cubo di gas-luce ottenuto dalla distillazione del litantrace.

Evidentemente un tal rapporto non può avere alcun valore assoluto, ma quello solo delle ipotesi e delle medie, in base alle quali è stato calcolato. Così riteniamo alquanto arischiata la supposizione che siano in grande maggioranza, e precisamente il 65 per cento di tutte le lampade esistenti, le lampade da 3,4 watt per candela e limitate al 12 per cento le lampade da 3,5 watt per candela. Il giornale *l'Industria* (*), ad esempio, ci dice che in realtà ha luogo precisamente l'opposto; e così pure fa osservare che le lampade ad incandescenza non hanno per tutta la loro durata la stessa potenza luminosa iniziale, su cui sono stati basati i calcoli; una lampada da 16 candele nominali, non ne svilupperebbe in media più di 13. Onde ne concluderebbe che: « introdotte queste correzioni e rifatti i calcoli, il rapporto di tassazione della tabella si riduce da 0,375 a 0,24, sicchè per essere coerenti alle premesse, la tassa dovrebbe ridursi da cent. 0,60 a centesimi 0,40 per ettowatt-ora ».

Naturalmente dopo queste osservazioni, che possono avere la loro buona parte di vero, avrebbe ben minor valore la riduzione del rapporto da 0,375 a 0,30, che la relazione ufficiale dice essere stata fatta « nell'intendimento di non gravare soverchiamente le condizioni di un'industria che, per molte ragioni, non dev'essere ostacolata nella via del progressivo suo sviluppo ».

Ed è in base a questo rapporto ridotto a 0,30, ed alla tassa di cent. 2 per metro cubo di gas ordinario, che fu stabilita

quella di centesimi 0,60 per ogni ettowatt-ora di energia elettrica.

In quanto al gas, che in alcune poche città si ottiene colla distillazione del petrolio grezzo e dei depositi del petrolio raffinato, poichè il suo potere illuminante è circa quadruplo di quello del gas ordinario di carbone, anche la rispettiva tassa fu stabilita in tale proporzione.

Vi sono poi speciali disposizioni per i casi in cui è ammessa una tassa d'abbonamento, ma per ciò sarà meglio attendere la pubblicazione del regolamento.

G. S.

NOTIZIE

Il nuovo gas illuminante (acetilene). — Sul principio dello scorso anno 1894 venivano dal signor Moissan presentati all'Accademia delle scienze di Parigi alcuni campioni di carburo di calcio, da lui ottenuto riscaldando a 3500° un miscuglio di calce di marmo e carbone di zucchero nel forno elettrico nel quale egli aveva poco tempo prima prodotto il diamante. Questo carburo appariva sotto forma di una massa nera ed omogenea a frattura cristallina: esso si decomponneva rapidamente al contatto dell'acqua, sprigionando un gas carburo d'idrogeno od *acetilene*.

L'acetilene non era, a vero dire, una novità nella scienza. Fin dal 1862 il Berthelot lo scopriva, ne studiava le proprietà e specialmente il notevole potere illuminante.

Lo stesso anno il Woehler otteneva, con reazione ad alta temperatura di una lega metallica su carbone, un carburo di calcio, che, a contatto dell'acqua, sprigionava dell'acetilene.

Questo gas però non poteva ottenersi che in piccole proporzioni e con procedimenti costosi: quindi è che si dovette allora rinunciare all'idea subito sorta di applicarlo all'illuminazione, e trattarlo solo nei limiti ristretti delle esperienze di laboratorio. Il Moissan, col carburo di calcio da lui ottenuto, aprì la via al campo pratico.

Il gas carburo d'idrogeno od acetilene ha un considerevolissimo potere illuminante; paragonato col gas ordinario dà, a parità di consumo, una luce di 240 candele, contro una luce di 16 candele date da quest'ultimo: quindi un potere quindici volte maggiore. Per altra parte esso è di facilissima esplosione, è molto deleterio ed ha odore nauseabondo: la sua fiamma lascia un ragguardevole deposito di nero fumo.

La preparazione adunque presentata dal Moissan, come tutti i nuovi ritrovati, accoppiava a grandissimi pregi gravi difetti, che nuovi studi e nuove ricerche avrebbero corretto; essa però era troppo importante e troppo pratica perchè, dal ristretto campo delle esperienze, non passasse in quello amplissimo della vita industriale. L'attività americana se ne impadroniva tosto ed in poco più di un anno le faceva percorrere rapido cammino verso la pratica applicazione.

In America il prof. Morton otteneva recentemente, pure col forno elettrico, il carburo di calcio con un miscuglio di calce viva e polvere di carbone; il Lowes studiava la questione sia dal lato economico, sia da quello delle applicazioni; il Wilson la portava definitivamente nel campo pratico. La *Wilson-Company* ha impiantato a Spray, nella Nuova Columbia, dei forni elettrici per la produzione del carburo di calcio, con una dinamo rappresentante una forza di 100 cavalli vapore.

*

Ed ecco fatto il gran passo: i campioni di carburo di calcio, presentati dal Moissan all'Accademia delle scienze di Parigi nel 1894, si trovarono nel 1895 trasformati in effettivo prodotto industriale.

Attualmente si sta facendo, sotto gli auspici della *Electro-Gas Company* di New-York, un grandioso impianto, che permetterà di impiegare una forza di 5000 cavalli-vapore, dando una produzione media giornaliera di 100 tonnellate di carburo di calcio.

Una tonnellata di carburo produce 300 metri cubi di acetilene; il suo costo, dai calcoli del Lowes confermati dall'esperienza, è di lire 100 al *maximum*; ciò che dà 30 centesimi pel prezzo del metro cubo d'acetilene. Avendo esso poi un potere illuminante quindici volte maggiore

(*) 14 luglio 1895, a pag. 435.

di quello del gas ordinario, il suo prezzo, rispetto al prezzo di quest'ultimo a parità di luce, discende a due centesimi al metro cubo.

Queste cifre sono eloquenti e ci dichiarano quale debba essere la radicale trasformazione che si farà in un prossimo avvenire nell'industria del gas illuminante.

I difetti che tuttora presenta il nuovo gas verranno facilmente corretti. Un conveniente miscuglio con un gas inerte, per esempio l'azoto, lo ricondurrà, per riguardo alla facilità di esplosione, alla pari col gas attuale; una buona e ben condotta depurazione attenuerà le sue proprietà nauseabonde e deleterie, e ne ridurrà la fiamma purgata dal nero fumo.

L'essenziale adunque è fatto: abbiamo l'acetilene ed a poco prezzo.

*

Ciò che distinguerà il nuovo prodotto e ne costituirà la nota caratteristica si è che esso potrà venir adoperato sotto le tre forme: solida, liquida, gasosa.

Il carburo di calcio gettato nell'acqua sviluppa il gas: si sono già costruiti vari sistemi di lampade che vengono caricate con pezzi di carburo; adatti apparecchi portano quest'ultimo a contatto dell'acqua e regolano l'uscita del gas.

L'acetilene è gas che si liquefa più facilmente che l'acido carbonico: un metro cubo di acetilene liquido, con potere illuminante di 15 metri cubi di gas-luce, occupa il volume di soli due litri; una lampada che ne contenga un litro dà una luce intensa e brillante durante 60 ore. Tali lampade sono già costruite.

È ovvio l'uso dell'acetilene allo stato gasoso: il suo trattamento non differisce in sostanza da quello del gas attuale.

Ecco adunque quale è il nuovo prodotto che l'America sta studiando con quella grandiosità di esperimenti, di cui può disporre e che ne contraddistingue l'attività. Essa lo lancerà presto nella vita economica come nuovo concorrente al vecchio gas delle storte.

La concorrenza non si limiterà alla illuminazione, ma molto probabilmente si estenderà pure agli altri usi ai quali il gas luce attualmente provvede: riscaldamento, forza motrice.

Ing. F. BERTRAND.

Produzione dell'alcool artificiale. — La fabbricazione dell'alcool artificiale segna un gran progresso nell'industria e la scoperta può interessare grandemente l'agricoltura.

Finora l'alcool si era sempre ottenuto colla distillazione di materie alcooliche. Oggi lo si può preparare artificialmente traendolo dai minerali.

La cosa divenne possibile dacchè per mezzo del forno elettrico si è riusciti a fabbricare a prezzi accessibili i carburi dei metalli alcalino-terrosi e specialmente il carburo di calcio (portando per quest'ultimo ad un'alta temperatura una miscela di calce viva e di carbone in polvere).

Sono enormi le conseguenze che una tale fabbricazione può avere per le industrie chimiche, dappoichè questi prodotti elettro-metallurgici o *gasogeni* godono della proprietà di decomporre al contatto dell'acqua dando sia dell'acetilene, sia del metano, vale a dire dei carburi d'idrogeno che a loro volta permettono la sintesi di una serie di composti organici non potuti ottenere sinora che colla estrazione diretta dei corpi organici. Per non dare che qualche esempio, ricordiamo fra questi composti organici l'acido ossalico, l'acido acetico e l'alcool. E così, dopo aver veduto che per il solo contatto coll'acqua di certi corpi solidi, come il carburo di calcio, si produce a domicilio il più potente gas di illuminazione che si possa immaginare, vediamo ancora come la scienza elettro-chimica per mezzo del carburo di calcio e quindi dell'acetilene prodotto a buon mercato renda inoltre possibile la fabbricazione industriale dell'alcool artificiale.

Questo si fabbrica decomponendo coll'acqua il carburo di calcio, decomposizione che genera l'acetilene, la quale coll'idrogeno nascente si trasforma in etilene, che assorbita dall'acido solforico concentrato si converte in acido sollovinico, il quale, per ultimo diluito in acqua e portato all'ebollizione, dà l'alcool.

Impiegando forza motrice per produrre il carburo di calcio, e per ottenere l'idrogeno, l'alcool artificiale fabbricato nel modo sovraindicato costerebbe dai 15 ai 20 centesimi il chilogramma. Trattasi di

alcool a 96° e nello stato di maggiore purezza; cioè di un alcool igienico, preparato senza rettificazione, sempre lo stesso, e costantemente scevro da principii nocivi. Le industrie chimiche, lo si vede, ci riserveranno un avvenire abbastanza incoraggiante.

(Giornale scientifico di Palermo).

L'alluminio in sostituzione della pietra litografica. — Leggiamo nel *New Scientific American* che l'alluminio venne sperimentato in sostituzione della pietra litografica. Esso possiede la stessa porosità, le qualità particolari di assorbire e di fissare le impressioni e può essere adottato per tutti i lavori che si fanno col processo litografico.

I vantaggi che si avrebbero sono notevolissimi.

Prima di tutto dal lato economico, è da osservare che l'alluminio costa meno della pietra.

Una lastra delle dimensioni di centimetri $80 \times 100 \times 0,5$ non pesa che due chilogrammi e, preparata, costerebbe circa lire 20, là dove una pietra litografica per una incisione di centim. 80×100 costa in media 450 lire e pesa 15 o 20 chilogrammi.

Si provò in parecchie esperienze che questo metallo può venire impiegato con ottimi risultati in lavori delicatissimi, artistici e commerciali, in nero ed a colori.

Un'ultima particolarità, per la quale l'alluminio verrà sostituito col tempo alla pietra è la sua flessibilità che rende possibile l'*aluminografia* anche con macchine rotative.

(Rivista scientifico-industriale).

BIBLIOGRAFIA

Ing. GIACOMO ZUCHELLI. — *Della bonifica della bassa pianura a destra di Reno nelle provincie di Bologna e di Ravenna.* — Op. in-8° grande di pag. 59, con tre tavole. Estratto dagli *Annali della Società degli Ingegneri ed Architetti* in Roma, 1895.

Opera altamente lodevole, perchè valorosa e patriottica e quanto mai opportuna è questa di cui prendiamo a discorrere e vivamente ringraziamo l'egregio autore di avercene inviata copia.

Mentre si avvicina a gran passi il momento in cui alle tante dispute sui progetti della bonifica renana succederanno i fatti, mentre tuttavia non è ancora pronunciata l'ultima parola, e coloro che sono chiamati a pronunciarla non hanno avuto tutti l'opportunità di meditare la risposta da darsi al faticoso quesito, l'egregio ing. Zucchelli ci dà in poche pagine una rassegna critica di tutti gli studi sulla questione gravissima della bonifica renana, esprimendo in ben ragionate conclusioni il suo illuminato parere.

*

L'A. incomincia naturalmente dal rintracciare l'origine dei mali che si vogliono curare, deplorando gli errori pei quali ebbe principio una lotta da tre secoli sostenuta contro forze naturali, malamente rivolte a nostro danno mentre si potevano indirizzare con previdenza e sapienza a nostro vantaggio.

Fuvvi un tempo in cui il Po correva non molto discosto dalle alture, cosicchè i torrenti appenninici uscendo dalle anguste valli correvano per una zona di terreno pianeggiante larga dai 30 ai 40 chilometri, e predisposta con forte pendenza, e tracciavano senza difficoltà il loro cammino per giungere con tutto il loro carico al fiume.

Ma così felice naturale disposizione di cose doveva essere distrutta nel 1152 per un infortunio de' più comuni al quale ai giorni nostri si sarebbe riparato in poche settimane: per la rotta avvenuta nell'argine di Po presso Ficarolo, alla quale in quei tempi infelici non si seppe, o non si volle, forse per incuria, forse per malizia, porre conveniente e pronto riparo. Ed invece si lasciò al fiume l'agio di aprirsi sulla sua sinistra un braccio minaccioso al regime del tronco principale, e gli si diede tempo di allargarlo e di approfondirlo tanto da riuscire a chiamare a sè tutta l'acqua del fiume, lasciando in abbandono l'antico suo letto per correre più spigliato per via più breve al mare.

E così Ferrara vide scomparire coll'acqua del Po i navigli che si ancoravano sotto le sue mura, e le più infelici condizioni di scolo si

andarono creando dalla formazione del Po di Venezia alla bassa pianura bolognese e ravennate. Le conseguenze funeste cominciarono a rendersi evidenti verso la metà del secolo decimosesto; da quell'epoca il ramo antico continuò ad impoverirsi d'acqua ed il fondo a rialzarsi; pochi anni bastarono di poi a colmare il vecchio letto fino a Ferrara e quello dei due rami successivi di Volano e di Primaro fino al mare.

Qui cominciano i tardivi sforzi dell'uomo per rimediare al disordine che nei primordi sarebbe stato facile impedire. E mentre il Panaro riuscì a proseguire il suo alveo e a scaricarsi nel Po di Venezia, al Reno si volle a forza assegnare il compito, impari affatto alle sue forze, di alimentare la navigazione del Volano. In realtà non si fece che favorire il deposito delle sue torbide, onde le minacce di irrompere nel Polesine di S. Giorgio e nelle valli da pesca di Comacchio, e le pressioni dei ferraresi presso papa Clemente VIII che nel 1604 ordinò lo sfratto del Reno dal Po di Ferrara, e la sua immissione nella valle Sanmartina, dalla quale poi si estese in quella del Poggio, ed in quella di Malalbergo e di Marrara.

Ugual trattamento ebbero i torrenti inferiori, come l'Idice, il Quaderna ed il Sillaro, mandati a spagliare nelle valli di Marmorta e Buonacquisto, il Santerno nella valle di San Bernardino, ed il Senio nelle valli di Ravenna.

Così verso la metà del secolo decimosettimo il disordine nel regime idraulico di quelle vallate era giunto al massimo dell'evidenza; le valli profonde rialzandosi ad ogni piena finivano col colmarsi, il livello dell'acqua di allagamento andava rialzandosi, la superficie allagata sempre più dilatandosi, ed i terreni coltivati andavano impaludando per l'impedito scolo.

Dei lamenti e querele dei danneggiati si dimostrarono compresi quasi tutti i pontefici da Clemente VIII a Clemente XIII, e durante questo periodo vennero studiate e discusse tutte le linee possibili per l'incanalamento di Reno. Ma tutte le linee studiate con recapito al mare, cominciando dalla più alta, quella della inalveazione di Reno dal Trebbo alla foce del Savio in mare, fino alla più bassa, quella addossata al Primaro, furono dagli insigni idraulici in quell'epoca consultati, dichiarate tutte viziose. La più razionale era quella dell'immissione di Reno in Po di Venezia, proposta dal Cassini e dal Castelli e sostenuta da Guglielmini e da Eustacchio Manfredi (che fu poi vigorosamente iniziata durante il primo regno d'Italia, ma subito abbandonata in seguito alla caduta di Napoleone I), ma con essa non era risolto il problema che per il Reno, non così per l'altra schiera di torrenti inferiori, fra i quali havvene pure di poderosi, che avrebbero richiesto altri provvedimenti di non meno difficile attuazione, e dato luogo pur essi a conseguenze pregiudizievoli.

Fu solo nel 1740 con Benedetto XIV che incominciò a farsi qualche cosa. E questo qualche cosa fu il Cavo Benedettino, un semplice collettore delle acque chiarificate delle espansioni di Reno; ma fu come il punto di partenza dell'ordinamento idraulico attuale, poichè nel 1767 fu decretato l'incanalamento del Reno dalla Panfilia al Cavo Benedettino, attraverso le valli, e l'adattamento di esso cavo a fungere da alveo di Reno, ed il suo allacciamento al Po di Primaro nella località detta il Morgone. Così il Reno, scacciato dal letto avito, dopo avere vagato incerto e sfrenato per due secoli, fu costretto a correre raccolto al mare, trasportando con le sole sue forze le torbide proprie e quelle dei torrenti tributari. Il Reno così incanalato e costretto fra argini che ora sono alti 10 e più metri, elevò il suo fondo che dal Morgone a Cento corre oramai pensile sul piano delle campagne circostanti, ed in condizioni simili si trovano i torrenti tributari di esso, eccetto l'Idice e il Quaderna che spagliano ancora nella cassa di colmata loro assegnata. In queste condizioni del Reno, divenuto l'unica via di uscita delle acque dell'intero versante settentrionale appenninico nelle provincie di Bologna e di Ravenna, è facile immaginare quanto incompleto e sovente impossibile sia riuscito il funzionamento degli scoli della bassa pianura, tutto appoggiato alla cooperazione delle chiaviche.

*

Qualunque rimedio anche solo temporario a codesto stato di cose era quindi divenuto del pari impossibile se affidato alle sole forze finanziarie dei Comuni interessati.

La legge 25 giugno 1882 tolse in gran parte di mezzo l'impedimento finanziario, e ravvivò le speranze di arrivare ad ottenere libero scolo dei terreni sofferenti.

E venne primo un progetto dei Consorzi romagnoli che provvedeva nel modo il più razionale allo scolo soltanto della bassa pianura ravennate, ossia al territorio compreso fra i torrenti Sillaro e Lamone, mediante un collettore che cominciando alla destra di Sillaro, percorrerebbe parallelamente al Reno la pianura nella parte più bassa, sottopassando con betti a sifone i torrenti Santerno e Senio, ed i canali di Conselice, di Fusignano e Naviglio di Faenza, per terminare o in Reno poco sopra a Tor di Primaro, o in mare a Porto Corsini, occorrendo nel primo caso una spesa di 5 milioni e nel secondo caso una spesa di 4 milioni.

Ma come la bonifica della bassa pianura ravennate non poteva, per gli effetti della legge, andare disgiunta da quella della bassa pianura bolognese, e lo studio del duplice provvedimento era di competenza del Governo, furono incaricati gli Uffici del Genio Civile di Bologna e di Ravenna, di compilare il progetto di un collettore generale unico delle acque dei Circondari bolognesi e ravennati. Si studiarono tre soluzioni, ma, secondo il parere del Consiglio superiore e in seguito ai nuovi studi dell'ingegnere Tornani, appariva solo accettabile il partito di un collettore generale per le acque delle terre basse, mantenendo a quelle dei terreni alti gli attuali recapiti in Reno.

Il progetto suscitò, naturalmente, le opposizioni di molti fra gli interessati, attalchè il Governo deferì ad una Commissione di delegati governativi e di delegati delle due Provincie interessate lo studio accurato della quistione.

Questa Commissione, della quale faceva pure parte l'A. della memoria di cui ora parliamo, preferì il partito dello scolo generale unico, e commise invece all'Ufficio del Genio Civile di Ravenna lo studio completo di un canale nel territorio romagnolo, dal Sillaro al mare, con la larghezza in fondo di m. 35, nel quale poter immettere immediatamente le acque dei Consorzi ravennati, più quelle dei Consorzi bolognesi che esso potesse contenere senza pregiudizio dei primi, e da disciplinarsi col mezzo della botte sotto il Sillaro.

Intanto fu presentato alla Commissione un altro progetto di massima dell'ingegnere del IV Circondario bolognese, signor Angelo Gallassi, redatto nello scopo di provvedere i Consorzi bolognesi di scolo proprio, indipendente da quello dei Consorzi romagnoli.

E in seno della Commissione, per opera del compianto ispettore comm. Lanciani, fu pure fatta la proposta, corredata con opportuni calcoli, del sollevamento meccanico delle acque della bassa pianura bolognese-ravennate fino al livello accessorio per il loro smaltimento in Reno ai recapiti attuali.

Infine la Commissione non volle ignorare che una erudita memoria dell'ingegnere Montanari nel 1890, sulla quistione, concludeva colla proposta di tre colatori, con recapito il primo in Reno alla Beccara Nuova, il secondo pure in Reno a Sant'Alberto ed il terzo in mare.

L'egregio ingegnere Zucchelli, che ha maturato tra sè una nuova proposta diversa in parte dalle precedenti, prende ad accurato esame tutte le proposte succennate, discutendone i vantaggi e gl'inconvenienti e dimostrando come completerebbe meglio la soluzione del problema la sua proposta dello scolo indipendente della pianura bolognese, con un canale condotto sulla sinistra del Reno dalla Bastia a Tor di Primaro. Vediamone brevemente le ragioni.

*

Premette l'ingegnere Zucchelli non essere più il caso di pensare al risorgimento del Po di Ferrara e del ramo di Panaro, nè a deviare il Reno dal suo corso attuale, poichè si sono create condizioni di essere ed interessi molteplici che bisognerebbe sovvertire, senza parlare di spese ingenti, all'effetto sproporzionate, cui oggi si andrebbe incontro.

La proposta del colatore generale unico non si raccomanda, in causa della troppa disparità dell'altimetria dei terreni della vasta pianura, per cui i più elevati si liberano molto presto dall'acqua piovuta, mentre i più bassi devono attendere che lo scolo si deprima quanto è necessario per formare chiamata sufficiente a mettere in moto l'acqua raccolta nei fossi. In caso di piena prolungata l'inconveniente può diventare pregiudizievole allo scolo dei terreni bassi e

specialmente dei ravennati. Ed oltre all'incertezza sull'attitudine del nuovo colatore a supplire allo smaltimento delle maggiori piene contingibili, impegnerebbe in una spesa assai rilevante (oltre a 20 milioni di lire).

Il sollevamento meccanico degli scoli, come fu limitato nella proposta, per riguardi economici, non risolve il problema, non provvedendosi ad uno scarico continuo dell'acqua in qualunque stato del fiume recipiente; mentre sarebbe necessario sollevare l'acqua ad altezza poco inferiore alla massima piena di Reno, con spesa rilevantissima ed incompatibile nei riguardi economici.

Il provvedimento più razionale che si presenta per lo scolo della bassa pianura renana è quello di due canali indipendenti, con recapito in mare, od in Reno alla sua foce, l'uno per le acque dei Circondari romagnoli, e l'altro per quelle dei Circondari bolognesi.

Per i Circondari romagnoli può adottarsi il progetto dagli Ingegneri consorziali elaborato e presentato dal 1884 con quei miglioramenti che uno studio più completo delle circostanze del terreno potrà suggerire.

Per i Circondari bolognesi è stato proposto dall'ingegnere Galassi la costruzione di un canale che avrebbe origine di fronte alla Beccara Nuova, dove raccoglierebbe le acque condotte dal canale della Botte, e correndo sulla destra del Reno ad una distanza minima di circa mezzo chilometro e sottopassando mediante botti sotterranee la futura inalveazione dell'Idice e Quaderna, i torrenti Sillaro e Santerno ed il canale Fusignano, dopo un percorso di poco più di 20 chilometri entrerebbe in Reno a 400 metri a monte dello sbocco del Senio, mediante *chiavica con soglia* in corrispondenza al fondo di esso fiume. La spesa prevista sarebbe di 12 milioni di lire.

Senonchè l'ingegnere Zucchelli dimostra con valide ragioni che il canale proposto dall'ingegnere Galassi non risolverebbe il problema dello scolo della pianura bolognese, lasciando al presente troppa incertezza sulla sufficienza delle casse di deposito dell'acqua a chiavica chiusa, e sul fianco che può venire aggiunto ai terreni bassi del IV e V Circondario, e portando in sé la sicurezza della insufficienza dello scolo dopo l'incanalamento dell'Idice, Quaderna e Lamone. Aggiungasi che lo scolo bolognese indipendente, condotto sulla destra di Reno, deve ad ogni piè sospinto vincere un ostacolo per attraversare torrenti e canali che gli sbarrano il passo, cominciando dall'Idice e Quaderna fino al Lamone, per cui riesce tecnicamente e finanziariamente poco accettabile.

Invece lo scolo bolognese, condotto sulla sinistra del Reno a partire dalla Bastia e fino a Tor di Primaro, risolve il problema idraulico in modo completo, il che è l'essenziale, e può competere finanziariamente con qualunque altro dei sistemi di bonifica proposti. Nè vi possono essere maggiori difficoltà tecniche o giuridiche da superare.

Onde ci uniamo all'egregio ing. Zucchelli nel far voti che nel momento decisivo della questione gravissima della bonifica renana, il canale bolognese a sinistra del Reno venga preso nella ben dovuta considerazione da chi nella detta questione avrà per ultimo la parola.

G. SACHERI.

NECROLOGIA

L'arch. Giacomo Franco

NATO L'11 FEBBRAIO 1818 — M. IL 28 GIUGNO 1895.

In età di poco più che 77 anni, è morto a Venezia il cav. Giacomo Franco, professore di architettura e direttore dell'Istituto di Belle Arti in quella città.

Perfetto tipo di gentiluomo, carattere integerrimo, simpatico, affabile, come uomo si guadagnò la stima e l'amicizia di quanti lo avvicinarono; come insegnante, la venerazione dei numerosi allievi che in 23 anni l'ebbero a maestro; come artista, l'ammirazione di tutti gli intelligenti ed il plauso dei colleghi.

Ebbe funerali degni di lui: Venezia e Lonigo si prepararono a scolpirgli durevoli ricordi.

Era nato a Verona in buone condizioni di fortuna, e fu a sua volta prodigo e generoso, specialmente cogli artisti; voltosi per lui il carro della fortuna, all'arte ebbe ricorso, ed esperto cultore di essa, seppe ripropocciarsi gli agi della vita. Con vera passione si era dedicato in gioventù all'architettura, dapprima illustrando su straniere pubblica-

zioni i precipi tesori dell'arte veronese, poi attendendo ai loro restauri. Molto aveva viaggiato, e molto appreso. Quando il bisogno si fece sentire, egli, disegnatore abilissimo, s'impiegò nelle ferrovie. Nel 1871, benchè senza diplomi, fu indotto a presentarsi a concorrere alla cattedra di architettura per l'Istituto di Belle Arti in Venezia e l'ottenne; più tardi ebbe pure a dirigere quell'Istituto. Fece parte di parecchie Commissioni, essendo considerato come uno dei primi nostri architetti.

Prese parte a molti concorsi, e le sue maggiori opere sono il Duomo di Lonigo e l'Ossario di Custoza, ch'egli eseguì appunto in seguito a concorsi vinti.

Del Tempio di Lonigo, l'*Ingegneria* ebbe già a trattare due volte: la prima nel 1876 (fascicolo III), quando fu stampata la relazione della Commissione esaminatrice di quel concorso, della quale è stato relatore l'ing. Sacheri, direttore di questo periodico; la seconda nella rassegna della prima Esposizione italiana di architettura, tenutasi in Torino nel 1890 (V. fascicolo IX del 1891). Di questa chiesa bellissima fu allora dato un disegno ed una breve descrizione; ora possiamo ancora aggiungere che fu solamente inaugurata il giorno 20 di questo mese, ond'è che deploriamo doppiamente la sua morte, avvenuta alla vigilia del suo trionfo.

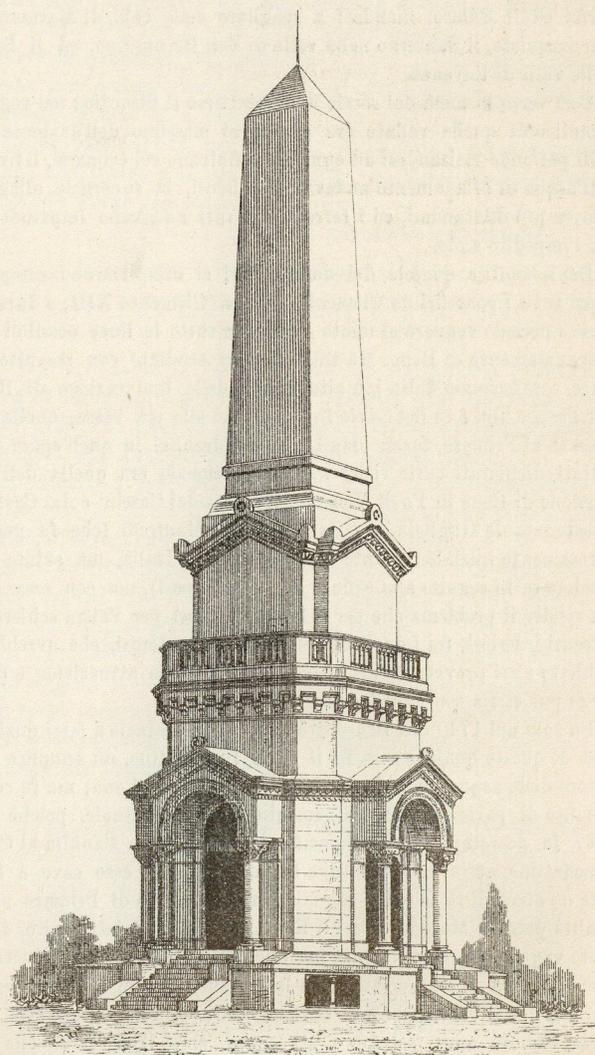


Fig. 59. — Ossario di Custoza.

Dell'Ossario, quadrifronte, di Custoza, inauguratosi nel 1879, diamo ora uno schizzo (fig. 59), osservando che è pure ispirato allo stesso stile lombardo del medioevo, largamente interpretato, ma con gusto ed armonia.

Quanto al metodo d'insegnamento adottato dal prof. Franco, che volle aboliti i colori ed i volgari effetti nella rappresentazione dei disegni architettonici, rese meritatissimi elogi il nostro Direttore nella rivista ora citata, trattando dei saggi dell'Istituto di Belle Arti di Venezia.

A. F.

Fig. 1. — Elevazione a monte. — 1 a 2000.

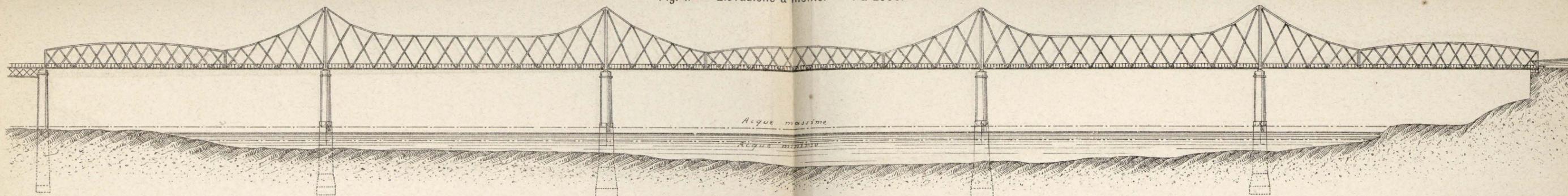


Fig. 2. — Pianta ad opera finita. — 1 a 2000.



Fig. 3. — Sezione trasversale del montante. — 1 a 200.

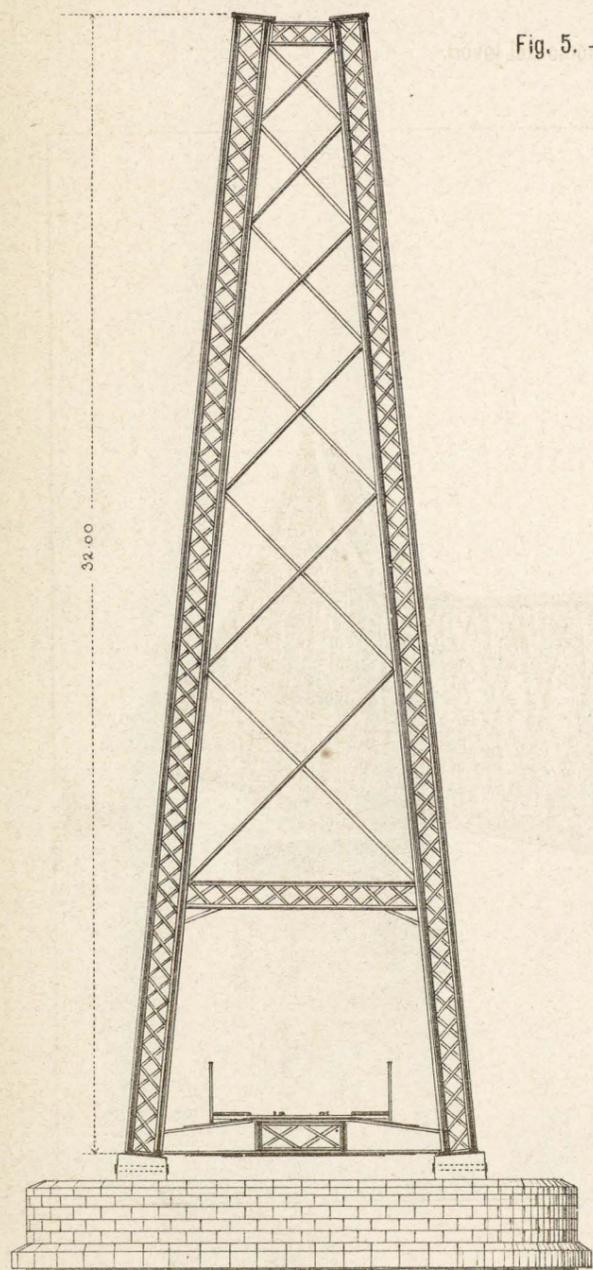


Fig. 5. — Sezione normale del rompighiaccio. — 1 a 200.

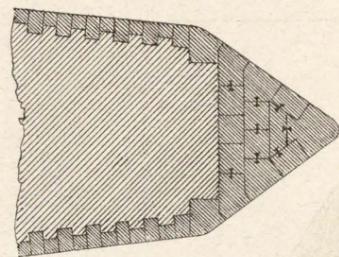


Fig. 4. — Sezione trasversale sul mezzo della trave mensola. — 1 a 200.

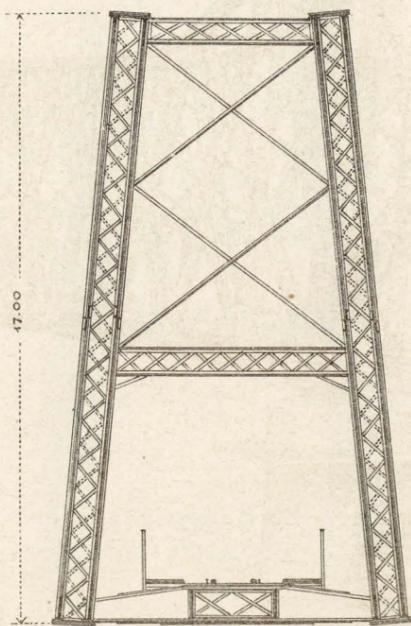


Fig. 6. — Veduta prospettica a valle di una delle travi a mensola durante il corso dei lavori.

